

BUDOWA LOTNISK



WYDAWNICTWO
MINISTERSTWA OBRONY NARODOWEJ

F. SPASSKI, A. KRIWISSKI, J. BESSER,
J. RUSINOW, S. KOROLKO, N. MISZCZENKO,
A. PIETROW, B. JERSZOW

BUDOWA LOTNISK

(WYKONYWANIE ROBÓT)

Pod ogólną redakcją
F. SPASSKIEGO



1 9 5 5

WYDAWNICTWO
MINISTERSTWA OBRONY NARODOWEJ

STAT

Page Denied

BUDOWA LOTNISK



WYDAWNICTWO
MINISTERSTWA OBRONY NARODOWEJ

F. SPASSKI, A. KRIWISSKI, J. BESSER,
J. RUSINOW, S. KOROLKO, N. MISZCZENKO,
A. PIETROW, B. JERSZOW

BUDOWA LOTNISK

(WYKONYWANIE ROBÓT)

Pod ogólną redakcją
F. SPASSKIEGO

1955

WYDAWNICTWO
MINISTERSTWA OBRONY NABÓDOWEJ

Tytuł oryginału:
„STROITELSTWO AERODROMOW”
(PROIZWODSTWO RABOT)

Przełożyli z rosyjskiego:
mgr inż. J. HORIWATT i mgr inż. J. ABRAMOWICZ

Z powodu braku w ojczyźstiej literaturze technicznej opracowań poświęconych wykonawstwu robót lotniskowych dokonano niniejszego tłumaczenia książki radzieckich inżynierów.
Książka ta przyczyni się do podniesienia poziomu wykonywania robót lotniskowych w naszym kraju.

Redaktor
mgr inż. B. SIERZPOWSKI
Redaktor techniczny
H. MALCZEWSKA

Wydawnictwo Ministerstwa Obrony Narodowej
Warszawa 1953. Wydanie I

Objętość: 46,4 ark. wyd., 31 ark. druk.
Papier: d. k. at. V kl. 82 gr. Format: 16 x 100/16.
Cena: 6 zł. 9.VIII.53 r. Podpis: do druku 1.II.53 r.
Druk: wykonano 15.II.53 r. Nr zam. 1470 z dn. 9.VIII.53 r.
Wojskowe Zakłady Graficzne w Warszawie
CvP-1244
Cena zł 171,40

PRZEDMOWA

Niniejsza książka zawiera opis wykonawstwa robót lotniskowych. Książka ta składa się z trzech części: pierwsza część obejmuje wykonawstwo robót przy budowie pola startowego, druga omawia wykonawstwo robót przy budowie ulepszonej nawierzchni na lotniskach, a trzecia zawiera opis pomocniczych działań produkcji dla budownictwa lotniskowego. Rozpatrzenie zagadnień planowania budownictwa (łącznie z właściwym rozwiązaniem projektu urządzenia placu budowy i opracowaniem ogólnego planu budowy), kierowania budowaniami, jak również ogólnych spraw organizacyjnych budownictwa lotniskowego zostanie ujęte w czwartej części, przewidzianej do wydania w postaci osobnej książki.

Książka jest opracowana jako podręcznik wykonawstwa robót lotniskowych przy założeniu, że zasady wykonawstwa i organizacji robót ogólnobudowlanych, jak również zasady normowania i sporządzania kosztorysów, są znane czytelnikowi.

Jako główną zasadę przyjęto w książce maksymalnie wszechstronną mechanizację robót oraz ich wykonywanie najbardziej nowoczesnymi metodami potokowymi. Różne sposoby wykonawstwa, jako nie odpowiadające współczesnym wymaganiom, nie są uwzględniane w niniejszej książce, z wyjątkiem przypadków, gdy zastosowanie takich sposobów jest spowodowane koniecznością.

W odróżnieniu od wielu prac, poświęconych organizacji i wykonawstwu robót, w niniejszej książce nie zostały umieszczone opisy stosowanych maszyn i urządzeń. Autorzy zakładali, że przy dzisiejszym stanie mechanizacji krótkie opisy maszyn w pracy poświęconej wykonawstwu robót nie są celowe. Przy właściwym organizowaniu współczesnego budownictwa, w tej dziedzinie i lotniskowego, niezbędne jest dokładne wykorzystanie znajomości stosowanych maszyn i urządzeń.

W opisie wykonawstwa natomiast należy szczególnie podkreślić wyjątkowe znaczenie pełnego wykorzystania maszyn dla skrócenia czasu budowy i obniżenia kosztów. W związku z tym w książce niniejszej dla wszystkich zasadniczych stosowanych rodzajów maszyn podane są wzory do obliczania ich wydajności, przez analizowanie których można zawsze ustalić właściwą drogę do najlepszego wykorzystania maszyn w warunkach danej budowy. Podawane w książce przykłady wydajności nie mogą być rozpatrywane jako normy; osiągnięcie lepszych wyników jest obowiązkiem i zadaniem budowniczych.

Mając na względzie dążenie do zwiększenia wydajności pracy, w książce podano teoretyczne podstawy właściwych sposobów wykonawstwa (na przykład pracy zaprniarek, zagęszczania gruntu itp.).

Książka ta jest pierwszą próbą systematycznego ujęcia zagadnień wykonawstwa robót lotniskowych.

Jako teoretyczne podstawy książki służyły prace radzieckich uczonych w dziedzinie nauki budownictwa. Najcenniejsze z nich, które stanowiły podstawę dla ustalenia sposobów budowy betonowych nawierzchni, są prace członka Akademii A. Bajkova,

doktorów nauk technicznych, profesorów N. Bielajewa, B. Skramtajeva, J. Aleksandrina, A. Szejkina i innych; jako podstawy dla ustalenia sposobów budowy ulepszonych nawierzchni służyły prace uczonych szkoły drogowej z profesorem P. Sacharowem i doktorem nauk technicznych profesorem N. Iwanowem na czele.

Oczywiste jest, że praca niniejsza nie wyczerpuje całości zagadnień budownictwa lotniskowego, szczególnie ze względu na nowość tych zagadnień oraz wobec ciągłego postępu i rozwoju wykonawstwa.

Autorzy uważają za swój obowiązek podziękować za cenne uwagi i rady: D. Filatowowi, recenzentom M. Andrienko, K. Stroganowowi, A. Michajłowskiemu i A. Romanowowi, jak również G. Owruczkiemu, A. Bogusławskiemu, N. Frolowowi i G. Kowalewowi, którzy wyrazili opinię o rękopisie.

Praca podzielona była pomiędzy autorów jak następuje: wstęp i rozdziały II, V, VII, IX zostały opracowane przez docenta, kandydata nauk technicznych F. Spasskiego. Wstęp do drugiej części i rozdziały XII, XIII, XIV, XV, XVI, XVII, XVIII napisał kandydat nauk technicznych A. Kriutski.

Rozdziały: I (oprócz § o wstępnym odwodnieniu), XIX, XX, XXIV i XXV (oprócz § o warsztatach naprawczych) opracował kandydat nauk technicznych J. Besser. Rozdziały: III, IV, VIII napisał kandydat nauk technicznych Z. Rusinow, przy tym rozdział IV — według danych uzyskanych na podstawie doświadczalnych badań autora. Rozdziały: XXII, XXIII, § o przygotowaniu materiałów rozdziału XXI, § o warsztatach remontowych z rozdziału XXV opracował docent, kandydat nauk technicznych S. Korolko. Rozdział XI — docent, kandydat nauk technicznych N. Miszczenko. Rozdział X i § o wstępnym odwodnieniu z rozdziału I napisali docent, kandydat nauk technicznych W. Jerszow i F. Spasski. Rozdział XXI (oprócz § o przygotowaniu materiałów) — inżynier A. Pietrow. Opracowanie rozdziału X dokonane zostało przez docenta, kandydata nauk technicznych N. Jerszowa.

Ogólną redakcję książki przeprowadził F. Spasski.

WSTĘP

„...mechanizacja procesów pracy jest dla nas siłą nową i decydującą, bez której nie-możliwe jest utrzymanie ani naszego tempa, ani nowej skali produkcji”.

(J. Stalin)

Budownictwo dwóch zasadniczych typów lotnisk: stałych, przeznaczonych do długotrwałego użytkowania, i tymczasowych — do krótkotrwałego użytkowania — stanowi jedno z zagadnień zaspokajania potrzeb lotnictwa wojskowego.

Każdy z tych typów różni się swymi urządzeniami oraz wyposażeniem; ma swoje szczególne właściwości zarówno pod względem sposobów budowy, jak i pod względem wielkości robót, czasu trwania budowy, jak również warunków wykonywania i sposobu organizowania robót.

Zakres prac budowlanych na stałych lotniskach jest znacznie większy niż na lotniskach tymczasowych. Czas budowy lotnisk stałych trwa kilka miesięcy i posiada wszystkie cechy budownictwa stałego, a na zbudowanie tymczasowych potrzeba kilku dni lub nawet godzin; szczególnie podczas wojny te ostatnie posiadają cechy budownictwa tymczasowego.

W niniejszej pracy podane są przeważnie sposoby wykonywania robót przy budowie stałych lotnisk. Dane te wyczerpują również zagadnienie budowy lotnisk tymczasowych. Wyjątek stanowią zagadnienia związane z organizacją budów, które należy rozpatrywać osobno dla każdego rodzaju budowy.

Ogólna charakterystyka robót lotniskowych

Współczesne budownictwo lotnisk związane jest z wykonaniem bardzo różnorodnych zadań. W tej liczbie (pomijając wykonanie budowli, co stanowi odrębny temat) znajdują się:

1. Prace związane z urządzeniem pól wzlotów, do których należą:
 - a) przygotowanie terenu dla wykonania zasadniczych prac związanych z budową pola wzlotów;
 - b) roboty ziemne, związane ze złagodzeniem naturalnej rzeźby terenu na polach wzlotów, z przygotowaniem koryta pod ulepszone nawierzchnie i wykopów dla przeprowadzenia stałej sieci odwadniającej i odprowadzającej opady atmosferyczne;

* Dziewła, t. 13, 3.67.

doktorów nauk technicznych, profesorów N. Bielajewa, B. Skramtajewa, J. Aleksandrina, A. Szejkina i innych; jako podstawy dla ustalenia sposobów budowy ulepszonych nawierzchni służyły prace uczonych szkoły drogowej z profesorem P. Sacharowem i doktorem nauk technicznych profesorem N. Iwanowem na czele.

Oczywiste jest, że praca niniejsza nie wyczerpuje całości zagadnień budownictwa lotniskowego, szczególnie ze względu na nowość tych zagadnień oraz wobec ciągłego postępu i rozwoju wykonawstwa.

Autorzy uważają za swój obowiązek podziękować za cenne uwagi i rady: D. Filatowowi, recenzentom M. Andrienko, K. Stroganowowi, A. Michajłowskiemu i A. Rumanowowi, jak również G. Owruczskiemu, A. Bogusławskiemu, N. Frotowowi i G. Kowalewowi, którzy wyrazili opinię o rękopisie.

Praca podzielona była pomiędzy autorów jak następuje: wstęp i rozdziały II, V, VII, IX zostały opracowane przez docenta, kandydata nauk technicznych F. Spasskiego; Wstęp do drugiej części i rozdziały XII, XIII, XIV, XV, XVI, XVII, XVIII napisał kandydat nauk technicznych A. Khrutski.

Rozdziały: I (oprócz § o wstępnym odwodnieniu), XIX, XX, XXIV i XXV (oprócz § o warsztatach naprawczych) opracował kandydat nauk technicznych J. Besser. Rozdziały: III, IV, VIII napisał kandydat nauk technicznych Z. Rustnow, przy tym rozdział IV — według danych uzyskanych na podstawie doświadczalnych badań autora. Rozdziały: XXII, XXIII, § o przygotowaniu materiałów rozdziału XXI, § o warsztatach remontowych z rozdziału XXV opracował docent, kandydat nauk technicznych S. Korotko. Rozdział XI — docent, kandydat nauk technicznych N. Miszczenko. Rozdział X i § o wstępnym odwodnieniu z rozdziału I napisali docent, kandydat nauk technicznych W. Jerszow i F. Spasski. Rozdział XXI (oprócz § o przygotowaniu materiałów) — inżynier A. Pietrow. Opracowanie rozdziału X dokonane zostało przez docenta, kandydata nauk technicznych N. Jerszowa.

Ogólną redakcję książki przeprowadził F. Spasski.

WSTĘP

„...mechanizacja procesów pracy jest dla nas siłą nową i decydującą, bez której niemożliwe jest utrzymanie ani naszego tempa, ani nowej skali produkcji!”.

(J. Stalin)

Budownictwo dwóch zasadniczych typów lotnisk: stałych, przeznaczonych do długotrwałego użytkowania, i tymczasowych — do krótkotrwałego użytkowania — stanowi jedno z zagadnień zaspokajania potrzeb lotnictwa wojskowego.

Każdy z tych typów różni się swymi urządzeniami oraz wyposażeniem, ma swoje szczególne właściwości zarówno pod względem sposobów budowy, jak i pod względem wielkości robót, czasu trwania budowy, jak również warunków wykonywania i sposobu organizowania robót.

Zakres prac budowlanych na stałych lotniskach jest znacznie większy niż na lotniskach tymczasowych. Czas budowy lotnisk stałych trwa kilka miesięcy i posiada wszystkie cechy budownictwa stałego, a na budowanie tymczasowych potrzeba kilku dni lub nawet godzin; szczególnie podczas wojny te ostatnie posiadają cechy budownictwa tymczasowego.

W niniejszej pracy podane są przeważnie sposoby wykonywania robót przy budowie stałych lotnisk. Dane te wyczerpują również zagadnienie budowy lotnisk tymczasowych. Wyjątek stanowią zagadnienia związane z organizacją budów, które należy rozpatrywać osobno dla każdego rodzaju budowy.

Gólna charakterystyka robót lotniskowych

Współczesne budownictwo lotnisk związane jest z wykonaniem bardzo różnorodnych zadań. W tej liczbie (pomijając wykonanie budowli, co stanowi odrębny temat) znajdują się:

1. Prace związane z urządzeniem pól wlotów, do których należą:
 - a) przygotowanie terenu dla wykonania zasadniczych prac związanych z budową pola wlotów;
 - b) roboty ziemne, związane ze zładzeniem naturalnej rzeźby terenu na polach wlotów, z przygotowaniem koryta pod ulepszone nawierzchnie i wykopów dla przeprowadzenia stałej sieci odwadniającej i odprowadzającej opady atmosferyczne;

* Dział, t. 13, 3.67.

- c) roboty odwadniające teren lotniska i podłoże ulepszonych nawierzchni;
- d) roboty agrotechniczne (zadarnienie) dla uzyskania koniecznej wytrzymałości i trwałości powierzchni pola wlotów.

2. Roboty związane z budową ulepszonych nawierzchni na lotniskach (dróg startowych, dróg manipulacyjnych, miejsc postojów samolotów).

Rozpiętość tych prac jest różna i zmienia się w zależności od rodzaju nawierzchni, sposobów wykonania oraz stosowanych materiałów.

Roboty związane z budową nawierzchni wymagają uprzedniego zorganizowania szeregu pomocniczych przedsiębiorstw, bez pomocy których budowa nawierzchni nie może być wykonana, a mianowicie:

- a) żwirowania i piaskowania, które służą dla zabezpieczenia wydobycia, przygotowania i uszlachetnienia materiałów kamiennych, żwiru i piasku, jeśli nie ma możliwości otrzymania materiałów z istniejących miejscowych kopalń;
- b) wytwórni betonu (przy budowie nawierzchni betonowych);
- c) wytwórni asfaltu i smolobetonu (przy budowie asfaltobetonowych nawierzchni);
- d) baz asfaltowych (przy budowie nawierzchni asfaltowych);
- e) betoniami produkującej żelbetonowe rury dla kolektorów);
- f) tartaku i stolarni dla zaopatrzenia budowy w materiały i wyroby drzewne;
- g) bazy zbrojenowej wykonującej zbrojenia do żelbetu;
- h) warsztatów przygotowujących przekładki do szczylin;
- i) warsztatów naprawczych i obsługi maszyn;
- j) urządzeń dla zaopatrywania budowy w wodę i energię elektryczną.

Ponadto jak na każdej budowie przed rozpoczęciem robót należy przygotować stałe lub tymczasowe budynki: biura, hotele, magazyny oraz drogi i inne urządzenia pomocnicze. Wobec znacznych ilości materiałów nadsyłanych na budowę lotniska w większości przypadków zachodzi konieczność zbudowania bocznic kolejowych.

Wszystkie prace związane z organizacją działów pomocniczych powinny być przeprowadzane w okresie przygotowawczym. Teren robót również musi być uprzednio odpowiednio przygotowany. Wykonanie zasadniczych robót przewidzianych w projekcie budowy lotniska rozpoczyna się po zorganizowaniu pomocniczych działów, zabezpieczających potrzeby budowy, i zaopatrzeniu jej w niezbędne zapasy materiałów w celu umożliwienia nieprzerwanego wykonywania robót zasadniczych. Organizacja i wykonanie tak różnorodnych i skomplikowanych przygotowawczych i zasadniczych prac wymaga ścisłego planowania, dokładnej kontroli jakości prac i należycie przemysłowej organizacji kierowania budową.

Kierowanie budową wymaga bardzo dokładnej organizacji, bowiem przy zasadniczych i pomocniczych pracach zatrudnia się wielką ilość ludzi, używa się wielu skomplikowanych i przeważnie kosztownych maszyn oraz posługuje się poważną ilością środków transportowych, poza tym prowadzi się dużo pomocniczych przedsiębiorstw budowlanych.

Kierowanie robotami powinno być zorganizowane według wyraźnie ustalonego schematu w zakresach: zarządzania, technicznym i operatywnym, łącznie z systemem dyspecerskim. Organizacja pracy na takiej budowie wymaga oprócz tego codziennej pracy nad wychowaniem społeczno-politycznym załogi.

Powyższe wstępne uwagi świadczą wyraźnie o tym, że organizacja budownictwa lotnisk posiada rozległy, skomplikowany zakres i wymaga dokładnego przestudiowania wszystkich zagadnień wykonywania i organizacji robót, aby w toku wykonywania prac ustalony tryb prowadził do jak najlepszych wyników.

Zasady organizacji wykonywania robót lotniskowych

Budowa lotnisk, jak i budownictwo w każdej gałęzi gospodarki narodowej, ściśle i nierozdzielnie związana jest z rozwojem nowej radzieckiej techniki budowlanej. W związku z tym radzieckie budownictwo lotniskowe jest nieodłączną częścią radzieckiej szkoły budownictwa i rozwija się na podstawie ogólnych praw socjalistycznej gospodarki i techniki. Jedną z zasad radzieckiego budownictwa jest przyspieszenie procesów budowlanych.

Krótkie terminy w budownictwie sprzyjają zwiększeniu wydajności pracy i obniżeniu kosztów budowy. Poza tym ze względów wojskowych skrócenie czasu budowy lotnisk jest bardzo ważnym czynnikiem.

Podstawą rozwoju szybkościowych metod budownictwa jest maksymalna mechanizacja pracy. Roboty lotniskowe należą do rzędu wyjątkowo pracochłonnych robót. Dlatego właśnie mechanizacja budownictwa lotniskowego jest niezbędna i znajduje coraz większe zastosowanie w praktyce. Mechanizacja robót jest jednakowo ważna na budowach stałych, jak i tymczasowych lotnisk; tak dla pierwszych z powodu wielkiego zakresu prac i krótkich terminów wykonania, jak dla drugich w związku z koniecznością wyjątkowego tempa pracy.

Mechanizacja robót w budownictwie lotniskowym obejmuje:

1) wszystkie pracochłonne roboty, 2) roboty, przy których niezbędna jakość nie daje się osiągnąć bez zastosowania mechanizacji.

Do pierwszego rodzaju należy odnieść roboty ziemne, wydobycie i przygotowanie materiałów, wykonanie podłoża nawierzchni, i przygotowanie betonu i asfaltobetonu, rozścielenie i zagęszczenie betonu i asfaltobetonu, przygotowanie mieszanin, rozprowadzanie płynów przy wykonywaniu czarnych i prostszych nawierzchni; do drugiego rodzaju należy odnieść wykonanie żelbetonowych rur, pokryw, części krytych ścieków i innych.

Przy wykonaniu robót z zastosowaniem znacznych środków mechanicznych szczególnie ważny jest prawidłowy wybór maszyn i urządzeń.

Na budowach stałych lotnisk, wobec wielkiej ilości robót, używa się maszyn i urządzeń ciężkich, obliczonych na pracę we względnie ustalonych warunkach, w zasadzie przeznaczonym do przewożenia tylko koleją.

Natomiast budowy tymczasowych lotnisk, wykonywane w wyjątkowo krótkich terminach, wyróżnia użycie lekkich, przesuwnych i łatwo transportowanych maszyn, które pracują w okresie działań wojennych; w związku z tym przesuwa się je po drogach samochodowych albo za pomocą własnego napędu, albo za pomocą ciągnika.

Dla wykonywania robót nie tylko ważny jest dobór właściwych maszyn, ale i dążenie do jak najpełniejszego wykorzystania maszyn i urządzeń, usprawnienia procesów technologicznych oraz ulepszenia organizacji wykonawstwa, jak również wprowadzone na budowach właściwych postępowych norm wydajności pracy.

Jednym z zasadniczych sposobów przyspieszenia budowy i pełnego wykorzystania maszyn i urządzeń jest dokładne opanowanie i wprowadzenie potokowych metod wykonawstwa robót.

W pierwszym okresie rozwoju budownictwa lotniskowego budowa lotniska nie wymagała wykonania wielkiej ilości robót, poza tym przeprowadzono ją za pomocą najprostszycch środków i nieskomplikowanych metod organizacji prac. W związku z nieznacznym zakresem robót stosowano w zasadzie metodę stopniowego wykonywania, polegającą na tym, że w poszczególnych okresach na jednym odcinku prac wykonywano tylko jedną z przewidzianego szeregu czynności składających się na całość robót. Wszystkie następnne czynności wykonywano dopiero po całkowitym zakończeniu poprzedzających. Na przykład wykopy i nasypy w gruncie mineralnym wykonywano dopiero po zupełnym zakończeniu robót zdjęcia humusu itd.

Metoda stopniowego wykonywania jest szczególnie charakterystyczna dla pracy ręcznej — nie zmechanizowanej. W związku z rozwojem mechanizacji metoda ta w budownictwie lotniskowym została stopniowo wyparta przez bardziej właściwą, obecnie powszechnie stosowaną w budownictwie radzieckim potokową metodę wykonywania.

Stosowana na lotniskach metoda potokowa polega na jednoczesnym, równoległym wykonywaniu na danym odcinku wszystkich rodzajów prac, składających się na całość budowy. Na przykład dla ułożenia nawierzchni na pewnym odcinku jednocześnie, lecz na różnych działkach tego odcinka, wykonywane są wszystkie zasadnicze rodzaje robót: roboty ziemne, drenaż, przygotowanie podłoża, układanie nawierzchni oraz jej wykończenie i konserwacja.

Analogicznie realizowana jest metoda potokowa podczas wykonywania robót ziemnych itd.

Metoda potokowa wymaga podziału całego zakresu robót na wchodzące w jego skład poszczególne czynności. Jedną z tych czynności, z zasady najbardziej pracochłonną (np. przy wykonywaniu nawierzchni — układanie mieszanki), przyjmuje się jako zasadniczą, prowadzącą. Wszystkie inne czynności w stosunku do prowadzącej są bądź przygotowawcze, bądź wykończeniowe i pozostają z nią w ścisłym związku. Czynności podążające, w zależności od ich pracochłonności i szczególnych cech, mogą być łączone w pewne cykle pracy. Na przykład: czynność zdjęcia oraz ponownego ułożenia warstwy humusu, wyrównanie i wałowanie przy wykonywaniu robót ziemnych itd.

Przy potokowej metodzie cały zakres robót niezbędny do wykonania zasadniczej czynności dzieli się na odcinki jednakowe pod względem zadań, właściwości i rozmiarów.

W zależności od zadanego terminu ukończenia robót ustala się w przebieg zasadniczej czynności na danym odcinku, na podstawie czego określa się dla niej odpowiednie wyposażenie w maszyny i urządzenia, jak również niezbędny skład zespołu roboczego.

W oparciu o ustalenie w czasie czynności zasadniczej, określa się terminy wykonania związanych z nią pomocniczych czynności i odpowiednio do tego przewiduje się dla nich niezbędne maszyny oraz brygady robocze.

Zasadnicza, prowadząca czynność oraz inne ściśle z nią związane wykonywane są przez oddzielne zmechanizowane zespoły robocze, z których każdy wykonuje tylko wyraźnie określone czynności.

Wszystkie zespoły pracują na odcinku w określonym liniowym porządku, odpowiadającym kolejności wykonywania poszczególnych elementów całości robót. Każdy zespół po zakończeniu pracy na danym odcinku przesuwa się na następny, uprzednio przygotowany już przez poprzedzający

zespół. Jednocześnie zespół zwalnia pierwszy odcinek dla zespołu podążającego za nim.

W ten sposób osiąga się konsekwentne potokowe wykonanie wszystkich czynności, składających się na całość robót.

Dzięki takiej organizacji powstaje możliwość najbardziej intensywnego wykorzystania pracujących maszyn, ustalenia określonego tempa dla wykonania wszystkich czynności. Jednocześnie metoda potokowa powoduje znaczne zwiększenie wydajności pracy, obniżenie kosztów oraz skrócenie terminu wykonania całości robót.

Taki sposób wykonania robót wymaga należytej organizacji wszystkich wykonawczych czynności, ścisłego ich planowania i wzajemnego skoordynowania, tak w czasie jak i w przestrzeni, inaczej mówiąc: precyzyjnego planowania całego zakresu robót. Tylko przy spełnieniu tych warunków może być osiągnięta niezbędna jednolitość i ciągłość ruchu systemu potokowego oraz największy jego postęp.

Organizacja tego systemu nie może być uogólniona dla wszystkich przypadków wykonywania robót i zależna jest od charakteru robót oraz specyfiki czynności. Metody potokowe dla robót ziemnych i budowy nawierzchni będą odmiennie, poza tym przy budowie nawierzchni różnych rodzajów w skład systemu potokowego wejdą mniej lub więcej podobne czynności, lecz wskutek zachodzących różnic w technologicznych procesach wynikną istotne różnice w poszczególnych systemach potokowych.

Z powyższego wynika, że nie można dla wszystkich przypadków spotykanych w praktyce zalecić jednego systemu pracy potokowej, przeciwnie — powinien on być ustalany indywidualnie, w zależności od każdorazowych warunków pracy. W dalszej treści niniejszej pracy powyższe zagadnienia będą szczegółowo omówione.

CZĘŚĆ PIERWSZA
BUDOWA POLA WZLOTÓW

Rozdział I
PRZYGOTOWANIE TERENU

W celu właściwego rozwinięcia i wykonywania zasadniczych robót przewidzianych projektem należy uprzednio wykonać prace związane z uporządkowaniem terenu budowy.

Do tych prac należą:

1. Wyznaczenie w terenie danych z projektu.
2. Usunięcie lasu.
3. Oczyszczenie terenu z pni, krzaków, kamieni.
4. Przesunięcie i zniesienie budowli, dróg oraz sieci technicznych.
5. Wstępne odwodnienie terenu.

WYZNACZENIE W TERENIE DANYCH Z PROJEKTU

Wyznaczenie w terenie danych z projektu stałego lotniska polega na ustaleniu granic pola wlotów i nawierzchni ulepszonych.

(W dalszym ciągu będziemy używać skrótów: droga startowa — DS, miejsca postoju — MP, drogi manipulacyjne — DM).

Jeżeli na obszarze zasięgu podejść znajdują się przeszkody, należy wyznaczyć również powierzchnie terenu, w granicach których niezbędne jest usunięcie przeszkód (zniesienie budowli, wyrąb lasu itd.).

Przed wyznaczeniem w terenie danych z projektu, należy przeprowadzić dokładne sprawdzenie i odtworzenie zasadniczej siatki mierniczej naniesionej podczas badania terenu. Sprawdzenia dokonuje się drogą geodezyjnych pomiarów wszystkich reperów, do których będą nawiązywane robocze pomiary, oraz przez znalezienie wszystkich innych stałych punktów i sprawdzenie ich według planów.

Wyniki sprawdzenia należy ustalić w protokole przyjęcia zasadniczej siatki mierniczej wraz z opisem czynności potrzebnych do całkowitego odtworzenia siatki. Odtworzenie siatki wykonuje się według ogólnych zasad wykonywania prac geodezyjnych i również sporządza się odpowiedni protokół. Protokoły te przechowuje się na budowie i okazuje się przy przekazywaniu lotniska do użytku.

Wyznaczenie w terenie danych z projektu odbywa się według następującej kolejności:

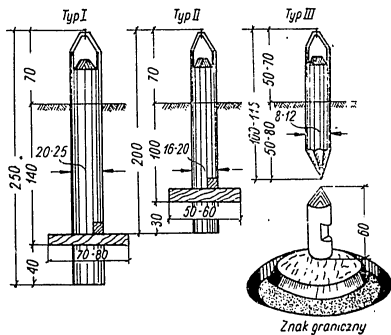
1. Wg planu sytuacyjnego wyznacza się i zabezpiecza na gruncie podłużne osie nawierzchni ulepszonych (DS, MP, DM).

2. Wykorzystując ustalone osie nawierzchni ulepszonych, wyznacza się na gruncie i zabezpiecza granice pola wlotów, powierzchni podejść, dróg i budowli.

Jeżeli wykonanie nawierzchni ulepszonych nie jest przewidziane, wytyczenie granic pola wlotów i powierzchni podejść wykonuje się w bezpośrednim nawiązaniu do reperów według planu sytuacyjnego.

Wszystkie odległości przy wytyczaniu dwukrotnie przemierza się taśmą mierniczą, przy czym ogólny błąd liniowy nie może być większy niż 1 : 2 000 mierzonych długości.

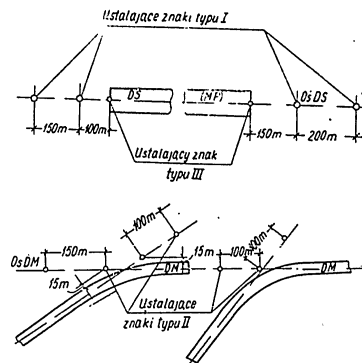
Kąty mierzy się 1' lub 30" teodolitem, błąd kątowy nie może przekraczać $\pm 1,5 t/n$, gdzie t — dokładność teodolitu, n — liczba kątów. Osie budowli zabezpiecza się na gruncie stalymi reperami według trzech typów (rys. 1).



Rys. 1. Typy reperów

Repery sporządza się z drewnianych króciaków o średnicy 15—25 cm i długości 1,5—2,5 m. Dla lepszego umocowania repera w ziemi, w dolnej części jego wykonuje się krzyżak, który powinien znajdować się poniżej głębokości zamarzania; przy zasypywaniu repera grunt należy dokładnie ubijać. W celu uniknięcia uszkodzenia repera w czasie wykonywania robót, należy go odpowiednio okopocować. Pożądane jest w głównych punktach ustawienie stalych, żelaznych reperów na fundamentach betonowych według typu I. Osie podłużne DS i DM ustala się w terenie za pomocą dwóch reperów według typu I z każdej strony pasa (rys. 2). Pierwszy z nich ustawia się w odległości 100—150 m od końca pasa, drugi zaś w takiej samej odległości od pierwszego. W wystający koniec każdego repera wbija się gwóźdź, ściśle na osi, wyznaczony za pomocą teodolitu. Osie DM zabezpiecza się reperami w wierzchołkach kątów i na przedłużeniach osi w odległości 100—150 m.

Jeżeli wierzchołek kąta wypadnie w miejscu przyszłej nawierzchni, jeden reper ustawia się na przedłużeniu osi o 10—15 m od teoretycznego punktu, drugi zaś w odległości 100—150 m od pierwszego (rys. 2).



Rys. 2. Ustalenie osi DS, MP, DM

Oprócz stalych reperów, oznaczających osie główne nawierzchni, ustawia się co 200 m czasowe, według typu III, w odległości 50—70 m od krawędzi nawierzchni na liniach równoległych do osi. Granice lotniska ustala się przez okopocowane znaki graniczne, umieszczone w wierzchołkach kątów, połączone ze sobą płytkim rowkiem. Gdy odległość między znakami granicznymi przekracza 400—500 m, ustawia się ponadto dodatkowe znaki graniczne.

Wyznaczenie w terenie danych z projektu wykonuje się protokołarnie z udziałem przedstawicieli inwestora, biura projektów i kierownictwa robót.

W czasie wojny przy budowie tymczasowego lotniska granicę pola wlotów ustala w terenie grupa przeprowadzająca te wytyczenia za pomocą kołków ustawianych co 100—200 m, w zależności od stopnia widoczności.

USUNIĘCIE LASU

Przy budowie lotnisk zachodzi często konieczność usunięcia lasu, które może być dokonane dwoma sposobami:

- 1) Wyrąb lasu, a następnie karczowanie pni;
- 2) Przewracanie drzew łącznie z korzeniami.

Wybór odpowiedniego sposobu wynika z warunków budowy i zależy od wieku i gęstości zadrzewienia, gatunków drzew, pory roku oraz od sprzętu, którym rozporządza budowa.

W zwykłych warunkach stosuje się przeważnie normalny wyrąb lasu, przy którym uzyskuje się największą masę użytkowego drewna. W zasa-

dzie sposób przewracania drzew może być stosowany tylko w razie pośpiechu dla usunięcia młodego, mało wartościowego lasu, przy czym prace te wykonuje się przy użyciu ciągników lub spycharek.

W wyjątkowych okolicznościach, szczególnie w czasie wojny w pobliżu frontu, gdy one zmuszają do częściowego zrezygnowania z masy użytkowego drewna, stosuje się przeważnie sposób przewracania łącznie z korzeniami, jako wymagający mniejszej ilości robocizny i krótszego czasu.

Wyrąb lasu z późniejszym karczowaniem pni wykonuje się mechanicznymi lub ręcznymi piłami. Ręczne piły: pałakową i zwykłą poprzeczną używa się przy stosunkowo niewielkich robotach i do wycinki młodego lasu. W porównaniu z poprzeczną ręczną pałakowa piła posiada wiele zalet, stosowanie jej jednak ogranicza się do drzew o średnicach nie przekraczających 30 cm.

Dla większych wyrębów lasu odpowiednie jest użycie pił mechanicznych, poruszanych silnikami spalinowymi lub elektrycznymi, bowiem wydajność ich przekracza wydajność ręcznych pił więcej niż dwukrotnie. Przewaga mechanicznych pił wzrasta przy drzewach grubszych, o średnicy ponad 30 cm. Przykłady wydajności pił podano w tabeli I.

Energię elektryczną pobiera się z sieci lub z elektrowni polowych. Najbardziej odpowiednie do tego rodzaju robót są specjalne elektrownie produkcji radzieckiej o mocy 12 KW. Oczywiście, że każdy typ elektrowni o zbliżonej mocy znajdujący się na budowie, może być użyty do tego celu.

Wyrąb lasu i wstępna obróbka powinny być wykonywane przez stałe бригады z dokładnym podziałem czynności na poszczególne zespoły.

Tabela I
Wydajność pił mechanicznych przy wyrębie lasu (na 8 godzin w hektarach)

Piła	Rodzaj lasu	16—23 cm	24 cm i więcej	16—23 cm	24 cm i więcej
		miękkie gatunki		twarde gatunki	
poruszana silnikiem spal.	gęsty	0,55	0,64	0,35	0,43
	średni	0,91	0,98	0,57	0,65
	rzadki	1,62	2,08	1,02	1,39
poruszana silnikiem elektr.	gęsty	0,59	0,67	0,36	0,45
	średni	0,96	1,02	0,59	0,69
	rzadki	1,72	2,18	1,06	1,47

We wstępnych obliczeniach można przyjąć następującą pracochłonność poszczególnych czynności: pilowanie i zwalanie drzew — 28%, oddzielenie gałęzi — 23%, podział kłoców — 35%, składowanie — 14%.

Przy ręcznym pilowaniu бригада dzieli się na 4 zespoły.

1. Wyrąb lasu — 3—4 rob. (dwóch piluje, trzeci podcina drzewo siekierą, wbija kliny, popycha drzewo zastrzałem; zimą dodaje się jednego robotnika do odrzucania śniegu).

2. Oddzielenie, zbieranie i palenie gałęzi — 3 rob.

3. Podział kłoców — 4 rob.

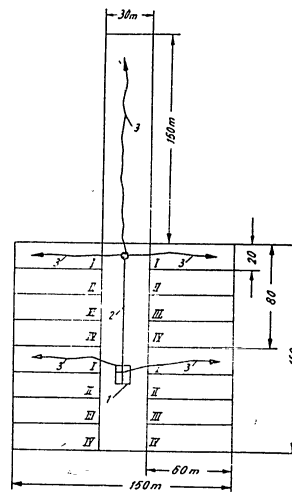
4. Składowanie kłoców na działkach — 2 rob. z koniem.

Przy pracy piłami mechanicznymi, gdy robotnicy nie mają jeszcze wprawy, ustala się stan бригады, który wynosi 4 robotników na jedną piłę, nie

licząc robotników do składowania. W miarę nabierania wprawy powiększa się stan бригады do 7—8 rob. na jedną piłę, przy jednoczesnym odpowiednim zwiększeniu wydajności na jedną piłę.

Przykład podziału poręby na działki pokazany jest na rysunku 3.

Бригада pracuje równolegle na dwóch działkach. Operator i pomocnik ścinają na pierwszej działce 8—10 drzew i przenoszą się na następną, reszta zaś бригады na pierwszej działce rozpoczyna oddzielenie gałęzi. Po ścię-



Rys. 3. Ustalenie działek przy pracy za pomocą piły elektrycznej
1 — elektrownia polowa; 2 — główny kabel; 3 — kabel do piły; I—IV — działki

ciu na drugiej działce 8—10 drzew operator z pomocnikiem wracają na pierwszą działkę i dokonują podziału kłoców, reszta zaś бригады po ukończeniu pracy na pierwszej działce przechodzi na drugą, następnie czynności się powtarzają.

Przy pilowaniu drzew jeden robotnik z reszty бригады pomaga operatorowi — podcina drzewo i kieruje jego upadkiem.

Najlepiej jest wyrąb lasu wykonywać w zimie, gdyż drewno z zimowego cięcia jest mocniejsze i trwalsze. Poza tym w zimowych warunkach wywóz drewna jest łatwiejszy.

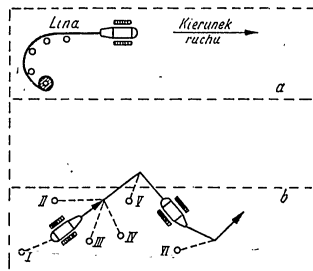
Dla wygody późniejszego karczowania należy przy ścinaniu drzew pozostawiać, zależnie od ich średnicy, pnie o wysokości do 1,0 m.

Przewracanie drzew z korzeniami wykonuje się różnymi sposobami: grube drzewa z zasady wysadza się za pomocą środków wybuchowych, średniej grubości — przy użyciu spycharki, wyjątkowo w razie konieczności bezpośrednio ciągnikiem; cienkie drzewa — przy użyciu spycharki lub ciągnika. W ziemi i przy znacznym przemarzaniu gruntu najbardziej właściwym sposobem jest wysadzanie.

Przed przewracaniem za pomocą wysadzania wykonuje się kilka próbnych wybuchów w celu ustalenia wielkości ładunków i głębokości ich założenia. Orientacyjny ciężar ładunku (amonit) wynosi od 15—20 g na 1 cm średnicy drzewa, mierzonej przy powierzchni ziemi. Aby nie uszkodzić drewna, zakłada się ładunek na głębokości nie mniejszej od 1,5 średnicy drzewa.

Do przewracania drzew młodego lasu odpowiedni jest dla średnich grubości ciągnik radziecki typu średniego CzTZ, dla małych grubości — lekkiego typu STZ-NATI.

Na haku pociągowym ciągnika umocowuje się za pomocą kółka jeden koniec liny o grubości 25—30 mm; drugi koniec za pomocą zaciągającej się pętli zaczepia się za drzewo. Aby uniknąć załamania się drzewa, wysokość zaczepienia liny na drzewie od poziomu ziemi może się wahać od 1,0 m (dla cieńszych drzew) do 2,5 (dla grubszych drzew). Długość liny musi przekraczać o 5—10 m wysokość najwyższych drzew na porębie. Ciągnik musi pracować płynnie, bez szarpnięć, gdyż nierównomierne obciążenie niszczy jego skrzynię biegów i sprzęgło.



Rys. 4. Organizacja przewracania drzew łącznie z korzeniami

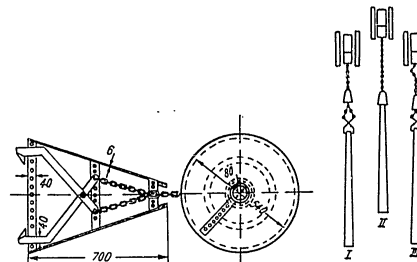
Przy przewracaniu wielkich drzew, jak również na zwięzłych i suchych gruntach wskazane jest uprzednie podcinanie dostępnych korzeni. Przewrócone drzewo należy odciągnąć na 1—3 m, lecz nie dalej jak na 3—3,5 m, gdyż ziemię pozostającą na korzeniach należy użyć do zasypiania powstałego dołu.

Przewracanie lasu zaleca się wykonywać na działkach o szerokości 100—150 m i długości do 300 m. Na działce z drzewami o różnych średnicach należy stosować sposób pracy wskazany na rysunku 4 a, polegający

na tym, że lina przymocowana do grubego drzewa ogarnia kilka cienkich drzew i przy posuwaniu się ciągnika cała grupa stopniowo się przewraca. Przy stosunkowo równych średnicach drzew pracę należy prowadzić według schematu podanego na rysunku 4 b.

Przy przewracaniu grubych drzew za pomocą spycharki, należy uprzednio obciąć korzenie tuż przy pniu ze wszystkich stron, oprócz obranego kierunku padania drzewa. Potem, dla zwiększenia efektu działania, lemiesz spycharki podnosi się jak można najwyżej i ciągnik, popychając drzewo nożem, przewraca je. Wyciągnięcie dłużyc z działek na drogi lub do tymczasowych składów powinno się wykonywać za pomocą ciągników, a tylko niekiedy, przy niewielkich ilościach i krótkich odległościach końmi. W trudnych warunkach terenowych (bagna i słabe grunty) z wyciągnięciem drzew lepiej wstrzymać się aż do zimy. Przyrządy, które służą do wyciągania dłużyc, są następujące: liny wyciągowe, stożki i sanki. Do tego celu używa się lin wyciągowych o grubości 16—30 mm, długości do 10 m. Na jednym końcu liny robi się pętlę, na drugim zaś przymocowuje się hak. Linę zamocowuje się pętlą w odległości 30—40 cm od końca dłużycy, ciągnik jednocześnie ciągnie trzy do czterech średnich rozmiarów dłużyc na osobnych linach lub kilka mniejszych na jednej linie.

Stożki (rys. 5) wykonuje się z 4—8 mm blachy stalowej, uszlywnionej trzema obręczami. W zależności od średnic przeciąganych dłużyc średnica podstawy stożka powinna wynosić od 40 do 90 cm.



Rys. 5. Stożek dla ułatwienia wyciągania dłużyc i schemat jego pracy: I, II, III — fazy pracy

Przez węższą część stożka przesuwają się łańcuch lub linę przymocowaną do ciągnika. Drugi koniec łańcucha lub liny posiada na końcu uchwyt lub pętlę, chwytającą dłużycę. Przy posuwaniu się ciągnika uchwyt lub pętlę ciągnie dłużycę aż do oparcia się jej o ścianki stożka, dalsze posuwanie się odbywa się wspólnie. Na miejscu składowania kierowca nadaje ciągnikowi bieg w tył, zwalnia napięcie liny, a robotnik łomem odsuwa stożek i zwalnia zaciśnięty uchwyt lub pętlę.

Sanki stosuje się przy przeciąganiu dłużyc na odległości większej od 500 m.b. Dla zmniejszenia tarcia drewniane płozy sanek okuwa się stalowymi płaskownikami.

OCZYSZCZANIE TERENU Z PNI, ZAROSLI I KAMIENI

Karczowanie pni

Do karczowania pni o średnicy większej niż 35 cm używa się maszyn do karczowania z ciągnikami lub środków wybuchowych; dla pni o średnicy 15—35 cm stosuje się konne maszyny do karczowania lub bezpośrednio wyciąganie ciągnikiem, przy mniejszych zaś średnicach i przy niewielkich ich ilościach można stosować sposób ręcznego karczowania. Oprócz tego do karczowania pni używane są specjalne dźwigarki na ciągniku i koparki ze specjalnymi urządzeniami.

W ziemi, kiedy nawet zmechanizowane karczowanie jest utrudnione, należy stosować do tego celu środki wybuchowe. Karczowanie jest znacznie ułatwione na wiosnę w wilgotnym gruncie (po rozmrożnięciu) i na jesieni.

Karczownice ciągnikowe posiadają znaczną siłę pociagową (do 35 t na pierwszym biegu) i mogą karczować pnie o średnicy do 70 cm. Należy je stosować przy większych ilościach pni, gdyż z jednego stanowiska daje się wykarczować nie mniej niż 50 do 75 sztuk pni.

Przy pracy karczownic ciągnikowych wykonujemy następujące czynności:

a) za pomocą liny kotwicznej zamocowujemy maszynę do największego pnia;

b) rozpoczynamy od karczowania najbardziej odległych pni przy wykorzystaniu całej długości liny (50—60 m), po czym przystępujemy do karczowania coraz bliższych pni;

c) przy karczowaniu grubych pni, nie podających się od razu pomimo maksymalnego napięcia, należy przez kolejne naciąganie i luzowanie liny pień stopniowo w gruncie rozluźnić. Gdy to nie pomaga, należy częściowo podtrąbać korzenie.

Dla zwiększenia wydajności przy stosunkowo drobnych pniach stosuje się wiązkę lin dla jednoczesnego karczowania kilku pni.

W razie konieczności karczowania pni niezbyt oddalonych linę skracają za pomocą specjalnego przyrządu, aby uniknąć nawijania się jej na bęben dźwigarki więcej niż w dwóch warstwach, gdyż w przeciwnym przypadku lina ulega zgnieceniu i szybkiemu zniszczeniu. W skład zespołu pracującego za pomocą karczownicy z ciągnikiem wchodzi 7—8 pracowników.

Przy karczowaniu pni przy użyciu środków wybuchowych, ładunek zakłada się pod środkiem zakorzenienia, licząc od powierzchni ziemi, na głębokości równej 1-1,5 średnicy pnia; przy bardzo wielkich pniach zakłada się kilka ładunków jednocześnie zapalanych. Na podstawie prób określa się wielkość ładunku. Orientacyjna wielkość ładunku środka wybuchowego (amonit), w gramach na 1 cm średnicy pnia, podana jest w tabeli 2.

Tabela 2

Średnica pnia w cm	miękkie drzewo				twarde drzewo			
	świeżo ścięto		stare ścięto 5 lat		świeżo ścięto		stare ścięto 5 lat	
	żwir	piasek i glina	żwir	piasek i glina	żwir	piasek i glina	żwir	piasek i glina
20—25	16	18	12	14	18	22	14	16
40—45	20	22	16	18	22	26	18	20
60—65	24	26	20	22	26	30	22	24

Szybkość i duża wydajność cechuje wysadzanie pni za pomocą środków wybuchowych. Zespół z 3—5 osób łącznie z minierem wysadza w ciągu 8 godzin 300—400 pni. Wysadzania dokonuje się „krzakami“ po 10—20 pni jednocześnie.

Z braku innych możliwości karczowanie wykonuje się bezpośrednio ciągnikiem. Ciągnik typu STZ-NATI może karczować pnie do 25 cm, typu zaś CzTZ — do 30 cm. Karczowanie (bezpośrednio ciągnikiem) pni o większych średnicach niż 35 cm jest bardzo trudne: nawet po uprzednim obrabianiu korzeni ciągnik pracuje ze znacznym obciążeniem, szarpie, co powoduje częste awarie maszyny.

Przy bezpośrednim karczowaniu ciągnikiem stosuje się liny o długości 10—12 mb. i średnicy 20—25 mm, przymocowane jednym końcem do haka ciągnika, drugim zaś bezpośrednio do pnia. Aby lina nie zeskaakiwała, pień powinien posiadać odpowiednie zacięcie. Dla wykarczowania starych, częściowo zmuszanych pni do liny przymocowuje się hak, który przeciągnięty pod głównymi korzeniami, powoduje wyrwanie pnia łącznie z korzeniami.

Po wykarczowaniu pnia należy odciągnąć o 1—2 m, oczyścić z ziemi, którą następnie zgarnia się do utworzonego dołu.

W zależności od grubości pni przy karczowaniu ciągnikiem typu STZ-NATI pracuje zespół 3—4-osobowy, przy ciągniku zaś typu CzTZ — 4—7-osobowy.

Przy ręcznym karczowaniu stosuje się drewniany drąg z łańcuchem zakończonym hakiem dla uchwycenia pnia za korzenie. Użycie drąga jako dźwigni powoduje wywrócenie się pnia. Podobnie pracuje przy wyrwaniu korzeni przyrząd pokrętny, którego jeden koniec przymocowuje się do korzenia pnia, drugi zaś ciągniony jest poprzez pień przez 3—4 robotników.

Dla przyspieszenia i ułatwienia karczowania na suchych gruntach, podkopuje się i częściowo obrabuje korzenie. Przy ręcznym karczowaniu pracują zespoły 6—7 osobowe, z których 3—4 robotników pracuje przy dźwigni, dwóch przy zacięciu, podkopywaniu korzeni i obrabowywaniu ich oraz jeden przy usuwaniu ziemi z korzeni.

Wykarczowane pnie po usunięciu z nich ziemi odwozi się na sankach z pola wlotów, natomiast przy niedużych odległościach transportu i wielkich pniach wywleka się za pomocą ciągników lub spycharek. Po wykarczowaniu pnia, dla usunięcia pozostałych korzeni, grunt przeora się raz lub kilka razy ciężkim plugiem lub spulchniaczem. Następnie za pomocą bron zbiera się korzenie na lekkich gruntach, a na ciężkich — spulchniaczami. Zebrane korzenie wywozi się i zużywa jako drewno opałowe lub po wyschnięciu spala się na miejscu.

Przy karczowaniu należy przestrzegać przepisów bezpieczeństwa pracy, a w szczególności:

1. Liny powinny być w należyłym stanie i przed użyciem wypróbowane.

2. Na sygnał w chwili rozpoczęcia pracy karczownicy, robotnicy powinni odejść od naciągniętej liny.

3. Przed dokonaniem wybuchu wszyscy robotnicy muszą usunąć się na odległość nie mniejszą niż 100 m od miejsca założenia ładunków; poszczególne wybuchy należy liczyć, aby ustalić dokładną ich ilość. Do nieoczekiwanej chwili wybuchu.

4. Przy ręcznym karczowaniu robotnicy nie powinni znajdować się bezpośrednio przy dźwigni. Koniec dźwigni ciągnie się posługując się linkami. Przy karczowaniu pni o średnicy większej niż 30 cm zabrania się w celu podważania stać w pobliżu pnia lub popychać pień rękami.
5. Przy użyciu do robót środków wybuchowych niezbędne jest prowadzenie ścisłej ewidencji ich przychodu i zużycia, poza tym należy przechowywać je w odpowiednio wyposażonym i chronionym składzie.

Oczyszczanie powierzchni z zarośli i młodego lasu

Młody las o średnicy pnia poniżej 15 cm i zarośla usuwa się w następujący sposób:

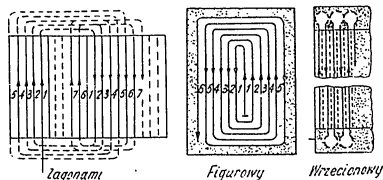
1. Za pomocą maszyny do wycinania zarośli — ścinaczki.
2. Bezpośrednio siłą ciągnika.
3. Ręcznie.

Ręczny wyrąb jest mało wydajny i stosuje się tylko przy nieznacznych ilościach robót lub przed właściwym wyrębem lasu.

Za pomocą ścinaczki ścina się tak miękkie-gatunki drzew o średnicy do 20 cm, jak i twarde gatunki — do 15 cm.

Przed rozpoczęciem pracy należy za pomocą ścinaczek usunąć większe drzewa, kamienie znajdujące się na terenie oraz inne przeszkody. Na mokrych gruntach oraz przy znacznej nierówności terenu przed ścinaczką posuwa się sygnalista, którego zadaniem jest uprzedzić kierowcę ciągnika o napotkanych przeszkodach. Zarośla o średnicy gałęzi 3—7 cm wskutek przyginania się ich do ziemi ścina się na wysokości 10—15 cm, natomiast zarośla o grubszych gałęziach — równo z powierzchnią ziemi.

Pracę ścinaczki prowadzi się jednym ze wskazanych na rys. 6 sposobów: figurowym, zagonami, wrzeczionowym. Największą wydajność ści-



Rys. 6. Schemat ruchu ścinarki krzaków

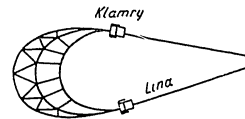
naczki otrzymuje się przy figurowym sposobie pracy, który jednak daje się zastosować tylko na dużych i równych powierzchniach. Przy znacznych spadkach (na stokach) najwygodniej jest pracować wrzeczionowym sposobem, prostopadle do spadku, przy znacznych lokalnych nierównościach oraz przy miejscowych przeszkodach — korzystnie jest stosować pracę zagonami.

Przy ścinaczce pracuje zespół 3—4-osobowy, który zbiera ścięte zarośla i uprzednio przygotowuje dla niej teren.

Uprzątnięcie kamieni

Drobne kamienie leżące na terenie należy zbierać ręcznie i układać w stosy, po czym samochodami lub ciągnikami z przyczepami wywozi się je poza obręb pola wlotów.

Kamienie zagłębione w ziemi wydostaje się na powierzchnię za pomocą spulchniaczy, po czym kamienie średniej wielkości (25—40 cm) zbiera się w stosy specjalną siatką (rys. 7), którą wlecze ciągnik.



Rys. 7. Siatka dla zbierania kamieni

Siatka składa się z trzech lin: jednej 10 m i dwóch krótkich 4 m, przeplecionych 3 mm drutem. Siatka zaczepiona do ciągnika wlecze się po ziemi i zbiera leżące na powierzchni, nieznacznie wgłębione kamienie. Kamienie zebrane w stosy wywozi się z pola wlotów na sankach. Jeżeli wywiezienie kamieni, ze względu na ich znaczne rozmiary, powoduje trudności, zakopuje się je w dołach wykopanych bezpośrednio przy kamieniu. Głębokość liczona od projektowanej powierzchni terenu lotniska do wierzchu zakopanego kamienia nie może być mniejsza od 50 cm, poza tym nie należy zakopywać kamieni na obszarach drenowanych. Niekiedy przed uprzątnięciem dużych kamieni rozsada się je środkami wybuchowymi. Ładunkę zakłada się w wywierconych otworach lub na powierzchni kamieni. Pomimo że stosowanie powierzchniowych ładunków znacznie zmniejsza zużycie robocizny, jednak wymaga dużej ilości materiałów wybuchowych. Przykładowe zużycie materiałów wybuchowych dla rozsadzania kamieni powierzchniowymi i wgłębionymi ładunkami podano w tabeli 3.

Tabela 3

Objętość kamienia m ³	Powierzchniowy ładunek amoniaku kg	ładunki w otworach		waga ładunku g	
		ilość otworów	głębokość otw. cm	na jeden otwór	na cały kamień
0,5	1,1	1	30	75	75
1,0	1,5	1	40	120	120
2,0	2,6	2	60	110	220
3,0	3,6	3	70	105	315
4,0	4,5	4	75	105	420
5,0	5,5	5	80	110	550

**PRZENIESIENIE I ZNIENIENIE BUDOWLI
I SIECI TECHNICZNYCH**

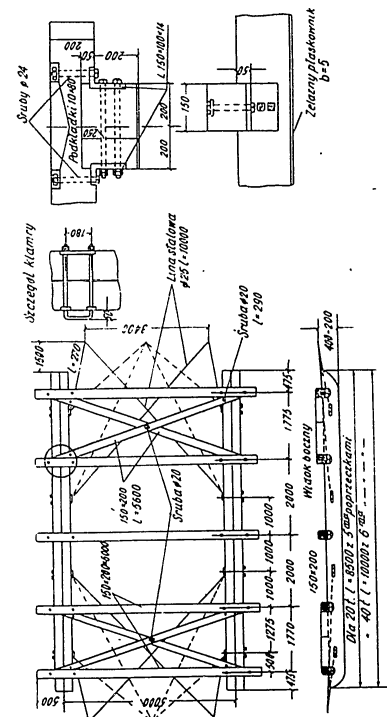
Obiekty podlegające przeniesieniu i zniesieniu powinny być ustalone w projekcie i umieszczone na planie przygotowania terenu. Aby nie wstrzymywać ciągłości zasadniczych robót, przeniesienia i zniesienia budowli powinny być wykonywane z wyprzedzeniem. Przyspieszenie przeniesienia małych budowli osiąga się przez przesuwanie ich w całości na specjalnych sankach (rys. 8), które ciągnie jeden lub dwa ciągniki.

Najłatwiej dokonuje się przesunięcia drewnianych budynków o objętości do 300 m³. Budynków o zużyciu większym niż 30—40% nie oplaca się przenosić w całości. Odległość przeniesienia może sięgać 2—3 km, lecz o ile na trasie drogi istnieją znaczne spadki (10°—15°), budynek powinien być wyjątkowo dokładnie przymocowany do sanek. Przesuwanie budynków może być wykonywane w każdej porze roku; w zimie koła ciągników należy zabezpieczyć przed poślizgiem. W budynku przeznaczonym do przesunięcia należy rozebrać piec i podmurówkę, po czym podnosi się go lewarami lub dźwigami na wysokość umożliwiającą podsunięcie pod niego sanek. W przypadku niedostatecznej sztywności budynku ściany jego wzmacnia się deskami przybitymi na krzyż, następnie podsusza się sanki i budynek opuszcza się na nie przesuwaną w całości. Jeśli przeniesienie wykonują dwa ciągniki, to powinny one ciągnąć obie liny równocześnie i równomiernie (rys. 8). Nieprzestrzeganie tej zasady powoduje, szczególnie w chwili ruszania, szarpnięcie lin przez ciągniki, co może pociągnąć za sobą zsunięcie się i nawet całkowite zniszczenie budynku. Jeżeli niemożliwe jest przesunięcie budynku w całości, należy go rozebrać, zdatny materiał przewieźć na wyznaczone do budowy miejsce i na nim postawić go na nowo z dodaniem potrzebnych materiałów.

W tym ostatnim przypadku grupa cieleśi powinna uprzednio poznać wszystkie części budowli: białe ścian, słupki, deski szalowania, deski podłogi, drzwi, ramy okienne, belki, konstrukcję dachową itd. Potem zespół cieleśi i fachowych robotników w ilości 5—10 osób wykonuje rozbiórkę i układa w stopy materiały zgodnie ze znakowaniem. Części budowli, które odrzucono podczas rozbiórki, składa się osobno z przeznaczeniem ich na opał. Po przewiezieniu przydatnych części na wyznaczone miejsce, składa się je ponownie zgodnie ze znakowaniem.

Taki sposób przenoszenia budynków zapewnia największe wykorzystanie starego materiału, jednak w stosunku do przesuwania w całości na sankach wymaga dwukrotnie więcej pracy i w przybliżeniu jest o 60—80% droższy. Przy rozbiórce budynków piętrowych i wyższych uprzednio bada się dokładnie ich konstrukcję i ustala plan kolejnych czynności. Rozbiórki nie powinno wykonywać się jednocześnie na kilku piętrach; przez odpowiednie zabezpieczenia należy wykluczyć możliwość uszkodzenia czy deformacji jakichkolwiek konstrukcyjnych elementów.

Przy przenoszeniu sieci technicznych i dróg należy starannie składać materiały uzyskane z rozbiórki w celu wykorzystania ich przy budowie podobnych obiektów. W razie konieczności usunięcia w krótkim czasie przeszkód, wszystkie budowle przeszkadzające w normalnej pracy przy budowie lotniska rozbiiera się lub znosi za pomocą materiałów wybuchowych, uzyskane zaś zdatne do użytku materiały wykorzystuje się w budownictwie.



Rys. 8. Sanie dla przewożenia budynków

WSTĘPNE OSUSZENIE

W szeregu przypadków znaczny napływ wód powierzchniowych na teren wykonywania robót lub wysoki poziom wód gruntowych powodują poważne trudności w budowie lotnisk. W związku z tym przed przystąpieniem do zasadniczych robót konieczne jest zastosowanie określonych środków dla odwodnienia terenu wykonywania robót.

W zależności od przyczyn nadmiernego zawilgocenia terenu odwodnienie przeprowadza się drogą odprowadzenia wód powierzchniowych lub przez obniżenie poziomu wód gruntowych.

Odprowadzenie wód powierzchniowych z terenu robót

Wody powierzchniowe odprowadza się pomocniczymi otwartymi rowami, umożliwiającymi odpływ wód z zagłębień terenowych oraz odprowadzającymi rowami, które umożliwiają spływ wód z całego terenu robót do istniejących rowów lub miejscowych odbiorników.

Odbiornikami mogą być kanały zbiorcze i kolektory stałego systemu odwadniającego, jak również kolektory położone wzdłuż drogi startowej. Kolektory powinny być ochronione przed zanieczyszczeniem za pomocą filtrów tymczasowych umieszczanych w końcach rowów odprowadzających.

W poszczególnych przypadkach jednak, na przykład przy wykonywaniu koryta dla drogi startowej, wodę z zagłębień można odprowadzać do rowów lub kolektorów za pomocą rowów pomocniczych. Po zakończeniu robót ziemnych konieczność odprowadzenia wód tego rodzaju jest zbyteczna i wszystkie pozostałe pomocnicze i odprowadzające rowy powinny być zasypane.

Wymagania w stosunku do otwartych rowów przeznaczonych do tymczasowego odwodnienia są znacznie niższe niż do stałych. Tymczasowe odprowadzające, a tym bardziej pomocnicze rowy wykonuje się bez pozostawiania półki przy krawędzi, bez obrabiania skarp i z mniej starannym wykończeniem dna niż przy stałych rowach.

Głębokość rowów przyjmuje się równą przewidywanej głębokości wody przepływającej.

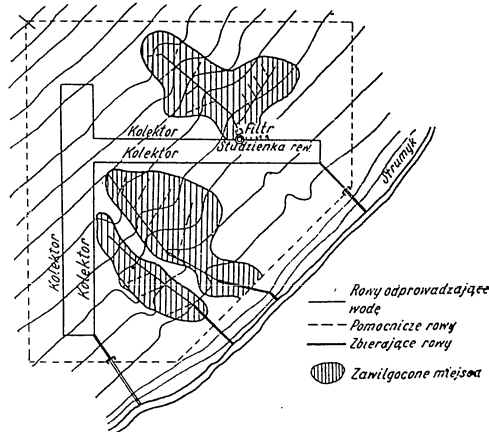
Pomocnicze rowy wyznacza się bezpośrednio na terenie; wykonywane są w kształcie płytkich i wąskich bruzd ze spadkiem do odprowadzającego rowu. Wytyczenia ich kierunków wykonuje się na oko, a spadków za pomocą krzyży. Przy większych długościach, lamanych kierunkach podaje się rzędne: wyjściową, końcową i parę pośrednich za pomocą niwelatora. Do pomocniczych rowów wodę z głębszych wklęsłości terenowych przepompowuje się za pomocą pomp.

Odprowadzające rowy wyznacza się zgodnie z uprzednio opracowanymi planami. Przy mechanicznym wykonywaniu wykopów konieczne jest, aby rowy odprowadzające posiadały w miarę możliwości proste kierunki oraz jak najmniej ostrych załamań.

Podobnie jak w stałej sieci odwadniającej, przy odwodnieniu tymczasowym rozróżnia się rowy odprowadzające, kolektorowe i zbiorcze (rys. 9).

Dla uniknięcia zbędnych ilości robót ziemnych rowy na poziomych odcinkach powierzchni projektuje się ze spadkiem 0,001—0,002, na odcinkach zaś z naturalnymi spadkami — ze spadkami im równymi.

Do kopania odprowadzających rowów stosuje się koparki rowowe. Koparką rowową wyrzucającą ziemię na jedną stronę, można wykopać rów o przekroju niesymetrycznym trapezowym, o szerokości dna około 30 cm, głębokości około 40 cm i szerokości górnej około 120 cm. Koparką dwustronną można wykopać rów o szerokości dna 30 cm, głębokości 75 cm i szerokości górnej 123 cm.



Rys. 9. Tymczasowe odprowadzenie wód

Przy odprowadzaniu dużych ilości wód wymiary poprzecznych przekrojów rowów powinny być uprzednio obliczone. Dla zmniejszenia ilości robót ziemnych kierunki takich rowów należy dobrać wyjątkowo dokładnie.

Obniżenie poziomu wód gruntowych

Ten sposób wstępnego odwodnienia stosuje się przy wysokim poziomie wód gruntowych na terenie wykonywania robót. W takich przypadkach zwykle projekt budowy lotniska przewiduje stałą sieć drenarską. Dla wstępnego odwodnienia przeważnie zupełnie wystarcza wykopanie części ciągów przewidzianych siecią drenarską. Dla możliwości rozpoczęcia robót ziemnych zachodzi potrzeba znacznie mniejszego obniżenia poziomu wód gruntowych niż dla właściwie urządzonego lotniska. W związku z tym tymczasowa siatka wstępnego odwodnienia może być trzy — cztery razy rzadsza niż stała siatka drenarska. W ten sposób wykonanie wstępnego odwodnienia sprowadza się do wykonania przewidzianej części stałej siatki drenarskiej.

Sposoby wykonywania stosuje się te same co przy wykonaniu stałej sieci drenażowej (rozdz. X).

Przy dużych głębokościach ułożenia sączków i warunkach utrudniających zakończenie we właściwym czasie stałej sieci drenażowej, wstępne odwodnienie osiąga się przez wykonanie sieci otwartych rowów odwadniających.

Tymczasowe rowy drenażowe wykopuje się w kierunkach równoległych do kierunku przewidzianego ruchu mas z wykopów do nasypów. Jeżeli ten kierunek zgadza się z kierunkami stałej sieci drenażowej, to rowy kopie się na przewidzianych trasach sieci drenażowej, lecz w ten sposób, aby do projektowanego poziomu dna pozostało co najmniej 20 cm. Aby nie przeszkadzać zasadniczym robotom ziemnym, odległość między rowami przyjmuje się nie mniejszą od 30—50 m. Otwarte rowy wykopane w celu obniżenia poziomu wód gruntowych zawsze przeszkadzają zasadniczemu wykonawstwu i dlatego stosowane są tylko w wyjątkowych warunkach.

W przypadkach skomplikowanych wstępne odwodnienie powinno być wykonane według specjalnego projektu, odpowiednio uzasadnionego i partego hydrotechnicznymi obliczeniami.

Rozdział II

OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA WYKONYWANIA ROBÓT ZIEMNYCH WYZNACZANIE ROBÓT ZIEMNYCH

SZCZEGÓLNE WŁAŚCIWOŚCI ROBÓT ZIEMNYCH NA LOTNISKACH

Roboty ziemne na lotniskach wykazują specyficzne cechy, spowodowane przez szczególne właściwości budownictwa lotniskowego:

a) Płaski charakter układu robót, nie rozciągniętego jak np. w budownictwie drogowym. Poza tym rozmieszczenie robót na terenie całego lotniska z zasady nie jest jednolite. Niektóre odcinki terenu wymagają wykonania wielkiej ilości robót, inne zaś wymagają tylko wyrównania.

b) Z zasady obowiązuje bilansowanie robót ziemnych w obrębie danego obiektu, wobec czego grunt wydobyty z wykopów umieszcza się w nasypach bez zakładania ukopów i stosowania odkładów.

c) Konieczność w większości przypadków odpowiedniego manipulowania humusem w celu zachowania go i ponownego ułożenia warstwą na powierzchni lotniska dla późniejszego uzyskania powłoki darniowej.

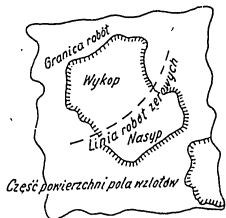
Należy rozróżniać następujące zasadnicze układy rozmieszczenia robót na powierzchni lotniska.

Układ skupionych robót, który w większości przypadków w nielicznych miejscach na obszarze lotniska wyróżnia się znacznymi masami ziemnymi (rys. 10).

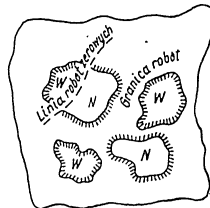
Układ odcinkowego rozmieszczenia robót (rys. 11), odróżniający się istnieniem szeregu odcinków robót ziemnych, które mają znaczne objętości i powierzchnie.

Układ drobnoodcinkowego rozmieszczenia robót (rys. 12) odróżniający się znaczną ilością rozrzuconych na obiekcie gniazd ze względnie niedużymi powierzchniami i objętościami robót na poszczególnych drobnych odcinkach.

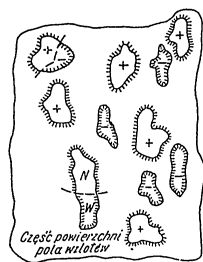
Co się tyczy układu względem siebie wykopów i nasypów, to najbardziej charakterystyczne dla budownictwa lotniskowego są: przyległe usytuowanie, to jest takie, przy którym wykopy i nasypy znajdują się bezpośrednio obok siebie (rys. 13), przez co osiąga się miejscowe zbilansowanie robót, oraz rozproszone usytuowanie wykopów i nasypów (rys. 14), przy którym osiąga się ogólne zbilansowanie robót, czyli zrównoważenie objętości wszystkich wykopów i nasypów.



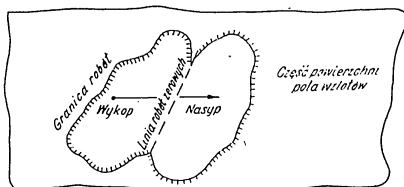
Rys. 10. Skupione rozmieszczenie robót



Rys. 11. Odcinkowe rozmieszczenie robót

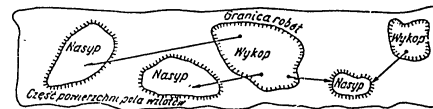


Rys. 12. Drobnoodcinkowe rozmieszczenie robót



Rys. 13. Sąsiadujące położenie wykopu i nasypu

Wszystkie inne przypadki usytuowania względem siebie wykopów i nasypów spotykane w praktyce są w zasadzie różnymi wariantami zespołów powyżej opisanych dwóch zasadniczych przypadków.



Rys. 14. Rozproszone usytuowanie wykopów i nasypów

PODZIAŁ ROBÓT ZIEMNYCH NA SKŁADOWE CZYNNOSCI

Wszystkie roboty ziemne na lotniskach dzielą się na dwa zasadnicze rodzaje:

1. Powierzchniowe roboty, polegające na usunięciu drobnych falistości powierzchni lotniska i zniesieniu poszczególnych nierówności terenu, ścięciu niewielkich pagórków, zasypaniu wklęsłości, zniesieniu polnych dróg itd.

2. Roboty ziemne objętościowe, mające na celu doprowadzenie naturalnych spadków i falistości powierzchni do projektowanych i odróżniające się koniecznością wykonania znaczniejszych wykopów, transportu mas ziemnych z ułożeniem i zagęszczeniem ich w nasypach.

Wykonanie robót powierzchniowych składa się, ogólnie biorąc, z następujących czynności:

1. Spulchnienie powierzchniowej warstwy gruntu na głębokość 10—15 cm.
2. Rozdrobnienie tej warstwy gruntu.
3. Właściwe roboty powierzchniowe, to jest usunięcie drobnych falistości.
4. Uwalowanie wyrównanej powierzchni.

Roboty przy rozplantowaniu warstwy humusowej z zasady nie są dzielane jako odrębna czynność.

Roboty ziemne objętościowe zawierają zasadniczo następujące czynności:

A. Roboty w wykopach

1. Spulchnienie, a niekiedy i rozdrobnienie warstwy humusu.
2. Zdjęcie i tymczasowe zmagazynowanie humusu.
3. Spulchnienie gruntu mineralnego.
4. Odspojenie gruntu mineralnego.
5. Przewiezienie odspojonego gruntu.
6. Wyrównanie powierzchni wykopu.
7. Ułożenie warstwy humusu.
8. Walowanie powierzchni.

B. Roboty w nasypach

1. Spulchnienie warstwy humusu.
2. Zdjęcie i tymczasowe zmagazynowanie humusu.
3. Ułożenie dowieszionego mineralnego gruntu.
4. Wyrównanie każdej warstwy ułożonego gruntu.
5. Zagęszczanie każdej warstwy gruntu.
6. Wyrównanie powierzchni.
7. Ułożenie warstwy humusu.
8. Wałowanie powierzchni.

W różnych warunkach i w zależności od technicznych potrzeb zakres czynności dla wykonania robót ziemnych objętościowych może być różny. Gdy w miejscach wykonywanych wykopów mamy do czynienia z warstwą humusu o znacznej grubości, może odpadeć potrzeba zdejmowania humusu na powierzchni przyszłych nasypów, a czasem nawet na powierzchni wykopów; przy robotach w lekkich gruntach odpada konieczność spulchniania gruntu.

Przy wykonywaniu robót ziemnych dla przygotowania koryta dla ulepszonej nawierzchni, odpadają w całości czynności związane z ułożeniem warstwy humusu. Jednak w tym przypadku, wzamian tych czynności zachodzi konieczność wykonania innych czynności, jak zagęszczanie dna koryta w wykopach, wymiana słabych gruntów itd.

WYZNACZANIE W TERENIE DANYCH DO WYKONANIA ROBÓT ZIEMNYCH

Sposób wyznaczania na siatce kwadratów

Przed rozpoczęciem robót ziemnych przeprowadza się kontrolną niwelację siatki reperów. Kontrolną niwelację przeprowadza się obowiązkowo we wszystkich przypadkach dla ustalenia zgodności rzędnych projektowanych z rzeczywistymi zasadniczej siatki reperów.

Konieczność wykonania tej czynności spowodowana jest tym, że przy niestwierdzonym ustawieniu reperów na ich wysokość może wpłynąć zimowe przemarzanie gruntów, szczególnie wysadzinowych.

Po sprawdzeniu zasadniczej siatki reperów sprawdza się i wznowia siatkę niwelacyjną, według której wykonano w czasie badań wysokościowe zdjęcia terenu. Siatkę kwadratów wznowia się tylko na odcinkach robót ziemnych. Wznowienia siatki, o ile się ona nie zachowała, wykonuje się na bazie siatki reperów. Siatkę zakłada się o rozmiarach 40 x 40 m, natomiast w miejscach o bardziej ziemnym ukształtowaniu 20 x 20 m.

Wyznaczanie w terenie danych do wykonania robót ziemnych rozpoczyna się od ustalenia osi nasypów i wykopów. Osie ustala się dla każdego wykopu i nasypu według kierunku jednego z boków kwadratów o największych objętościach robót. Wybraną os utrwała się za pomocą wiech. Granice wykopów i nasypów oznacza się wiechami lub kółkami, ustawionymi w najbardziej charakterystycznych punktach krzywej ograniczającej roboty. Wierzchołki każdego kwadratu utrwała się na terenie przez wbicie kółków i świadków.

Przed wyznaczaniem rzędnych projektowanych na terenie w siatce kwadratów, poza zarysami wykopów i nasypów, ustala się czasowe repery

- dla umożliwienia stałej kontroli rzędnych w czasie wykonywania robót. Repery ustawia się w pobliżu kwadratów o największych objętościach robót ziemnych. Dla każdego nasypu i wykopu o powierzchni od 6—8 ha ustawia się jeden tymczasowy reper.

Wyznaczenie w terenie rzędnych projektowanej powierzchni wykonuje się za pomocą niwelatora na każdym wierzchołku kwadratu oraz we wszystkich charakterystycznych punktach powierzchni terenu. Wierzchołki ustala się niwelatorem na poziomie projektowanych rzędnych. W nasypach kolek wystaje nad powierzchnią terenu na wysokość odpowiadającą wysokości nasypu, w wykopach zaś zagłębia go się w wykopanym dołku.

Przy głębokich wykopach początkowo ustawia się jedynie świadki, kolki zaś dopiero po wykonaniu z grubsza wykopu, gdy do rzędnej projektowanej pozostaje jeszcze 30—50 cm. Również przy wysokich nasypach kolki ustawia się dopiero po wykonaniu z grubsza dolnych warstw nasypu i zagęszczeniu ich, a następnie według obliczonej r z e c z y w i s t e j - różnicy między projektowaną rzędną a wysokością terenu w danym punkcie, określa się wysokość nasypu i oznacza się ją na palikach-swiadkach.

Oprócz tego wstępnego wyznaczania nieraz w toku robót niezbędne bywa ponowne wznowienie siatki uszkodzonej przez maszyny pracujące przy robotach ziemnych. Wznowienie przeprowadza się drogą ponownego tyczenia z oznaczeniem rzędnych za pomocą niwelatora.

Dla większej dokładności wykonania wykopów i nasypów ustawia się w granicach kwadratów (w razie konieczności) dodatkowe kolki, wykazujące głębokość pobrania gruntu lub wysokość nasypu odpowiednio do danych projektu.

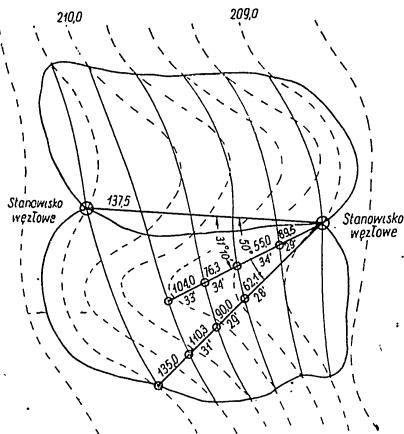
Opisany powyżej sposób wyznaczania w terenie danych do wykonania robót ziemnych jest ogólnie stosowany i najbardziej rozpowszechniony w praktyce budownictwa lotniskowego. Sposób ten miał zastosowanie jeszcze w początkach budownictwa lotniskowego. Stosując go, dogodnie było obliczać i obmierzać objętości robót według kwadratów siatki, kontrolować wykonanie robót według kopców pozostawianych w wierzchołkach kwadratów w wykopach. Dlatego sposób ten był wówczas niezastąpiony i zaspokajał potrzeby niezmechanizowanego budownictwa, wykonywanego przeważnie ręcznie. Wtedy w czasie robót nie zachodziła potrzeba powtórzonego wznowiania siatki i rzędnych.

Obecnie, w nowoczesnym budownictwie przy masowym zastosowaniu mechanizmów, praktyczne zalety siatkowego sposobu wyznaczania robót znacznie zmniejszyły się. Kierunki, według których wykonuje się wykopy i kierunki transportu mas ziemnych z zasady nie pokrywają się z kierunkami boków siatki; punkty wyznaczonej siatki w toku robót stale są niszczone. W związku z tym wierzchołki kwadratów jako stałe punkty umożliwiającej kontrolę straciły swoje znaczenie.

Również odpadła rola kwadratu jako sposobu ułatwiającego obliczenie wykonanych objętości robót. Obliczenie objętości robót przy zmechanizowanym budownictwie wykonuje się nie na podstawie kwadratów, lecz według przekrojów poprzecznych całości lub poszczególnych odcinków robót ziemnych. W związku z tym sposób wyznaczania w terenie danych do wykonania robót ziemnych według kwadratów nie zaspokaja całkowicie wymagań nowoczesnego wykonawstwa robót na polu wlotów i wynika z tego powodu konieczność rozwoju i udoskonalenia nowych sposobów.

Sposób kąтового wyznaczania

Jako jeden z możliwych nowych sposobów wyznaczania w terenie danych do wykonania robót ziemnych, należy opisać sposób kąтового wyznaczania zastosowany w praktyce przez inż. M. Lubomirowa jeszcze w 1939/40 r. Zasada tego sposobu taka, że wyznaczanie odbywa się nie według kwadratów, lecz za pomocą teodolitu według projektowanych warstwic. Dla wyznaczania uprzednio opracowuje się szkic, na którym wybiera się kilka charakterystycznych punktów leżących na zarysach wykopów i nasypów i uważa się je jako punkty główne — stanowiska węzłowe, na których będzie ustawiany instrument geodezyjny. Następnie wybiera się szereg charakterystycznych punktów na projektowanych warstwicach (rys. 15). Punkty te łączy się promieniem z najbliższym stanowiskiem wę-



Rys. 15. Wyznaczenie robót ziemnych sposobem kątowym

łowym. Na każdym takim promieniu notuje się współrzędne biegunowe: odległość do stanowiska węzłowego, kąt między promieniem i dowolnym stałym kierunkiem — na przykład kierunkiem na sąsiednie stanowisko węzłowe oraz kąt pionowy.

Ta ostatnia współrzędna daje w następstwie odczyt według pionowego koła. Dla określenia kąta pionowego oblicza się uprzednio różnicę rzędnych stanowiska węzłowego i punktu na projektowanej warstwie.

Jeżeli stanowiska węzłowe wybrane są również na warstwicach, to różnicę tę otrzymuje się jako wielokrotność różnicy wysokościowej warstwic,

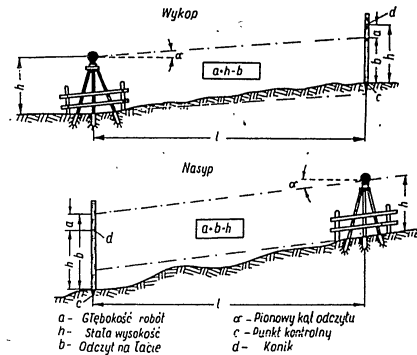
co znacznie upraszcza obliczenia. Dzieląc otrzymaną różnicę przez odległość między punktami otrzymujemy tangens pionowego kąta, a więc i wielkość kąta.

Dla ułatwienia obliczeń można ułożyć tablice. Sporządzony tym sposobem plan wyznaczeń będzie zawierał w rezultacie sytuację szeregu stanowisk węzłowych i biegunowe współrzędne kontrolnych punktów na projektowanych warstwicach.

Przy wyznaczaniu szkicu w terenie, jak również przy wyznaczaniu kwadratów za pomocą zasadniczej siatki reperów wyznacza się oś wykopu lub nasypu i nawiązując do niej, przenosi się na teren punkty węzłowe i urządza się je jako stałe.

Według współrzędnych biegunowych punktów przecięcia projektowanych i istniejących warstwic, korzystając z teodolitu jako dalmierza, wyznacza się zarysy wykopów lub nasypów. Wskazane jest przeorując plu-giem bruzdy wykreślić na terenie zarysy.

Wyznaczanie i określanie wysokości punktów kontrolnych na projektowanych warstwicach wykonuje się również teodolitem jako dalmierzem. W tym celu na limbusie poziomym ustala się poziomy kąt zapisany na promieniu i po otrzymaniu kierunku wysyła się robotnika z latą, który idzie tak długo, aż otrzyma sygnał do zatrzymania się. Następnie według pionowego koła ustala się kąt pionowy, zapisany na promieniu, po czym odczytuje się na łacie. Różnica pomiędzy odczytem a wysokością instrumentu określa wysokość robót ziemnych w danym punkcie (rys. 16). Następnie jak



Rys. 16. Sposób obliczenia przy wyznaczeniu sposobem kątowym

zwykle, według wskazówek sygnałowych, robotnik ustala punkt za pomocą kółka na projektowanym poziomie w wykopach w dolku i w nasypach ponad terenem.

Aby uniknąć obliczeń, wygodnie jest na łacie umieścić konika na wysokości przyrządu. Wówczas zamiast obliczeń wykonuje się bezpośrednio

ustalenia punktu, robotnik przesuwa latę w górę lub w dół aż do momentu nakrycia się osi celowniczej z konikiem i w tym momencie wierzch kolka znajdzie się na projektowanej warstwy.

Przy kontrolowaniu poziomów powierzchni w różnych momentach wykonywania robót, robotnik ustawia latę bezpośrednio na gruncie. Nakrycie się osi celowniczej i konika wskazuje na to, że punkt kontrolowany leży na powierzchni projektowanej i odwrotnie, że przy odczycie większym należy dosypać nasyp, przy odczycie zaś mniejszym pogłębić wykop.

Ogólnie biorąc, nie ma konieczności ustawianiałaty ściśle na punkcie, gdyż niewielki błąd w sytuacji punktu w granicach 0,5—1,0 m nie wpływa na wymaganą dokładność wykonania robót ziemnych.

Poziomy powierzchni pomiędzy kontrolnymi punktami sprawdza się za pomocą krzyży ustawianych według krzyży stojących na warstwy projektowanej. W podobny sposób sprawdza się różnice poziomów pomiędzy sąsiednimi projektowanymi warstwicami. W razie potrzeby mogą być wprowadzone dodatkowe warstwy pomocnicze.

Dokładność opisanego sposobu zupełnie wystarcza dla wykonania robót ziemnych na polu wzlotów, o ile odległości od stanowisk węzłowych do kontrolowanych $l \leq 100$ m. Przy większych odległościach ustala się dodatkowe stanowiska w granicach zasięgu robót.

Zalety powyższej metody są następujące: możliwość kontrolowania przebiegu wykonania, czego nie daje metoda kwadratów; możliwość szybkiego, bieżącego sprawdzania poziomów powierzchni; możliwość wyznaczania robót w terenie w dostosowaniu do planu wykonania fragmentów robót.

Przy sporządzaniu planu wyznaczania robót punkty kontrolne można zawsze umieścić na kierunkach równoległych do kierunków wykonywania robót i tym sposobem ułatwić dalsze ich kontrolowanie.

Pewnym utrudnieniem wynikającym z zastosowania tego sposobu jest konieczność opracowania planu wyznaczeń, co zresztą nawet przy niewielkim doświadczeniu nie trwa długo, szczególnie o ile obliczenie kątów pionowych wykonuje się za pomocą tablic.

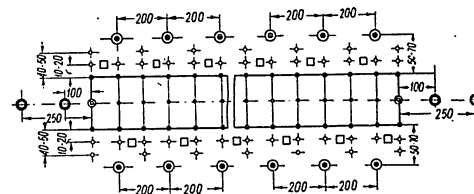
Plan wyznaczania robót należy sporządzać po opracowaniu projektu organizacji robót po to, aby wyznaczenie robót możliwie jak najbardziej odpowiadało wymogom organizacji robót.

Wyznaczenie w terenie danych do wykonania robót ziemnych dla koryta ulepszonych nawierzchni

Powyższe dane odnoszą się do robót na polu wzlotów. Co się zaś tyczy wyznaczania danych do wykonania robót ziemnych koryta dla ulepszonych nawierzchni, to w tym przypadku zastosowany sposób kwadratów prawie nie posiada wad, gdyż wyznaczenie osi kwadratów zawsze odpowiada wyznaczeniu osi nawierzchni. Wyznaczenie danych dla robót ziemnych na miejscu wykonania koryta zwykle pokrywa się z ogólnym wyznaczeniem nawierzchni. Oś nawierzchni, jak powyżej wspomniano, utrwała się przez ustawienie czterech reperów typu I (rys. 2).

Wszystkie repery ustawia się ściśle w osi DS za pomocą teodolitu. W punktach przecięcia osi z liniami krawędzi końca i początku DS ustawia się repery typu III, ustalające w terenie oba końce.

Pikietaż wzdłuż osi i przekroje poprzeczne wyznacza się na podstawie projektu. Oś DS wyznacza się przez ustawienie palików pikietażowych, wysokościowych oraz świadków (rys. 17).



- Reper typu I
- ⊙ Reper typu II
- ⊙ Reper typu III
- Pomocnicze ustalające znaki
- Stanowiska dla niwelatora
- Pikietażowe punkty ze świadkami

Rys. 17. Wyznaczenie DS w terenie

Poprzeczniki ustala się za pomocą reperów typu III. Repery ustawia się w dwu szeregach z każdej strony DS. W trzecim szeregu, ściśle i równoległe do osi DS, ustawia się za pomocą teodolitu robocze repery typu II. Repery te lepiej jest ustawiać na osiach przekrojów poprzecznych w odległości około 200 m jeden od drugiego, można wówczas zanotować ustawiania odpowiednich reperów drugiego szeregu. Repery typu I i II ogradza się płotkami z desek.

Linie krawędzi skrajnych, czołowych i bocznych utrwała się w terenie za pomocą kolków i świadków wyznaczających odpowiednie przekroje poprzeczne. Dla widocznego oznaczenia granic DS ustawia się wysokie wiechy z chorągiewkami. Pikietaż wzdłuż osi, przekroje poprzeczne i granice DS wyznacza się za pomocą teodolitu.

W celu uproszczenia wielokrotnej niwelacji, potrzebnej w różnych fazach budowy DS, urządza się stałe stanowiska dla niwelatorów. Stanowiska rozmieszcza się w odległości 10—15 m od krawędzi nawierzchni co 200 m wzdłuż DS.

W miejscu niwelacyjnego stanowiska wbija się aż do powierzchni terenu trzy pochyle paliki o średnicy 8—10 cm długości 30—40 cm z wykonanymi w nich zagłębieniami dla ustawienia nóżek statywu niwelatora. Paliki i odpowiadające im nóżki statywu oznacza się w sposób jednakowy. Przy ustawianiu nóżek statywu na właściwych miejscach za każdym razem osiąga się stały poziom osi niwelacyjnej, co pozwala ujednoczyć odczyty. Stanowiska ogradza się płotkiem z desek.

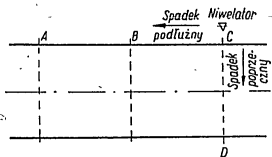
Przy budowie DS z jednostronnym rozmieszczeniem kolektorów, jak również węższych nawierzchni DM zarówno stanowiska niwelacyjne, jak i robocze repery (II typ) ustala się tylko z jednej strony nawierzchni. Od-

biór prac wyznaczania robót sprowadza się do sprawdzenia zgodności wyznaczeń z planem. Odchylenia w pomiarach odległości mierzonych w obu kierunkach nie mogą przewyższać $1 : 2000$ mierzonych odległości. Kątowa niewiązka w zamkniętym poligonie nie może przekraczać $\pm t / n$, gdzie t — dokładność przyrządu i n — liczba kątów. Dokładność niwelacji taka sama jak przy niwelacji IV rzędu.

Dla wysokościowych wyznaczeń płaszczyzny dna koryta, szczególnie przy jednospadowych nawierzchniach DS, właściwe jest stosowanie niwelacji w płaszczyźnie ukośnej, przez co można uniknąć obliczeniowych czynności i tym samym przyspieszyć prace miernicze.

Zasadniczo metoda polega na tym, że niwelację wykonuje się w płaszczyźnie równoległej do projektowanej powierzchni koryta. Jak zwykle uprzednio wyznacza się co najmniej cztery zasadnicze punkty powierzchni, określające kierunek i wielkość podłużnych i poprzecznych spadków.

Niwelator ustawia się w taki sposób, aby dwie jego śruby regulujące wysokość były ustawione według linii równoległej do kierunku podłużnego spadku płaszczyzny, a trzecia śruba według linii spadku poprzecznego (rys. 18).



Rys. 18. Schemat wyznaczenia projektowanej płaszczyzny za pomocą niwelacji w płaszczyźnie ukośnej

Następnie, celując na dwa punkty w kierunku podłużnego spadku i działając dwoma pierwszymi śrubami, uzyskuje się dwa jednakowe odczyty dla obu punktów, to znaczy, że osiąga się pochylenie osi lunety niwelatora równoległe do danego spadku. Analogicznie, celując na trzeci punkt i działając trzecią śrubą, uzyskuje się ten sam odczyt co dla poprzednich punktów, to znaczy, że osiąga się również pochylenie osi lunety równoległe do danego spadku poprzecznego.

Sprawdzeniem prawidłowego ustawienia niwelatora jest czwarty punkt, odczyt którego powinien być również identyczny z poprzednimi.

Następnie ustawia się na powierzchni terenu potrzebną ilość palików, po czym wbija się każdy z nich w grunt na taką głębokość, aby odczyty na łacie stawianej na nich były równe z poprzednio ustalonym.

Rozdział III

ROBOTY W WARSTWIE HUMUSOWEJ

Humusowa warstwa gruntu jest zasadniczym materiałem dla uzyskania darniowej nawierzchni na polu wlotów. Warstwa humusu układana na powierzchni pola wlotów musi być dostatecznej grubości (nie mniej niż 10—12 cm) i powinna dzięki swoim agrotechnicznym właściwościom sprzyjać wzrostowi i rozwojowi roślin zadarniających.

Wykonywanie robót w warstwach humusowych powinno odpowiadać pewnym specjalnym wymaganiom, mającym głównie na celu zachowanie właściwości agrotechnicznych humusu.

Warstwa humusu tymczasowo zdjęta z odcinków robót ziemnych i z powrotem ułożona na powierzchni pola wlotów nie powinna być zmieszana z dolnymi warstwami gruntu, szczególnie przy pracach z dolną, wypłukaną, jałową, może spowodować znaczne pogorszenie właściwości odżywczych humusu. Należy również zawsze unikać zmieszania humusu z mineralnym gruntem.

Niezbędnym warunkiem przy wykonywaniu robót humusowych jest zachowanie naturalnej wilgotności humusu przy jego zdejmowaniu i hałdowaniu. Dla zapobieżenia wysychaniu humusu, należy jego zdjęcie i hałdowanie wykonywać niezwłocznie po spulchnieniu i rozdrobnieniu.

W przypadkach wykonywania robót humusowych na terenach, na których wykonano wycinki i karczowania lasu lub krzaków, warstwa humusu powinna być oczyszczona z korzeni i odpadków leśnych. Jeżeli odcinki robót są zbyt zanieczyszczone kamieniami, należy przed zdjęciem humusu oczyścić z nich teren.

Przy zdejmowaniu warstwy humusu z bardzo zadarnionych odcinków, należy uprzednio spulchnić i rozdrobnić darnię, pozostawienie kawałków darni może spowodować tworzenie się kep w przyszłości. Rozdrobnienie nie powinno być nadmierne, gdyż zwiększenie ilości pylastych cząsteczek pogarsza wartość agrotechniczną humusu i zwiększa podczas użytkowania pola wlotów powstawanie kurzu.

WYKONYWANIE ROBÓT HUMUSOWYCH

Wykonanie robót humusowych składa się z następujących czynności:

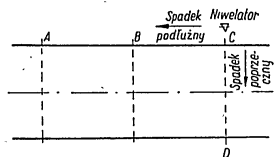
1. Zdjęcie warstwy humusu.
2. Hałdowanie humusu poza granicami działki.
3. Układanie warstwy humusu na wyrównanej powierzchni wykopów i nasypów.

biór prac wyznaczania robót sprowadza się do sprawdzenia zgodności wyznaczeń z planem. Odchylenia w pomiarach odległości mierzonych w obu kierunkach nie mogą przewyższać $1 : 2\ 000$ mierzonych odległości. Kątowa niewiązka w zamkniętym poligonie nie może przekraczać $\pm t / n$, gdzie t — dokładność przyrządu i n — liczba kątów. Dokładność niwelacji taka sama jak przy niwelacji IV rzędu.

Dla wysokościowych wyznaczeń płaszczyzny dna koryta, szczególnie przy jednospadowych nawierzchniach DS, właściwe jest stosowanie niwelacji w płaszczyźnie ukośnej, przez co można uniknąć obliczeniowych czynności i tym samym przyspieszyć prace miernicze.

Zasadniczo metoda polega na tym, że niwelację wykonuje się w płaszczyźnie równoległej do projektowanej powierzchni koryta. Jak zwykle uprzednio wyznacza się co najmniej cztery zasadnicze punkty powierzchni, określające kierunek i wielkość podłużnych i poprzecznych spadków.

Niwelator ustawia się w taki sposób, aby dwie jego śruby regulujące wysokość były ustawione według linii równoległej do kierunku podłużnego spadku płaszczyzny, a trzecia śruba według linii spadku poprzecznego (rys. 18).



Rys. 18. Schemat wyznaczenia projektowanej płaszczyzny za pomocą niwelacji w płaszczyźnie ukośnej

Następnie, celując na dwa punkty w kierunku podłużnego spadku i działając dwoma pierwszymi śrubami, uzyskuje się dwa jednakowe odczyty dla obu punktów, to znaczy, że osiąga się pochylenie osi lunety niwelatora równoległe do zadanego spadku. Analogicznie, celując na trzeci punkt i działając trzecią śrubą, uzyskuje się ten sam odczyt co dla poprzednich punktów, to znaczy, że osiąga się również pochylenie osi lunety równoległe do zadanego spadku poprzecznego.

Sprawdzeniem prawidłowego ustawienia niwelatora jest czwarty punkt, odczyt którego powinien być również identyczny z poprzednimi.

Następnie ustawia się na powierzchni terenu potrzebną ilość palików, po czym wbija się każdy z nich w grunt na taką głębokość, aby odczyty na łacie stawianej na nich były równe z poprzednio ustalonym.

Rozdział III

ROBOTY W WARSTWIE HUMUSOWEJ

Humusowa warstwa gruntu jest zasadniczym materiałem dla uzyskania darniowej nawierzchni na polu wzdłuż. Warstwa humusu układana na powierzchni pola wzdłuż musi być dostatecznej grubości (nie mniej niż 10—12 cm) i powinna dzięki swoim agrotechnicznym właściwościom sprzyjać wzrostowi i rozwojowi roślin zadarniających.

Wykonywanie robót w warstwach humusowych powinno odpowiadać pewnym specjalnym wymaganiom, mającym głównie na celu zachowanie właściwości agrotechnicznych humusu.

Warstwa humusu tymczasowo zdjęta z odcinków robót ziemnych i z powrotem ułożona na powierzchni pola wzdłuż nie powinna być zmieszana z dolnymi warstwami gruntu, szczególnie przy pracach w gruntach o podłożach popielistych, gdy przemieszanie górnej warstwy z dolną, wyplukana, jałowa, może spowodować znaczne pogorszenie właściwości odżywczych humusu. Należy również zawsze unikać mieszania humusu z mineralnym gruntem.

Niezbędnym warunkiem przy wykonywaniu robót humusowych jest zachowanie naturalnej wilgotności humusu przy jego zdejmowaniu i hałdowaniu. Dla zapobieżenia wysychaniu humusu, należy jego zdjęcie i hałdowanie wykonywać niezwłocznie po spulchnieniu i rozdrobnieniu.

W przypadkach wykonywania robót humusowych na terenach, na których wykonano wycinki i karczowania lasu lub krzaków, warstwa humusu powinna być oczyszczona z korzeni i odpadków leśnych. Jeżeli odcinki robót są zbyt zanieczyszczone kamieniami, należy przed zdjęciem humusu oczyścić z nich teren.

Przy zdejmowaniu warstwy humusu z bardzo zadarnionych odcinków, należy uprzednio spulchnić i rozdrobnić darnię, pozostawienie kawalków darni może spowodować tworzenie się kęp w przyszłości. Rozdrobnienie nie powinno być nadmierne, gdyż zwiększenie ilości pylastych cząstek pogarsza wartość agrotechniczną humusu i zwiększa podczas użytkowania pola wzdłuż powstawanie kurzu.

WYKONYWANIE ROBÓT HUMUSOWYCH

Wykonanie robót humusowych składa się z następujących czynności:

1. Zdjęcie warstwy humusu.
2. Hałdowanie humusu poza granicami działki.
3. Układanie warstwy humusu na wyrównanej powierzchni wykopów i nasypów.

Objętość humusu potrzebnego do ułożenia na powierzchni pola wzdłuż dostatecznej grubości warstwy, jak również miejsca zdjęcia humusu na terenie budującego się obiektu ustalane są w projekcie oraz precyzowane podczas wykonawstwa robót ziemnych. Gdy grubość warstwy humusowej jest nieznaczna i nie przekracza 15–20 cm, zdejmuje się ją zarówno na odcinkach wykopów, jak i nasypów, a po wykonaniu zasadniczych robót ziemnych układa się ją na tych samych powierzchniach, z których była zdjęta.

Przy dużej grubości warstwy humusu, większej w każdym razie od 20–25 cm, zdejmuje się ją tylko na odcinkach wykopów, a następnie rozkłada się na całej powierzchni nie tylko wykopów, ale i nasypów.

Warstwa humusu (pozostająca w podstawie nasypów) musi być obowiązkowo zorana dla właściwego związania się z gruntem nasypowym. Jeżeli nasyp wykonuje się na odcinkach pokrytych darnią, wtedy darni należy zdjąć i usunąć poza granice odcinka. Przy zbyt małej grubości warstwy humusu, nie wystarczającej dla pokrycia powierzchni warstwą o niezbędnej grubości, dodatkowo bierze się humus z ukopów poza polem wzdłużów.

W szeregu przypadków nie zachodzi potrzeba tymczasowego zdejmowania warstwy humusu, a w szczególności przy powierzchniowych wyrównaniach, gdy roboty objętościowe nie mają miejsca. Roboty humusowe nie są wykonywane również na odcinkach drobnych nasypów (do 10–15 cm), do których przywożony z wykopów grunt mineralny układa się bezpośrednio na istniejącej już warstwie humusowej. Dla wydobycia warstwy humusu na powierzchnię nasypu głęboko orze się odcinek z pełnym obrotem oranej warstwy. Jednak ostatni ten sposób nie powinien być stosowany w przypadku podłoża popielistego, gdyż przy głębokiej orce łatwo można górną warstwę zanieczyszczyć wydobytym z podłoża jałowym gruntem. Zdjęcia i hałdowanie warstwy humusowej nie wykonuje się również na odcinkach takich wykopów, w których po wykonaniu robót pozostaje co najmniej 10 cm warstwa naturalnego humusu o odpowiedniej jakości.

W miejscach robót zerowych na polu wzdłużów, gdzie dokonywane są tylko lokalne wyrównania, należy — o ile jej wartość użytkowa jest dostateczna — starać się w miarę możliwości o zachowanie istniejącej nawierzchni darniowej.

We wszystkich przypadkach przy wykonywaniu koryta dla DS, DM, MP warstwa humusu, jako nie posiadająca potrzebnej nośności, powinna być całkowicie usunięta. W przypadku znacznej grubości warstwy humusowej, wykluczającej możliwość całkowitego jej usunięcia, powinny być przedsięwzięte środki w celu jej wzmocnienia (np. przez użycie cementu, substancji organicznych itp.). Darnina wraz z warstwą górną humusu, zawierającą najwięcej korzeni roślin powinna być przedtem całkowicie usunięta.

SPOSOBY WYKONYWANIA ROBÓT HUMUSOWYCH

Roboty związane ze zdjęciem, hałdowaniem i ponownym ułożeniem humusu oraz z transportem z ukopów i z odcinków wykopów pod względem pracochłonności dorównują robotom ziemnym w gruncie mineralnym. Dlatego też roboty te powinny być całkowicie zmechanizowane.

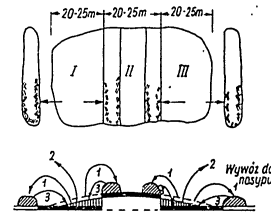
Zdjęcie i hałdowanie warstwy humusowej, jak również powrotny jej transport wykonuje się przy użyciu spycharek, równiarek pracujących samodzielnie lub zespołowo, jak również równiarek talerzowych z przenośnikami oraz zgarniarek. Przerzucanie warstwy humusowej z odcinków wy-

kopów na odcinki nasypów, przy małych odległościach, wykonuje się spycharkami i zgarniarkami, przy znacznych zaś odległościach tylko zgarniarkami lub samochodami-wywrotkami.

Kolejność wykonywania robót humusowych ustala się zgodnie z przyjętym projektem wykonywania ziemnych robót. Przy potokowym wykonywaniu należy bezwzględnie dążyć do usunięcia warstwy humusowej poza obręb odcinka. W tym przypadku odcinki, na których czasowo układa się humus w hałdy, nie przeszkadzają w wykonywaniu pozostałych prac systemem potokowym i zabezpieczają front robót, przez co uzyskuje się bardzo korzystne możliwości w organizacji pracy. Przy odcinkowym i drobnoodcinkowym rozmieszczeniu robót usunięcie i hałdowanie humusu poza linią robót zerowych, można łatwo osiągnąć z uwagi na małe powierzchnie poszczególnych odcinków.

Przy skoncentrowanych robotach ziemnych, o wydłużonym zarysie, gdy poszczególne masy ziemne są względnie niewielkiej szerokości, bezwzględnie korzystne jest hałdowanie humusu poza linią zerowych robót, równoległe do osi podłużnej danej masy ziemnej. Przy masach ziemnych o znacznych szerokościach, szczególnie przy niewielkich głębokościach wykopów, hałdowanie humusu poza granicami odcinka robót może okazać się ekonomicznie niewłaściwe i wówczas zachodzi konieczność hałdowania humusu w granicach powierzchni odcinka.

W takich przypadkach odcinek należy podzielić na paski. Zdejmowanie warstwy humusu, jak również wszystkie następne czynności wykonuje się w kolejności co drugi pasek z wykorzystaniem pośrednich pasków dla hałdowania humusu. Po zakończeniu zasadniczych robót ziemnych i po ponownym ułożeniu warstwy humusu na paskach pierwszej kolejności, podobnie wykonuje się roboty na paskach początkowo wykorzystanych dla

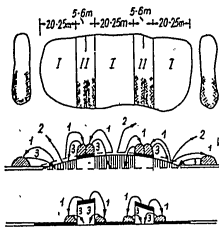


Rys. 19. Schemat robót humusowych przy hałdowaniu humusu na działkach sąsiednich

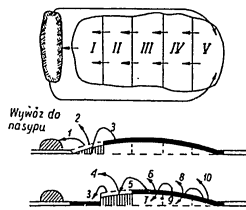
hałdowania humusu. Schemat organizacji robót zdjęcia i ponownego ułożenia warstwy humusu powyżej opisanym sposobem pokazany jest na rysunku 19.

Warunki wykonywania tego rodzaju robót ziemnych zmuszają niekiedy do jednoczesnej pracy na całym obszarze wykopu. W takim przypadku powierzchnię wykopu również dzieli się na paski, iec zdjęcie warstwy humusu wykonuje się z każdego paska oddzielnie, hałduje się zaś humus na granicy sąsiadujących pasków.

Po wykonaniu zasadniczych robót ziemnych oraz ułożeniu warstwy humusu na powierzchni wykopu, wykonuje się roboty na pozostałych działkach, na których był hałdowany humus (rys. 20). Trudności w wykonywaniu robót ziemnych za pomocą sprzętu mechanicznego na wąskich paskach (wykorzystanych uprzednio dla hałdowania humusu) powodują konieczność stosowania powyższ wskazanego sposobu tylko w wyjątkowych przypadkach.



Rys. 20. Schemat robót humusowych przy hałdowaniu humusu pomiędzy działkami roboczymi



Rys. 21. Schemat robót humusowych przy ręcznym sposobie wykonywania robót

Gdy zachodzi konieczność ręcznego wykonywania robót, warstwę humusu przerzuca się bezpośrednio z jednego paska na drugi po wykonaniu na nim zasadniczych robót ziemnych. Schemat organizacji robót humusowych przy ręcznym sposobie wykonywania pokazany jest na rysunku 21.

ZDJĘCIE I UŁOŻENIE WARSTWY HUMUSOWEJ ZA POMOCĄ SPYCHAREK

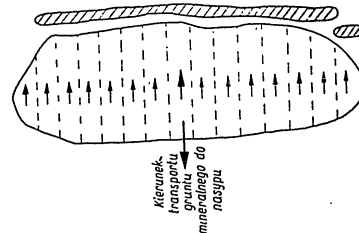
Spycharki mogą samodzielnie wykonać całość robót humusowych, mianowicie zdjęcie, hałdowanie, ponowne ułożenie i wyrównanie warstwy humusowej. Wydajność spycharek przy wykonywaniu robót humusowych znacznie przewyższa wydajność każdego innego rodzaju maszyn.

Zasadnicze dane charakterystyczne odnośnie spycharek stosowanych w budownictwie lotniskowym podane są w tabeli 4.

Tabela 4

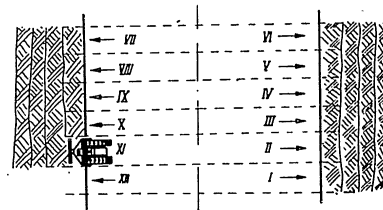
Zasadnicze cechy	Typy maszyn			
	jednostka	D-159	D-167 A	D-157
ciągnik		STZ-3	S-80	S-80
długość łemiesza	m	2,25	4,10	3,03
wysokość łemiesza	m	0,80	1,10	1,10
maks. głębokość poboru	m	0,15	0,20	0,20
ciężar spycharki (bez ciągnika)	kg	700	2320	3000
system kierowania		hydr.	linowy	linowy
objętość przesuwanej bryły	m ³	0,75	1,8-2,2	2,0
przebiegna wydajność przy pracy na odległość:				
20 m	m ³ /godz.	40-50	—	80-100
30 m	"	20-25	—	50-60
przebiegna wydajność przy wyrównywaniu	ha/godz.	0,2-0,4	—	0,4-0,7

Schemat organizacji pracy przy zdjęciu i hałdowaniu warstwy humusu poza linią zerową za pomocą spycharek pokazany jest na rysunku 22.



Rys. 22. Schemat hałdowania humusu spycharkami poza granicą robót

Spycharki, pracując w poprzecznych kierunkach w stosunku do długości wykopu, odsypają warstwę humusu i przesuwają ją poza linię zerową robót. Na rysunku 23 pokazany jest schemat pracy spycharek przy zdjęciu warstwy humusu z pasków i hałdowaniu jej na powierzchni odcinka robót.



Rys. 23. Schemat hałdowania humusu spycharkami na powierzchni odcinka robót

Spycharki rozpoczynają odsypanie ze środka paska i posuwają się ku jego brzegom. W obydwu przypadkach łemiesz zagłębia się w momencie rozpoczęcia ruchu we właściwym kierunku odsypiania humusu. Po zebraniu się przed łemieszem odpowiedniej wielkości bryły ziemi, łemiesz podnosi się i bryła ta zostaje przesunięta po powierzchni terenu do miejsca hałdowania. Powrót spycharki odbywa się na tylnym biegu. Przy znacznej grubości warstwy humusu zdjęcie i przesunięcie jej odbywa się za pomocą kilku po sobie następujących ruchów z każdorazowym odspojeniem po tym samym śladzie.

Łemiesz spycharki (przy pracach zdjęć i hałdowania humusu) ustawia się prostopadle do kierunku ruchu. Kąt cięcia łemiesza ustala się w zależ-

ności od rodzaju gruntu. Przy pracy w gruntach miękkich, jak również na ornych gruntach należy stosować kąt cięcia nie mniejszy aniżeli 60°. Przy pracy w ciężkich gruntach lemiesz należy ustawiać pod znacznie mniejszym kątem cięcia (do 45°). Przy wykonywaniu robót humusowych kąt lemiesz z powierzchnią pracy przyjmuje się 0°.

Przy pracy spycharek z hydraulicznym sterowaniem w miękkich gruntach stosuje się odpajanie za pomocą puszonego luzem lemiesz. W ciężkich gruntach stosuje się przymusowe zagłębienie lemiesz aż do chwili osiągnięcia potrzebnej głębokości cięcia, po czym lemiesz zamocowuje się.

Głębokość wybierania ziemi w miękkich gruntach ustala się w granicach do 20 cm, w ciężkich zaś stosuje się mniejszą głębokość, w zależności od rodzaju gruntu i powstających w czasie wybierania gruntu oporów.

Odspojenie i przesuwanie gruntu należy wykonywać przy możliwie dużej szybkości spycharki, gdyż pozwala to nie tylko skrócić czas trwania zamkniętego cyklu pracy, ale ponadto powoduje mniejsze straty w przesuwanym masie ziemnej na drodze między miejscem wybierania ziemi a hałdowania.

Upřednie spulchnianie i rozdrabnianie humusu przed zastosowaniem spycharki potrzebne jest tylko w bardzo ciężkich gruntach.

Wydatność spycharki przy zdejmowaniu i hałdowaniu humusu określa się według wzoru:

$$W = \frac{3600 \cdot Q \cdot \eta \cdot k_{wyk}}{T \cdot k_s} \quad (1)$$

gdzie: W — użytkowa wydajność (m³/godz.);
 η — współczynnik uwzględniający straty w objętości bryły przy przesuwaniu (0,90—0,95);
 k_{wyk} — współczynnik wykorzystania czasu roboczego w ciągu zmiany;
 T — czas trwania jednego zamkniętego cyklu (sek.);
 k_s — współczynnik spulchnienia gruntu;
 Q — objętość gruntu przesuwanego przed lemieszem spycharki (m³) wynosi:

$$Q = \frac{H^3 \cdot b}{2 \operatorname{tg} \varphi} \quad (2)$$

gdzie: H — wysokość lemiesz (m);
 b — długość lemiesz (m);
 φ — kąt naturalnego stołu gruntu.
 Czas trwania jednego zamkniętego cyklu T może być obliczony według wzoru:

$$T = \frac{l_1}{v_1} + \frac{l_2}{v_2} + \frac{l_1 + l_2}{v_3} + 3t_{dod.} \quad (3)$$

gdzie: l_1 — długość drogi poboru gruntu (m);
 l_2 — długość drogi przesuwania (m);
 v_1 — szybkość spycharki przy poborze (m/sek), (1—2 bieg, ciągnika);
 v_2 — szybkość spycharki przy przesuwaniu (m/sek), (2—3 bieg, ciągnika);
 v_3 — szybkość spycharki na tylnym biegu (m/sek);
 $t_{dod.}$ — strata czasu na zmianę biegów (sek);

Przy zdejmowaniu warstwy humusu za pomocą spycharki długość drogi poboru gruntu l_1 wynosi:

$$l_1 = \frac{Q}{b \cdot h \cdot k_s} + l_{dod.} \quad (4)$$

gdzie: Q — objętość przesuwanego bryły (m³);

b — długość lemiesz (m);

h — głębokość poboru gruntu (m);

k_s — współczynnik spulchnienia gruntu;

$l_{dod.}$ — długość drogi podczas zagłębienia i podnoszenia lemiesz (m).

Przy wykonywaniu zamkniętego cyklu pracy powrót spycharki do miejsca pobierania na tylnym biegu jest właściwy przy zachowaniu warunku nierówności:

$$\frac{l_1 + l_2}{v_3} + 2t_{dod.} < \frac{l_1 + l_2}{v_{max.}} + 2t_{obr.},$$

czyli:

$$l_1 + l_2 < \frac{2v_{max.}v_3(t_{obr.} - t_{dod.})}{v_{max.} - v_3} \quad (5)$$

gdzie (poza poprzednio wyjaśnionymi oznaczeniami):

$v_{max.}$ — szybkość spycharki na najwyższym biegu (m/sek);

$t_{obr.}$ — czas trwania obrotu na miejscu spycharki (sek.).

W celu zwiększenia wydajności praca spycharki powinna być wykonywana przy właściwie przyjętym kącie cięcia oraz przy największej szybkości, jaką może osiągnąć ciągnik.

Skutecznym środkiem w celu zwiększenia wydajności spycharek jest wykorzystanie naturalnych spadków terenu; pobór i przesuwanie gruntu w dół ze spadkiem 0,1 podnosi wydajność spycharek o 40—50%.

Wydajność spycharek powiększa się również przy łącznej pracy 2—3 spycharek obok siebie umieszczonych i wykonujących jednocześnie wszystkie ruchy zamkniętego cyklu pracy. Łączna praca spycharek pozwala osiągnąć zwiększenie wydajności o 20%.

Znaczne zwiększenie wydajności spycharek osiąga się również przez zastosowanie na lemieszu dodatkowych bocznych ścianek, które pozwalają zwiększyć objętość bryły ziemi przesuwanej przez spycharkę.

Ponowne ułożenie warstwy humusu na powierzchni odcinka wyrównanego po wykonaniu robót ziemnych mineralnych może być wykonane również za pomocą spycharek. Po przesunięciu humusu na właściwą powierzchnię, lemiesz spycharki podnosi się na wysokość odpowiadającą pożądanej grubości warstwy humusowej, dzięki czemu jednocześnie z rozkładaniem humusu następuje wstępne wyrównywanie warstwy humusowej.

Po ułożeniu na odcinku robót warstwy humusu o pożądanej grubości należy z grubsza wykonać wyrównanie powierzchni. Przy wyrównywaniu lemiesz spycharki powinien być ustawiony pod kątem 60° do kierunku ruchu.

Wydatność spycharki przy wyrównywaniu może być obliczona według wzoru:

$$W = \frac{3600 \cdot L \cdot (b \cdot \sin\beta - c) \cdot k_{wyk}}{\left(\frac{L}{v} + t_{obr}\right) \cdot n} \quad (6)$$

gdzie:

W	— użytkowa wydajność (m ³ /godz.);
L	— długość wyrównywanego odcinka (m);
β	— kąt ustawienia lemieszka do kierunku ruchu;
b	— długość lemieszka (m);
c	— przekrycie śladów sąsiednich przejeżdż (0,25—0,20 m);
$k_{wyk.}$	— współczynnik wykorzystania czasu roboczego w ciągu zmiany;
v	— szybkość spycharki (m/sek.);
n	— ilość przejeżdż po jednym śladzie;
t_{obr}	— czas trwania obrotu spycharki (sek.).

Szerokość przekrycia sąsiadujących śladów przejeżdż ustala się w zależności od warunków pracy, w każdym jednak przypadku należy dążyć do maksymalnego jego zmniejszenia.

Ostateczne wyrównanie warstwy humusowej wykonuje się za pomocą równiarek.

ZDJĘCIE I PONOWNE UŁOŻENIE WARSTWY HUMUSOWEJ ZA POMOCĄ RÓWNIAREK I SPYCHAREK

Zdjęcie i ponowne ułożenie warstwy humusowej może być dobrze wykonane za pomocą zespołowej pracy równiarek i spycharek, z tym jednak, że odszpanianie humusu wykonują równiarki przyczepne lub samobieżne, przesuwanie zaś i haldowanie — spycharki. Schematy organizacji robót humusowych przy zespołowej pracy równiarek i spycharek pokazane są na rysunku 24 a, b, c.

Odszpanianie humusu za pomocą równiarki wykonuje się kolejno na tak zwanych zagonach. Połączenie sztywne równiarki z ciągnikiem stosuje się bezpośrednio za pomocą dyszla. Równiarki, posuwając się wzdłuż paska, odszpaniają warstwę humusu i spychają ją na niewielkie wały położone od siebie w odległości 2—3 m. Każde przejście równiarki pokrywa poprzedni ślad na szerokości 0,2—0,3 m. Mocno zadarnione powierzchnie i ciężkie grunty należy uprzednio spulchnić.

Kąt ustawienia lemieszka równiarki w stosunku do kierunku ruchu ustala się w zależności od właściwości odszpanianej warstwy humusu. Przy lekkich i ornych gruntach przyjmuje się kąt ustawienia od 60—70°, co daje możliwość osiągnięcia dużej wydajności równiarki. Wówczas długość lemieszka powinna być przez zastosowanie przedłużacza dodatkowo zwiększona. Przy ciężkich gruntach stosuje się kąt ustawienia znacznie mniejszy, dochodzący do 35—40°.

W celu uniknięcia wjeżdżania tylnego koła równiarki na podgarnięty wał humusu, lemiesz wysuwa się nieco w jedną stronę z jednoczesnym odsunięciem głównej ramy w przeciwną stronę. Koła równiarki ustawia się przy humusowych robotach z zasady zawsze pionowo.

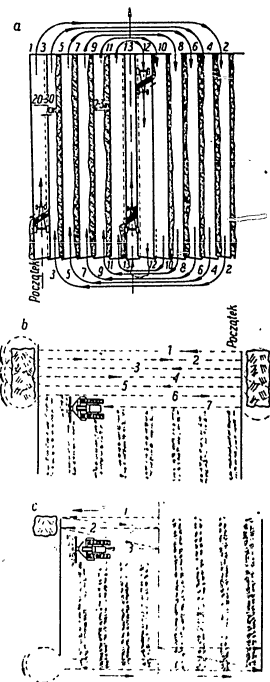
Kąt cięcia lemieszka równiarki powinien wynosić 35—50°. Mniejsze kąty stosuje się przy ciężkich, mokrych i lepkich gruntach, natomiast większe kąty stosuje się przy gruntach lekkich i na ornych glebach.

Dla ciężkich równiarek głębokość odszpaniania ustala się w granicach od 12—15 cm, zależnie od mocy pociągowej ciągnika. Należy jednak zawsze pamiętać, że równiarka nie jest maszyną specjalnie przeznaczoną do odszpaniania i jej konstrukcja nie jest obliczona na pracę przy większych głębokościach odszpaniania.

Przy pracach w warstwie humusowej kąt ustawienia noża w stosunku do płaszczyzny terenu przyjmuje się w zasadzie równy 0°. Przy gruntach ciężkich kąt ustawienia noża w stosunku do płaszczyzny terenu należy przyjmować równy 2—3°. W tym ostatnim przypadku przedni koniec lemieszka obniża się na głębokość odpowiadającą pociągowej sile ciągnika, tylny zaś koniec sunie po powierzchni.

Po zakończeniu pracy równiarek spycharki przesuwały odszpaniony i zepchnięty w wałki humusu poza granice działki lub paska, na których dokonano odszpaniania. Schematy na rysunku 24 b, c przedstawiają dwa sposoby przesuwania odszpanionego humusu przy kolejnej pracy na poszczególnych paskach. Pierwszy sposób polegający na przesuwananiu humusu przez całą szerokość paska w obydwie jego strony (rys. 24 b) zmusza spycharkę do kilkakrotnego przejścia po tym samym śladzie, powodując szkodliwe, nadmierne rozdrobnienie i przemielenie cząstek humusu.

Bardziej właściwy jest sposób przesuwania humusu od środka paska w każdą stronę (rys. 24 c). Pomimo nieprodukcyjnego przebiegu spycharki



Rys. 24. Schemat wspólnej pracy spycharki i równiarki przy zdjęciu warstwy humusowej

a — haldowanie humusu równiarkami;
b — przesunięcie spycharkami humusu przy pracy w poprzek całego paska;
c — przesunięcie humusu od środka do brzożek

przy powrocie na tylnym biegu na środek paska, unika się straty czasu zużywanego na obroty i zbytniego przemielenia cząstek humusu.

Gdy humus należy przesunąć poza linię zerowych robót, kierunek ruchu równiarki jest równoległy do tejże linii.

Uformowany przez równiarki szereg wałków humusowych, zostaje następnie przesunięty za pomocą spycharek w kierunku prostopadłym do linii robót zerowych. Powrót spycharki odbywa się luzem na tylnym biegu, zależnie od odległości, lub na najszybszym po dokonanych obrotach.

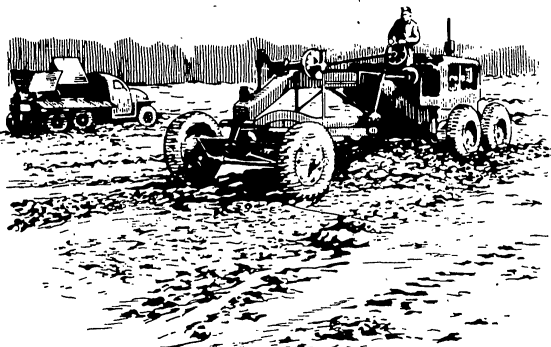
W celu przesunięcia uformowanych przez równiarki wałków humusowych lemiesz spycharki ustawia się pod kątem 90° do kierunku jego ruchu, nóż zaś lemiesza pod maksymalnym kątem cięcia. Aby powiększyć wydajność spycharki, do lemiesza przymocowuje się boczne ścianki.

Ponowne ułożenie warstwy humusowej na wyrównanej (po zakończeniu robót mineralnych) powierzchni odcinka wykonuje się również spycharkami. Ostateczne wyrównanie warstwy humusowej wykonuje się za pomocą równiarek.

Przy zdjęciu warstwy humusu i konieczności odwiezienia go dalej, jak na przykład przy przygotowaniu koryta dla DS, może być zastosowana zespołowa praca spycharki i koparki przedsiębiornej. Spycharka w tym przypadku zgarnia humus na miejscu w haldy, koparka zaś ładuje go na samochody, które odwożą na wyznaczone miejsce.

ODSPOJENIE I HAŁDOWANIE HUMUSU ZA POMOCĄ RÓWNIAREK

Roboty humusowe w przypadku braku spycharek mogą być wykonane również samymi równiarkami przyczepnymi lub samobieżnymi (rys. 25). Jednak możliwe to jest tylko w przypadkach hałdowania humusu w samym miejscu wykonywania robót. Należy zaznaczyć, że spośród innych zmecha-

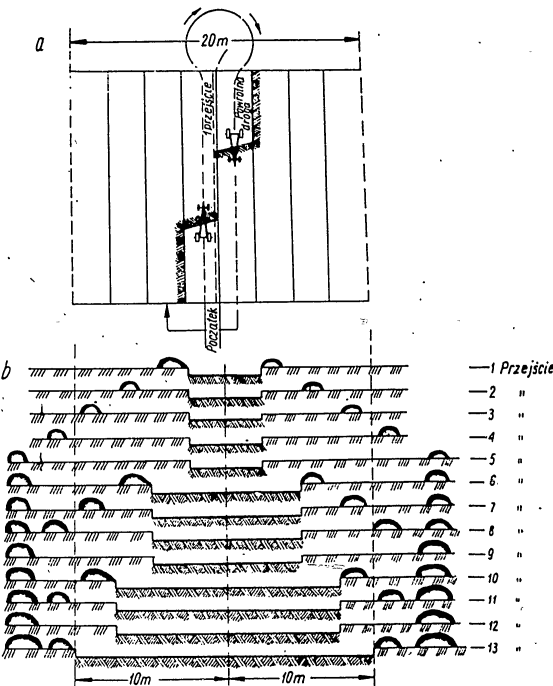


Rys. 25. Równiarka samobieżna

nizowanych sposobów zdjęcie humusu samymi równiarkami jest najbardziej pracochłonne.

Równiarka rozpoczyna pracę ze środka odcinka (rys. 26) i przy pierwszym przejściu odsypa pasek humusu o szerokości równej zasięgowi lemiesza.

Przy powrotnym ruchu równiarka odsypa sąsiedni pasek, odsuwając humus w drugą stronę. Przy następnych przejściach równiarka spycha odspojony humus coraz dalej, aż poza granice odcinka.



Rys. 26. Schemat zdjęcia warstwy humusowej równiarkami

Po odsunięciu humusu z pierwszego paska równiarka odspaja paski sąsiadujące z pierwszymi i znowu spycha humus poza granice odcinka. W ten sposób prowadzi się pracę aż do zdjęcia warstwy humusowej z całego odcinka.

Ustawienie lemieszów i sposób pracy równiarki stosuje się takie same jak przy zespolonej pracy równiarki i spycharki.

Potrzebną ilość przejeżdż równiarki „z” dla zdjęcia humusu z odcinka można określić drogą najprostszymi obliczeń. Wynosi ona:

$$z = \frac{a^2 + 3a - 2}{2},$$

gdzie:

$$a = \frac{0,5 \cdot L}{l \cdot \sin \beta};$$

- L — szerokość odcinka, na którym odspaja się humus (m);
- l — długość lemieszów (m);
- β — kąt ustawienia lemieszów równiarki w stosunku do kierunku ruchu.

Otrzymamy wynik „z” zaokrągla się zawsze wwyż, do całkowitej liczby, co daje możliwość uwzględnienia szerokości pokrycia stosowanego przy sąsiednich przejściach równiarki.

Dobrą wydajność pracy równiarki uzyskuje się przy długościach odcinków powyżej 100 m, przy mniejszych zaś odległościach wzrastają stosunkowo wysoko straty czasu na obroty, skutkiem czego wydajność znacznie maleje.

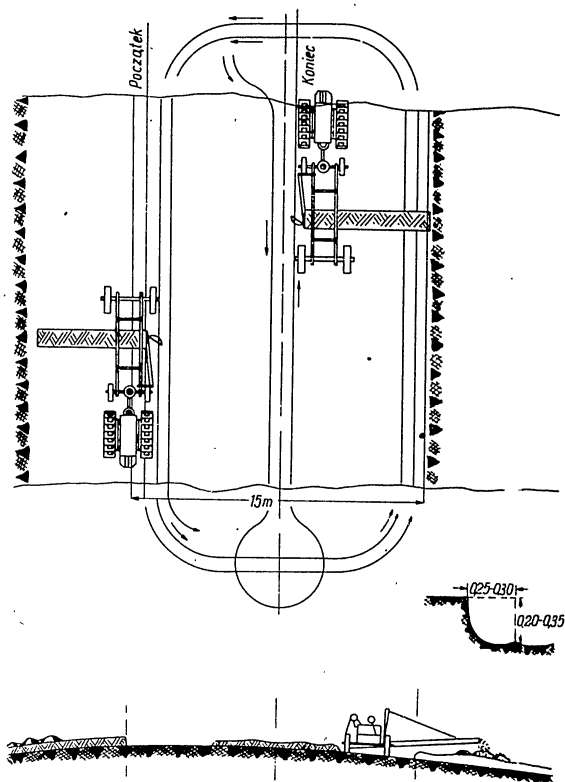
ZDJĘCIE I PONOWNE UŁOŻENIE WARSTWY HUMUSOWEJ ZA POMOCĄ RÓWNIAREK TALERZOWYCH Z PRZENOŚNIKIEM

Gdy do wykonania zasadniczych robót ziemnych zastosowano równiarki talerzowe z przenośnikiem, mogą one być z powodzeniem użyte również do robót humusowych.

Ruch równiarek talerzowych odbywa się po drodze o kształcie elipsy (rys. 27). Praca rozpoczyna się od brzegów odcinka, przy czym dwa pierwsze przejścia równiarki przeznaczone są do wyznaczenia granic oczyszczonego z humusu paska.

Równiarka talerzowa, posuwając się wzdłuż paska, odspaja humus i przerzuca go za pomocą przenośnika na sąsiednie paski. Równiarka wykonuje ostatnie dwa przejścia w środku odcinka po tym samym śladzie, lecz w odwrotnych kierunkach; odspajany przy tym humus zostaje usunięty poza granice odcinka. Równiarka pracuje na całej długości swojej drogi, tylko obroty wykonują się poza granicami odcinka.

Długość paska, na którym przy usuwaniu humusu pracuje równiarka talerzowa, nie może być w żadnym przypadku mniejsza od 100—200 m. Przy małej długości paska wydajność równiarki talerzowej spada gwałtownie wskutek względnie przewlekłego biegu jałowego. Szerokość oczysz-



Rys. 27. Schemat zdjęcia warstwy humusowej równiarkami talerzowymi z przenośnikiem

4 — Budowa lotnisk

zowego paska określa się konstrukcyjnymi właściwościami równiarki talerzowej:

$$B = 2 \cdot (l \cdot \cos \gamma + d \cdot \sin \beta + l_0), \quad (7)$$

gdzie: B — szerokość paska (m);
 l — długość przenośnika (m);
 γ — kąt nachylenia przenośnika w stosunku do poziomu;
 d — średnica talerzowego noża (m);
 β — kąt między nożem i kierunkiem ruchu;
 l_0 — poprawka w długości przenośnika, uwzględniająca dodatkowe odrzucenie humusu przez siłę odśrodkową powstałą przy spadaniu ziemi z przenośnika ($l_0 = 0,25 - 0,5$).

Współczesne równiarki talerzowe posiadają przenośniki o długości 8 m, zasięg ich więc wynosi 15 m.

Praca równiarek talerzowych nie wymaga uprzedniego rozdrabniania i spulchniania gruntu, gdyż dodatkowe spulchnianie tylko pogarsza warunki pracy maszyny, zwiększając straty przy nabieraniu gruntu.

Wstępne spulchnianie stosuje się tylko na terenach, z których usunięto las lub oczyszczono z krzaków. Pozostałe w gruncie po karczowaniu korzenie powinny być usunięte za pomocą spulchniaczy lub brony leśnej.

Na mokrych terenach lub zaspanych dużą ilością luzem leżących kamieni stosowanie równiarek talerzowych z przenośnikami jest niewskazane.

Równiarki talerzowe z przenośnikami pracują z ciągnikiem, który połączony jest z nimi za pomocą dysza. Konstrukcja tych równiarek pozwala na ustalenie głębokości odspajania warstwy humusowej do 0,35 m, dlatego usunięcie całej warstwy humusowej jest możliwe podczas jednorazowego przejścia maszyny.

Przy pracy na ciężkich gruntach kąt ustawienia noża w stosunku do kierunku ruchu przyjmuje się 35—45°, kąt cięcia 20—25°. Na gruntach lekkich kąt ustawienia noża przyjmuje się 45—60°, a kąt cięcia 35—45°. Przy pracy na zadarnionych odcinkach talerzowy nóż powinien posiadać możliwość swobodnego obrotu, natomiast we wszystkich innych przypadkach unieruchamia się go za pomocą drążka hamulcowego. Szczególnie ważne jest codzienne ostrzenie tnącej krawędzi noża talerzowego.

Przenośnik równiarki talerzowej przy pracy na odwał ustawia się pod możliwie najmniejszym kątem (w granicach do 10°). Wielkość luzu pomiędzy nożem a skrajem przenośnika powinna być regulowana w granicach 30—45 mm.

Równiarka wykonuje pierwsze przejścia przy przechylonej ramie, co jednak w zasadzie nie wpływa na dokładność pracy wobec małych kątów przechylenia przenośnika. Dla zwiększenia stateczności maszyny praca powinna być wykonywana przy przesuniętej na prawo tylnej półosi i dodatkowo obciążonym lewym tylnym kole.

Przy obrotach równiarki talerzowej nóż i przenośnik powinny być podniesione.

Wydajność równiarki talerzowej (W — m³/godz.) przy wykonaniu robot humusowych w przeliczeniu na godzinę wynosi:

$$W = \frac{2400 \cdot \eta \cdot \eta_h \cdot b \cdot h \cdot L \cdot \sin \beta}{v + l_{obr}} \cdot k_{wyk} \quad (8)$$

gdzie: k_{wyk} — współczynnik wykorzystania czasu;
 L — długość paska, z którego zdejmuje się humus (m);
 b — zasięg noża talerzowego (m);
 β — kąt ustawienia noża;
 h — przeciętna głębokość odspojenia (m);
 η — współczynnik uwzględniający straty gruntu przy przerzucie z lemiesza na przenośnik (dla lekkich gruntów $\eta = 0,80 - 0,90$, dla cięższych gruntów $\eta = 0,95$);
 v — szybkość ruchu równiarki talerzowej (m/sek.) (zwykle pierwszy bieg ciągnika), lecz w zależności od możliwości wykorzystania siły pociągowej możliwie największa;
 l_{obr} — strata czasu na jeden obrót (sek.), średnio 60 sek.;
 η_h — współczynnik uwzględniający straty gruntu przy użyciu przenośnika ($\eta_h = 0,95$).

Ponowne ułożenie humusu na powierzchni działki po zakończeniu na niej robót w gruncie mineralnym wykonuje się również za pomocą równiarek talerzowych pracujących w ten sam sposób co przy odspajaniu humusu.

W razie konieczności usunięcia humusu z powierzchni wykopu poza granice pola wlotów, równiarka talerzowa może pracować z jednoczesnym załadunkiem odspajanego gruntu na wywrotki samochodowe lub ciągnikowe przyczepy. Niezbędna ilość jednostek transportowych (n) odbierających urobek równiarki zależy od przeciętnej szybkości i odległości transportu i oblicza się ją ze wzoru:

$$n = \frac{2L}{v_1} + t_1 + t_2 + t_3 + t_4 \cdot \frac{v_1 \cdot v_2}{l} \quad (9)$$

gdzie: L — odległość odwożenia humusu (m);
 v_1 — przeciętna szybkość środków transportowych (m/sek.);
 t_1 — czas trwania załadunku (sek.);
 t_2 — czas trwania wyładunku (sek.);
 t_3 — czas trwania zmiany i podejścia pojazdu pod załadunek (sek.);
 t_4 — czas zużyty na obroty równiarki talerzowej podczas jednego cyklu (sek.);
 v_2 — szybkość ruchu równiarki (m/sek.);
 l — długość paska, z którego usuwa się humus (m).

ZDJĘCIE I PONOWNE UŁOŻENIE HUMUSU ZA POMOCĄ ZGARNIAREK

W wielu przypadkach zdjęcie i ponowne ułożenie humusu może być wykonane za pomocą zgarniarek. Sposób ten jest szczególnie odpowiedni dla haldowania humusu poza linią robót zerowych.

Zdjęcia warstwy humusowej wykonuje się przy przejściach zgarniarki w poprzek powierzchni, z której usuwa się humus. Każde jednak przejście zgarniarki jest wykorzystane, mianowicie przy każdym przejściu poprzecznym zgarniarka pobiera grunt i wyładowuje poza granicami działki.

Do zdjęć warstwy humusowej można używać zgarniarek przy dowolnych długościach i szerokościach działek roboczych. Najbardziej wydajna jest praca na działkach, których szerokość równa jest drodze pobierania pełnego ładunku zgarniarki.

Przed rozpoczęciem pracy zgarniarkami na gruntach gliniastych i piaszczysto-gliniastych należy spulchniać i rozdrabniać grunt spulchniaczami i kultywatorami.

Pobieranie gruntu wykonuje się przy stałej głębokości odspojenia określonej w zależności od żądanej głębokości zdjęcia humusu i od wielkości oporów powstających w czasie pracy zgarniarki. W lekkich i średnich gruntach przeciętna głębokość pobierania może dochodzić do 20–25 cm. W ciężkich gruntach potrzebną głębokość zdjęcia humusu osiąga się po dwóch, trzech przejściach zgarniarki.

Wydajność (m³/godz.) zgarniarek przy zdejmowaniu i hałdowaniu warstwy humusowej określa się według wzoru:

$$W = \frac{3600 \cdot v_z \cdot k_n + v_{pr}}{T} \cdot \frac{k_{wyk}}{k_s} \quad (10)$$

gdzie: v_z — teoretyczna pojemność skrzyni (m³);
 k_n — współczynnik napelnienia;
 v_{pr} — przeciętna objętość wałka spychanego przez zgarniarkę (przyjmowana do obliczenia tylko przy szerokości działki równej drodze poboru gruntu, w innych przypadkach przyjmuje się równą zeru);
 k_{wyk} — współczynnik zmianowego wykorzystania maszyny;
 k_s — współczynnik spulchnienia gruntu;
 T — czas trwania jednego cyklu (sek.);

Należy zaznaczyć, że wartość współczynników napelnienia skrzyni w czasie pobierania gruntu zmienia się w dużych granicach, zależnie od rodzaju gruntu, sposobów odspajania i rodzaju zgarniarki. Jednak we wszystkich przypadkach należy dążyć do najbardziej pełnego wykorzystania pojemności skrzyni, w miarę możliwości napelniając ją z nadmiarem, to jest przyjmować obliczeniową wartość $k_n \geq 1$.

Zgarniarki mogą również wykonywać powrotne ułożenie humusu na wyrównanej powierzchni działki. Grubość warstwy usypywanej przy rozładunku przyjmuje się jako równą projektowanej grubości warstwy humusowej. Zgarniarki jednocześnie z rozładunkiem wykonują również zgrubsza wyrównania usypywanej warstwy humusu. Ostateczne plantowanie powierzchni wykonuje się za pomocą równiarek.

Rozdział IV

WYKONANIE ROBÓT W WYKOPACH ZA POMOCĄ ZGARNIAREK, RÓWNIAREK TALERZOWYCH Z PRZENOŚNIKAMI, SPYCHAREK

OGÓLNE WYMAGANIA DOTYCZĄCE WYKONYWANIA WYKOPÓW

Wykopy wykonuje się do głębokości ustalonej w projekcie. Jeżeli przewidziane jest ponowne ułożenie warstwy humusowej na wyrównanej powierzchni dna wykopu, wówczas wykop wykonuje się do poziomu niższego od projektowanego o grubość przewidzianej warstwy humusu.

Wykonanie wykopu można podzielić na dwie fazy. Pierwsza faza to wykonanie wykopu z grubsza, polegające na usunięciu gruntu do głębokości nieco mniejszej od przewidzianej w projekcie, a to w celu uniknięcia niedopuszczalnych przekopów. Druga faza to dokładne wykończenie wykopu przy starannym stałym sprawdzaniu poziomów otrzymanej powierzchni.

Przy płytkich wykopach, wykonywanych w czasie jednego, dwóch przejeżdżających maszyn, pracę od samego jej początku należy zaliczyć do drugiej fazy.

W ciężkich gruntach przed pracą maszyn odspajających spulchnia się warstwę gruntu na głębokość od 10–30 cm, w zależności od kategorii gruntu i rodzaju stosowanego do tego celu sprzętu. Dla uniknięcia zbytecznego wysychania lub znacznego w czasie deszczu zawilgocenia gruntu ilość spulchnionego gruntu nie powinna przekraczać ilości jednozmianowego przerobu.

Przy wykopach w gruntach skalistych, rozdrobnienia wykonuje się za pomocą środków wybuchowych. W zależności od głębokości wykopu stosuje się przy użyciu ładunków płytkich rozrzucających skalę wysadzanie wgłębne lub powierzchniowe; prace wybuchowe prowadzi się według ogólnych zasad stosowanych przy robotach minerskich. Jako środek wybuchowy stosuje się amonit lub podobne związki, są one najtańsze i najbardziej bezpieczne zarówno w użyciu, jak i w przechowywaniu. Ustalenie wielkości ładunków odbywa się na podstawie próbnych wybuchów. Roboty wybuchowe wykonywane są według uprzednio opracowanego projektu organizacji robót, z zachowaniem wszelkich ostrożności i zasad bezpieczeństwa, niezbędnych przy tego rodzaju pracach.

W zależności od uwarstwienia i głębokości wykopu wykonuje się w nim roboty, zdejmując kolejno każdą warstwę (sposób warstwowy) lub pobierając grunt na całej głębokości urobiska (sposób urobiskowy).

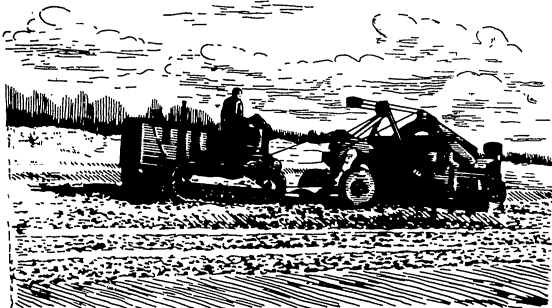
Grubość zdejmowanych warstw w wykopie jest stosunkowo nieznaczna. Tak zwany warstwowy sposób wykonywania względnie płytkich wykopów w budownictwie lotniskowym jest najbardziej rozpowszechniony. Sposób ten równocześnie jest jedynym przy różnorodnym uwarstwieniu gruntu w wykopach, ponieważ kolejne zdejmowanie warstw jest konieczne dla wykonywania nasypów również w odpowiednich warstwach.

Warstwowy sposób wykonania wykopów odpowiada przede wszystkim pracy zgarniarek, równiarek talerzowych z przenośnikiem i spycharek.

Sposób urobiskowy stosuje się przeważnie przy dużych głębokościach, jak również przy usuwaniu soczewek i lokalnych złóż nieodpornych gruntów, na przykład torfu i innych. Koparka łyżkowa lub hydromonitor jest najodpowiedniejszym sprzętem do pracy w urobiskach.

WYKONANIE WYKOPÓW ZA POMOCĄ ZGARNIAREK

Wykonanie wykopów za pomocą zgarniarek jest w budownictwie lotniskowym powszechnie stosowane. Zgarniarki wykonują samodzielnie prawie cały zakres robót ziemnych, takich jak odspojenie, transport z wykopów do nasypów, wyladunek z usypywaniem w nasypach warstw o właściwej grubości. Przy pracy zgarniarek jednocześnie osiąga się z grubsza wyrównanie wykopów i nasypów, w szeregu zaś przypadków i wstępne zagęszczenie nasypów. Doskonała zwrotność i niezbyt duże rozmiary maszyn pozwalają z powodzeniem używać ich na stosunkowo wąskich paskach wykopów, otoczonychwałdami humusu.



Rys. 28. Zgarniarka D-147

Zgarniarki zdolne są wykonywać roboty ziemne o dowolnych objętościach. Im większe są masy ziemi, tym bardziej opłacalne jest zastosowanie zgarniarek, zarówno ze względów ekonomicznych jak i z uwagi na szybkość wykonywania.

Dla uzyskania właściwej wydajności długość odcinka wykopu powinna przekraczać średnią długość drogi poboru zgarniarki, która wynosi 10—30 m. Zbyt mała długość odcinka wykopu powoduje niepełne ładowanie skrzyni zgarniarki i w konsekwencji duży spadek wydajności.

Przeciętna głębokość wykopów nie może być mniejsza od przeciętnej głębokości pobierania zastosowanego typu zgarniarki; głębokość ta zależnie od pojemności skrzyni waha się w granicach od 15—30 cm. Zbyt mała głębokość wykopu zmusza do przedłużenia czasu pobierania, w związku z tym również zmniejsza się wydajność zgarniarki.

Przeciętna odległość transportu gruntu za pomocą zgarniarek służy jako miernik dla określenia typu zgarniarki. Zgarniarki o małej pojemności skrzyni, stosowane przeważnie w zespołach, opłacają się na odległościach nie większych od 250—300 m. Wielkie zgarniarki (rys. 28) dają dobre wyniki na małych i dużych odległościach, a przy zastosowaniu ciągników gąsienicowych opłacają się na odległościach do 500—600 m. Zastosowanie szybkiebieżnych ciągników pozwala na użycie większych zgarniarek na odległościach do 1,5—2 km.

Zasadnicze dane dotyczące zgarniarek stosowanych w budownictwie lotniskowym podane są w poniższej tabeli 5.

Tabela 5

Zasadnicze cechy	Typy maszyn			
	jednostki	D-183	D-147	D-188
ciągnik		STZ-3	S-80	S-80 i popychacz S-80
pojemność skrzyni	m ³	2,25	6,0	15,0
współczynnik napełnienia		1,05	1,10	1,05
zasięg poboru	m	1,65	2,50	3,15
na większe zagłębienie	m	0,15	0,30	0,30
ciężar zgarniarki	kg	2,300	7 200	15 750
obrys — szerokość, wysokość, długość	m	2,05x2,40x x5,45	3,14x3,12x x9,05	3,50x3,10x x10,02
średnia wydajność przy odległości transportu:				
100 m	m ³ /godz.		70—80	
200 m	„		35—40	
300 m	„		25—30	

SPOSOBY WYKONYWANIA WYKOPÓW ZA POMOCĄ ZGARNIAREK

Zgarniarka wykonuje szereg takich czynności, jak odspajanie i pobieranie gruntu, transportowanie, wyladowanie gruntu na nasypie. Dzięki takiej wszechstronności zgarniarek odpada konieczność stosowania maszyn ładujących, transportujących i wyladunkowych. Powoduje to znaczne uproszczenie organizacji robót ziemnych.

Z terenu wykopu powinien być przede wszystkim usunięty humus (o ile to przewidziane jest w projekcie). Na niewielkich powierzchniach humus haldowany jest poza linią zerowych robót, po stronie przeciwnej do kierunku ruchu mas ziemi mineralnej. Na dużych powierzchniach przy prowadzeniu robót na oddzielnych paskach humus usuwa się również paskami, jak podano w rozdziale III.

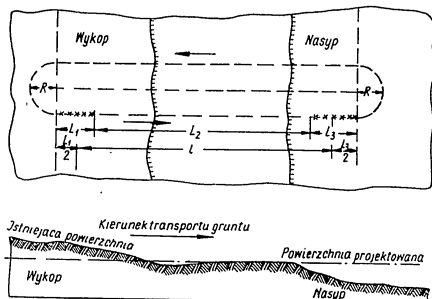
Wykop wykonuje się przez usypywanie warstw, których grubość odpowiada przeciętnej głębokości pobierania przez zgarniarkę.

Pracę należy organizować systemem potokowym.

Prace wykonywane za pomocą zgarniarki są w systemie potokowym prowadzącym elementem. Pracę zgarniarki przyspiesza się skracając czas pobierania gruntu i zwiększając szybkość transportowania. Pierwszym elementem w systemie potokowym jest zdjęcie i hałdowanie warstwy humusowej, które powinno być w początkowym okresie robót również możliwe przyspieszone. W ten sposób osiąga się skrócenie początkowego okresu pracy, w ciągu którego przygotowuje się całość robót systemem potokowym jako prowadzący element — pracy zgarniarki. Celem przyspieszenia zdjęcia humusu (w początkowym okresie) należy wszystkie maszyny, którymi rozporządza się (a nadają się do robót humusowych), w tej liczbie i zgarniarki, wykorzystać do tychże robót.

Schemat organizacji pracy zgarniarkami ustala się w zależności od rozmieszczenia mas ziemnych, które mogą być przesunięte na obszarze budowy.

Jeśli są oddzielne odcinki robót, położone w znacznych od siebie odległościach, a posiadające wyrównane wykopy i nasypy wewnątrz odcinka, wskazane jest zastosowanie eliptycznego schematu pracy (rys. 29). Szczególnie dobre wyniki daje eliptyczny schemat przy wykonywaniu roboty wąskimi paskami, które leżą pomiędzy hałdami humusu. Przy takim spo-



Rys. 29. Eliptyczny schemat pracy zgarniark

sobie wykonywania tylko jedna strona elipsy jest drogą roboczą zgarniarki, druga zaś jest jedynie drogą, po której maszyna powraca luzem; obroty zgarniarki wykonywane są bez obciążenia. Zasadnicze dane tego schematu w odniesieniu do długości dróg pobierania gruntu, transportu, wyładunku oraz drogi, jaką odbywa maszyna posuwając się luzem, są następujące:

konieczna długość pobierania gruntu L_1 wynosi:

$$L_1 = \frac{v \cdot k_n}{b \cdot h_{sr} \cdot \eta \cdot k_{sp}}, \quad (11)$$

gdzie:

- a — pojemność skrzyni (m³);
- k_n — współczynnik napelnienia;
- b — szerokość zasięgu skrzyni (m);
- h_{sr} — średnia głębokość poboru (m);
- k_{sp} — współczynnik spulchnienia gruntu zgarniarką (według wyników doświadczeń przy gruncie I kat. współczynnik ten wynosi I,10; II — 1,20; III — 1,25; IV — 1,30);
- η — współczynnik wykorzystania przez zgarniarkę odspojonego gruntu (stosunek objętości załadowanego gruntu do całej objętości odspojonego);

$$\eta = \frac{v \cdot k_n}{v \cdot k_n + v_b + v_s},$$

gdzie oprócz poprzednio określonych oznaczeń v_b — objętość tworzących się przy pobieraniu bocznych wałków i v_s — objętość spychanego przez zgarniarkę wałka.

W praktyce stwierdzono, że objętość wałka spychanego v_s może być określona według wzoru doświadczonego:

$$v_s = 0,4 \cdot b \cdot \mu \cdot \ln(100 \cdot h_{sr}) \quad (12)$$

gdzie: μ — współczynnik uwzględniający skład granulometryczny gruntu (głina $\cong 0,35$, glina piaszczysta $\cong 0,4-0,5$, piasek gliniasty $\cong 0,8-0,9$, piasek $\cong 1,0$).

Boczne wałki zazwyczaj nie są większe od $0,25 \cdot v_s$.

Wielkość współczynnika η zależy od składu granulometrycznego gruntu, konstrukcji zgarniarki i w znacznym stopniu od stosowanych przy pobieraniu gruntu sposobów odpajania. Średnio dla dużych zgarniarek wartość η przy pobieraniu piaszczystych gruntów wynosi $0,7-0,75$, gliniastych gruntów $0,8-0,9$.

Długość drogi wyładunku L_3 zależy od grubości usypywanej warstwy. Przy wyładunku z jednoczesnym równaniem usypywanego gruntu długość ta wynosi:

$$L_3 = \frac{v \cdot k_n}{b \cdot h_2}, \quad (13)$$

gdzie: v , k_n , b — jak wyżej;

h_2 — grubość usypywanej warstwy.

Długość drogi roboczej pełnym ładunkiem wynosi:

$$L_2 = l - \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_3}{2} \right),$$

gdzie: L_1 i L_3 — jak wyżej, a l — średnia odległość transportu gruntu.

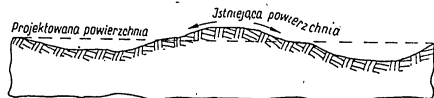
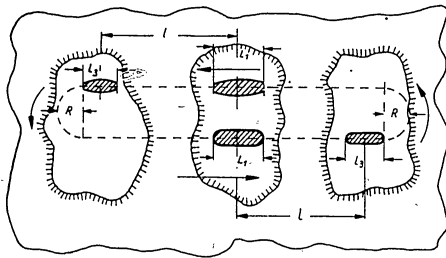
Przy dużych odległościach transportu wobec nieznaczącej wielkości drugiego składnika równania można przyjąć $L_2 = l$.

Podobnie długość drogi powrotu luzem L_4 wynosi:

$$L_4 = l + 2 \cdot \pi \cdot R,$$

gdzie: l — jak poprzednio, R zaś — promień obrotu zgarniarki (10—12 m, w zależności od typu zgarniarki).

Przy odcinkowym i drobnoodcinkowym rozłożeniu mas ziemnych, ze zbilansowaniem się kilku wykopów i nasypów leżących w stosunkowo nieznacznych odległościach od siebie (do 200—250 m), właściwe jest zastosowanie dwukierunkowego schematu pracy zgarniarki poruszającej się po drodze eliptycznej (rys. 30) lub schematu o kształcie ściśniętej ósemki (rys. 31). W tych przypadkach wykop wykonuje się dwukierunkowo z wyładunkiem gruntu w nasypach leżących po obu stronach wykopu lub od-



Rys. 30. Dwukierunkowy eliptyczny schemat pracy zgarniarkami

wrotnie — nasyp zawozi się gruntem z dwóch wykopów leżących po obu stronach nasypu, zależnie od tego, jak przewiduje projekt organizacji wykonanie tych robót.

Zasadnicze dane (schematu eliptycznego o pracy dwustronnej) dotyczące długości dróg pobierania, transportu i wyładunku są te same co i poprzednio określone dla schematu eliptycznego o pracy jednokierunkowej; długość drogi luzem cokolwiek skraca się i wynosi $L_4 = l + \pi \cdot R$ kosztem skrócenia drogi o jeden obrót na każde przejście luzem. Przy schemacie pracy o drodze ściśniętej ósemki, drogi nieco wydłużają się;

droga robocza L_2 będzie miała długość:

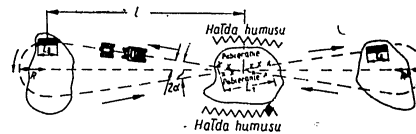
$$L_2 = l \cdot \sec \alpha,$$

droga luzem L_4 będzie miała długość:

$$L_4 = l \cdot \sec \alpha + \pi \cdot R,$$

gdzie α — kąt, który tworzy ósemki i kierunek ruchu zgarniarki; przy zwykłych promieniach obrotu 8—12 m i odległości transportu do 200—250 m, $\alpha = 5^\circ - 25^\circ$.

Przy odległościach transportu większych od 200—250 m zastosowanie podwójnego eliptycznego i ósemkowego schematu praktycznie nie daje w czasie wyraźnego zysku.



Rys. 31. Ósemkowy schemat pracy zgarniark

Przy wykonawstwie robót za pomocą zgarniark duże znaczenie odgrywają środki, które służą do zwiększenia wydajności zgarniarek.

W przeliczeniu na godziny wydajność zgarniarek W (liczoną w objętości wykopu — $m^3/\text{godz.}$), określa się według wzoru:

$$W = \frac{3600 \cdot v \cdot k_n \cdot k_{wyk}}{T \cdot k_s} \quad (14)$$

gdzie:

- v — pojemność skrzyni (m^3);
- k_n — współczynnik napełnienia skrzyni;
- k_{wyk} — współczynnik wykorzystania zgarniarki w ciągu jednej zmiany;
- k_s — współczynnik spulchnienia gruntu;
- T — czas trwania jednego cyklu (sek.).

Czas trwania jednego cyklu składa się z sumy godzin zużywanych dla wykonania poszczególnych czynności, na które składają się:

- a) pobieranie gruntu;
- b) transport gruntu do miejsca wyładunku;
- c) wyładunek gruntu;
- d) powrót zgarniarki luzem do miejsca pobierania gruntu;

$$T = \frac{L_1}{v_1} + \frac{L_2}{v_2} + \frac{L_3}{v_3} + \frac{L_4}{v_4},$$

gdzie: L_1 — długość drogi pobierania (m);

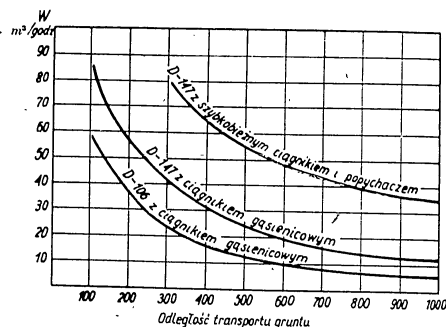
L_2 — długość drogi transportu (m);

L_3 — długość drogi wyładunku (m);

L_4 — długość drogi powrotu luzem (m);

v_1, v_2, v_3, v_4 — szybkość ruchu zgarniarki przy poszczególnych czynnościach (m/sek.).

Na rysunku 32, dla zobrazowania zależności wydajności od odległości i szybkości oraz typu zgarniarki, podane są wykresy średniej wydajności zgarniarek D-106 i D-147 w piaszczystych gruntach.



Rys. 32. Średnia wydajność zgarniarek w piaszczystych gruntach

Ze wzoru (14) wynika, że zwiększenie wydajności zgarniarek można osiągnąć przez zwiększenie wartości współczynników napelnienia skrzyni, wykorzystania w ciągu jednej zmiany oraz zmniejszenie czasu trwania poszczególnych czynności zamkniętego cyklu pracy zgarniarki. Zwiększenie współczynnika wykorzystania w ciągu jednej zmiany osiąga się przez zlikwidowanie postojów w ciągu zmiany. Zasadniczymi środkami prowadzącymi do osiągnięcia tego są: wprowadzenie codziennych przeglądów sprzętu przed rozpoczęciem pracy, surowe przestrzeganie zasad konserwacji maszyn i dokładna organizacja robót.

Co się tyczy zwiększenia wartości współczynnika napelnienia kosza i zmniejszenia czasu trwania zamkniętego cyklu, można to jedynie osiągnąć przez ustalenie najkorzystniejszych sposobów pracy zgarniarki przy wykonywaniu wszystkich poszczególnych czynności cyklu roboczego.

NAJWŁAŚCIWSZE SPOSOBY PRACY PRZY POBIERANIU GRUNTU

W pracy zgarniarek pobieranie gruntu jest prowadzącą czynnością. Przyspieszenie tej czynności osiąga się przez ustalenie określonych, najbardziej korzystnych warunków odpajania gruntu, oprócz tego przez wstępne przygotowanie gruntu i zastosowanie środków pomocniczych przy pobieraniu. Czynność pobierania gruntu przez zgarniarki może być rozdzielona na dwie różniące się od siebie fazy.

W pierwszej, początkowej fazie w skrzyni zgarniarki zbiera się przyzma ziemi układająca się pod kątem naturalnego stoku, po której to przyzma ślizga się w dalszym ciągu pobierany grunt. Pierwsza faza pobierania jest krótkotrwała, zajmuje tylko 10–15% czasu całej czynności, lecz szybkość

poboru w czasie pierwszej fazy jest tak znaczna, że skrzynia zdąży napelnić się do 20–30% swojej pojemności.

W drugiej fazie skrzynia napelnia się całkowicie, przy czym pobierany grunt w dalszym ciągu, ślizgając się po utworzonej w pierwszej fazie przyzmie, stopniowo wypierany jest do góry aż do całkowitego napelnienia skrzyni.

Wzrost oporu przeciw ruchowi naprzód wciąż wzmagają się osiągając swój szczyt przy końcu czynności. Szybkość napelniania się skrzyni w ciągu drugiej fazy nieprzerwanie zmniejsza się zarówno wskutek zmniejszania się powierzchni odpajanej warstwy, jak i wskutek tworzenia się wałków bocznych i zwiększania się spychanego przez zgarniarkę wałka.

Z opisanego przebiegu pracy zgarniarki przy pobieraniu gruntu wynika, że warunki odpajania gruntu w obu fazach nie są jednakowe. W ciągu pierwszej fazy opory wzrastają nieznacznie, dlatego też można przyjąć, że głębokość pobierania w tej fazie jest stała. Najwłaściwszą głębokość pobierania jest taka, przy której pobierany grunt układa się w skrzyni pod kątem stoku naturalnego.

Najwłaściwszą początkową głębokość poboru dla różnych typów zgarniarek (pracujących w różnych kategoriach gruntu), może być określona według wzoru doświadczalnego:

$$h_{pocz} = \frac{tg\theta - tg\gamma}{(tg\gamma \cdot tg\theta + 1) \cdot z}$$

gdzie:

- h_{pocz} — początkowa głębokość poboru (cm);
- θ — kąt naturalnego stoku gruntu;
- γ — rzeczywisty kąt nachylenia dna skrzyni;
- z — doświadczalny współczynnik wynoszący dla ciężkiej gliny $\approx 0,05$; dla gliny $\approx 0,04$; dla gliny piaszczystej $\approx 0,03$; dla piasku gliniastego 0,02.

Przy pracy wielkich zgarniarek (o pojemności 8–10 m³) w sypkich gruntach początkowa głębokość pobierania waha się od 18–25 cm, w nie spulchnionych, zwiezłych gruntach waha się od 10–18 cm, zależnie od typu zgarniarki i rodzaju gruntu. Głębokość poboru powinna również odpowiadać możliwościom siły pociągowej ciągnika.

Przy zbyt dużej głębokości poboru, większej niż właściwa, część gruntu stacza się z przyzmy początkowo utworzonej (gdzie kąt przyzmy jest zbyt wielki) na boki, tworząc boczne wałki, lub na przód, tworząc wałek spychany przez zgarniarkę. Przy zbyt małej głębokości poboru (mniejszej niż właściwa) przedłuża się początkową fazę pobierania gruntu, co powoduje zwiększenie długości drogi napelniania skrzyni. W wyniku tego zarówno w pierwszym przypadku, jak i drugim wydajność zgarniarki obniża się.

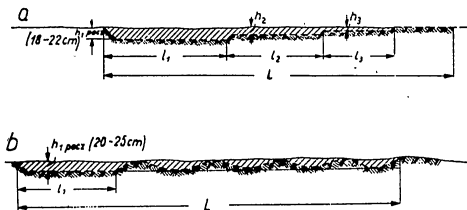
Druga, końcowa faza pobierania gruntu, którą cechuje nieprzerwane zwiększanie się oporów ruchomych i powiększanie się bocznych wałków i wałka spychanego, wymaga zmiennej głębokości poboru.

Zmiana głębokości poboru może być dokonana przy zastosowaniu dwóch zasadniczych schematów pobierania gruntu: schodkowego i falowego (rys. 33).

Przy schodkowym schemacie pobierania gruntu nóż zgarniarki zmniejsza co pewien czas głębokość zanurzenia, powoduje to utworzenie się szeregu schodków po przejściu zgarniarki. Głębokość poboru stopniowo zmniejsza się i przed samym zakończeniem pobierania podnosi się skrzynię

tak, aby pobierała jedynie spulchniony grunt z wałka spychanego przez zgarniarkę.

Przy falowym schemacie wykonuje się wielokrotne zmienne zwiększania i zmniejszania głębokości pobierania, powodując w ten sposób jakby intensywne „pompowanie” gruntu do skrzyni. Głębokość pobierania na odcinkach zwiększania głębokości pobierania powinna być możliwie jak największa. Na odcinkach zmniejszania głębokości pobierania do skrzyni ładuje się grunt z wałka spychanego.



Rys. 33. Schodkowy a i falowy b schematy poboru

Przy pracy w gruntach zwiezłych, należy stosować schodkowy schemat pobierania gruntu. Przy pracy w pulchnych gruntach, szczególnie w gruntach sprzyjających tworzeniu się wałków spychanych, należy stosować falowy schemat pobierania. Stosowanie tego schematu nie pozwala na zbytne zwiększanie się wałka spychanego i skutecznie przyczynia się do napełnienia skrzyni. Przy pobieraniu lekkich gruntów przednia ścianka zgarniarki musi być całkowicie podniesiona, przy poborze zaś zwiezłych gruntów przednia ścianka musi być nieznacznie podniesiona w celu uzyskania wąskiej szczeliny wejściowej.

Wskazane powyżej sposoby pobierania gruntu mogą być stosowane tylko przy wykonaniu wykopów z grubsza, kiedy grubość warstwy pozostałej do wykopania znacznie przewyższa przyjętą maksymalną głębokość pobierania. Przy końcowych przejściach zgarniarki, kiedy wykonuje ona z grubsza plantowanie wykopu, głębokość pobierania powinna pozostawać stała w ciągu całego czasu pobierania gruntu.

Przy pracy grupy zgarniarek o małej pojemności pobieranie gruntu wykonuje się kolejno, to znaczy następna zgarniarka rozpoczyna pobieranie od miejsca, w którym zakończyła pobieranie poprzedzająca ją. Wobec trudności regulowania głębokości poboru przy pracy grupy (pociągu) zgarniarek o małej pojemności, należy przyjąć stałą głębokość pobierania na całym odcinku.

Wpływ przyjętych w konstrukcji zgarniarek kątów cięcia na współczynniki napełnienia skrzyni i wielkość oporów ruchowych przy nabieraniu gruntu nie jest jeszcze dostatecznie zbadany.

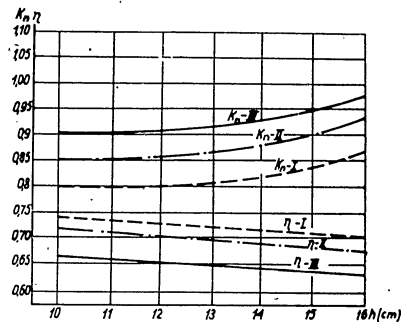
W konstrukcji niektórych zgarniarek przewidziano możliwość ustawienia bocznych noży, które przeciwdziałają tworzeniu się bocznych wałków, jak również poprawiają warunki odpajania gruntu.

Zasadniczym sprawdzianem prawidłowości wybranego sposobu pracy jest odpowiednie napełnianie się skrzyni zgarniarki z nadmiarem, niepowiększanie się spychanego wałka przed maszyną, jak również odpowiedni stosunek oporów ruchowych do siły ciągnika.

PRZYGOTOWANIE ODCINKA ROBÓT. POPRZEDZAJĄCE WŁAŚCIWĄ PRACĘ ZGARNIAREK I WYKORZYSTANIE NATURALNYCH SPADKÓW ODCINKA

Zgarniarki mogą pracować w gruntach dowolnych kategorii (oprócz skalistych), jednak dla zwiększenia wydajności zgarniarek w szeregu przypadków konieczne jest wstępne spulchnianie i rozdrabnianie gruntu. Przy pracy grup zgarniarek o małej pojemności wstępne spulchnianie poszczególnych warstw jest konieczne w gruntach II, III i IV kategorii. Przy pracy wielkich zgarniarek wskazane jest wstępne spulchnianie gruntów III i IV kategorii. W ciężkich gliniastych gruntach należy dodatkowo rozdrabniać spulchnioną warstwę kultywatorami talerzowymi.

Wstępne spulchnianie ciężkich gruntów powoduje zwiększenie się współczynnika napełnienia skrzyni zgarniarek średnio o 4—6%. Dodatkowe rozdrabnianie gruntu kultywatorami talerzowymi powoduje zwiększenie się współczynnika napełnienia o 8—12% (rys. 34).

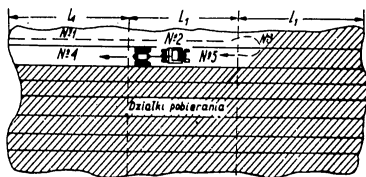


Rys. 34. Wpływ wstępnego przygotowania gruntów na zasadnicze współczynniki poboru:
 k_n — współczynnik napełnienia skrzyni, η — współczynnik wykorzystania odpajanego zgarniarką gruntu; I — całkow. II — spulchniony grunt, III — spulchniony i rozdrobniony grunt.

Wstępne przygotowanie gruntu powoduje również i ujemne skutki; przede wszystkim zwiększenie się objętości wałka spychanego przed maszyną o 15—20% w stosunku do normalnie tworzącego się przy gruncie nienaruszonym tego samego gatunku, szczególnie zwiększają się objętości wałków spychanych (o 35—50%) po dodatkowym rozdrobnieniu spulchnionego gruntu.

Spulchnianie i rozdrabnianie zwięzłych gruntów znacznie obniża opór gruntów przy odspajaniu i choć jednocześnie wzrasta zużycie siły pociągowej przy posuwaniu się zgarniarki po spulchnionym gruncie, sumaryczny opór siły pociągowej jest w spulchnionym gruncie mniejszy niż przy pracy zgarniarki w nie spulchnionym, zwięzłym gruncie.

Przy ruchu zgarniarki po spulchnionym odcinku może zachodzić strata pewnej części gruntu wytrąsanego ze skrzyni, szczególnie wtedy, gdy jest ona napełniona z nadmiarem. Dla zapobieżenia tym stratom należy wykopy na odcinkach spulchnionych wykonywać w ten sposób, aby transport naładowanych zgarniarek odbywał się cały czas po twardym gruncie (rys. 35); w pierwszej kolejności wykonuje się pobieranie na bliższych



Rys. 35. Schemat poboru gruntu na działce z uprzednim spulchnieniem

partiach odcinka, przy następnych przejściach zgarniarka przesuwa się na coraz dalsze partie odcinka wykopy.

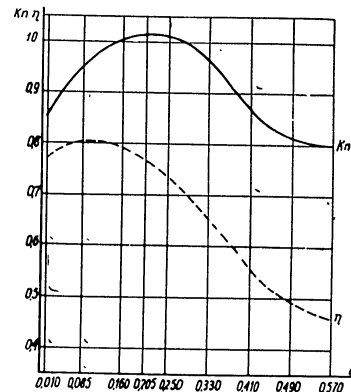
Na równi ze spulchnianiem odgrywa również poważną rolę wybór prawidłowego kierunku pobierania i ustalenie najkorzystniejszych spadków odcinka. Pobieranie należy bezwzględnie wykonywać w dół zgodnie ze spadkiem, w ten sposób skraca się długość drogi poboru i zwiększa się napełnienie skrzyni. Oprócz tego zmniejsza się sumaryczny opór siły pociągowej w związku ze zmniejszeniem się oporu siły pociągowej zgarniarki.

Jak wskazują badania doświadczalne, wartość współczynnika napełnienia kosza k_n wzrasta przy zwiększaniu się spadków w granicach od 0,01 do 0,25 [rys. 36] wykres $k_n = f(i)$. Szczególnie znaczny wzrost k_n obserwuje się przy zwiększeniu się spadków do 0,15. Przy dalszym zwiększaniu się spadków wartość współczynnika napełnienia zmniejsza się.

Jednocześnie zwiększenie spadków do 0,08 — 0,10 powoduje pewne zwiększenie współczynnika wykorzystania odspajanego przez zgarniarkę gruntu [wykres $\eta = \psi(i)$]. Dalsze zwiększanie się spadków powoduje znacznie zmniejszanie się tego współczynnika kosztem zwiększania się objętości spychanego przodem i bocznych wałków.

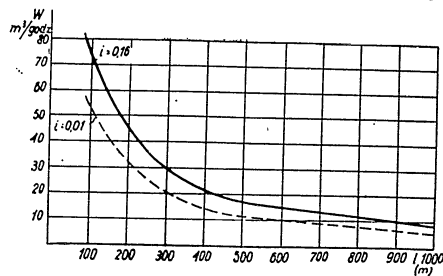
W ten sposób pobieranie gruntu ze spadkiem terenu daje zawsze zmniejszenie koniecznej siły pociągowej, lecz nie zawsze powoduje zwiększenie wydajności zgarniarki. Najkorzystniejsze wielkości spadków wahają się w granicach 0,07—0,12. Przy istnieniu naturalnych spadków w tych granicach, należy dążyć do wykorzystania ich w pełni i pobierać grunt zgarniarką z największym spadkiem terenu.

Na rysunku 37 pokazane są wykresy porównawcze wydajności zgarniarek przy pracy na odcinkach o różnych spadkach w gruncie III kategorii.



Rys. 36. Wpływ spadków działki na współczynnik poboru (doświadczalne dane: zgarniarka D-147, grunt III kategorii)

Jak wynika z kształtu krzywej, wykorzystanie spadków odcinka przy odspajaniu gruntu powoduje znaczne zwiększenie wydajności zgarniarek.



Rys. 37. Wpływ spadków na wydajność zgarniarek (doświadczalne dane: zgarniarka D-147, grunt III kategorii)

Przy niedużych odległościach transportu, zwiększenie wydajności wynika zarówno wskutek zwiększenia współczynnika napelnienia skrzyni, jak i skrócenia okresu trwania pobierania gruntu. Przy większych odległościach transportu gruntu udział skrócenia czasu pobierania staje się mało znaczącym w porównaniu z trwaniem całości cyklu, a zwiększenie wydajności powstaje w zasadzie wskutek zwiększenia wartości współczynnika napelnienia koszy zgniarek.

POMOCNICZE ŚRODKI PRZY POBIERANIU GRUNTU

Maksymalne siły pociągowe, rozwijane przez ciągniki gaśnicowe, jak i przez szybkie ciągniki, nie wystarczają w szeregu przypadków dla pokonania oporów powstających przy wykonywaniu czynności pobierania gruntu. Dlatego też we współczesnej technice wykonywania robót zgniarkami do pomocy zasadniczemu ciągnikowi przydaje się dodatkowy ciągnik-popychacz.

Według danych N. Garkawi, które otrzymał on na podstawie wykonanych przez siebie w fabryce prób zgniarek, zastosowanie popychaczy prawie dwukrotnie skraca niezbędną długość drogi pobierania i czas trwania tej czynności, oraz pozwala na lepsze napelnienie skrzyni zgniarek. Ogólna wydajność pracy zgniarek przy zastosowaniu popychaczy wzrasta średnio o 10 do 20%.

Jako popychacze można stosować ciągniki każdego rodzaju po domontowaniu do nich urządzeń popychających lub każdą spycharkę.

Potrzebny wysiłek popychacza (P_p) określa się jako różnicę między powstającymi podczas pobierania oporami (O) i odpowiednią siłą pociągową zasadniczego ciągnika (P_c):

$$P_p = \mu O - P_c$$

gdzie μ — współczynnik zapasu (1,05—1,1).

Niezbędna rzeczywista moc popychacza (N_{pop}) może być określona według wzoru:

$$N_{pop} = \frac{v_p \cdot [P_p + W_p (f \pm i)]}{270 \cdot \eta}$$

gdzie: v_p — szybkość popychacza przy wykonywaniu czynności pobierania (km/godz);
 W_p — ciężar popychacza (kg);
 η — mechaniczny współczynnik wykorzystania przekładni;
 f — współczynnik oporu siły pociągowej naprzód;
 i — spadek terenu.

Przy pracy popychacza szybkość jego musi być zsynchronizowana z szybkością prowadzącego ciągnika. Na równi, z ciągnikami CzTZ, jako popychacze mogą być wykorzystane ciągniki o mniejszej mocy.

Najkorzystniejsza ilość zgniarek (m) pracujących na jednym odcinku wykopu i obsługiwanych przez jeden popychacz zależy od czasu trwania zamkniętego cyklu i odległości transportu:

$$m = \frac{T}{t_1 + t_{pow} + 2 \cdot t_{obr}}$$

gdzie: m — ilość zgniarek obsługiwanych przez jeden popychacz;
 T — czas trwania zamkniętego cyklu czynności zgniarki (sek);
 t_1 — czas trwania pobierania gruntu (sek.);
 t_{pow} — czas na powrót popychacza do początku drogi pobierania (sek);
 t_{obr} — czas na obrót popychacza (sek).

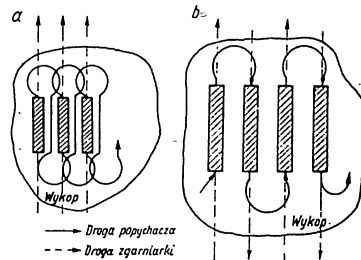
W tabeli 6 przytoczone są dane o liczbie obsługiwanych jednym popychaczem zgniarek D-147, pracujących w zespole z ciągnikami CzTZ — S-80 lub z szybkieciągnikiem.

Tabela 6

Odległość transportu gruntu l (m)	Ciągnik CzTZ-S-80			Szybkieciągnik		
	Sredni czas trwania cyklu T-(sek)	Czas trwania jednej czynności popychacza $t_1 + t_{pow} + 2t_{obr}$ (sek)	Ilość zgniarek obsługiwanych przez jeden popychacz	Sredni czas trwania zamkniętego cyklu T-(sek)	Czas trwania jednej czynności popychacza (sek)	Ilość zgniarek obsługiwanych przez jeden popychacz
100	240	120	2	—	—	—
300	555	120	4	190	100	2
500	867	120	7	254	100	2
800	—	—	—	352	100	3
1 000	—	—	—	417	100	4

Jak widać z przytoczonych danych liczbowych, popychaczem przy większych odległościach transportu można obsłużyć 4—7 zgniarek. Jednak obsługiwanie jednym popychaczem więcej niż 4—5 zgniarek jest niepożądane, gdyż jednoczesna praca na jednym odcinku kilku zgniarek prowadzi do przestojów zgniarek, wyciekających kolejnego naladunku.

Na rysunku 38 podane są schematy dróg pracy popychacza na odcinku wykopu. Według pierwszego schematu, popychacz pracuje tylko w jed-

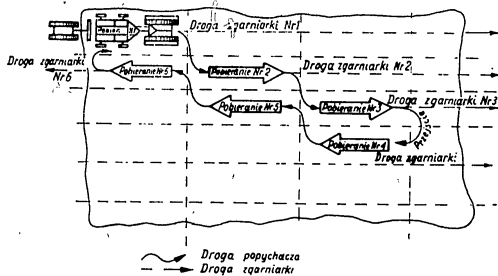


Rys. 38. Schemat pracy popychaczy:

a — przy posuwaniu się zgniarek w jednym kierunku;
 b — przy posuwaniu się zgniarek w dwóch kierunkach

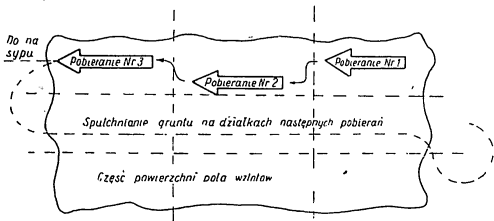
nym kierunku. Według drugiego schematu pomocniczy ciągnik pracuje jako popychacz w obu kierunkach. Na rysunku 39 podany jest schemat pracy zgniarek z pomocą popychacza na odcinku wykopu, posiadającego znaczną powierzchnię. Pobieranie gruntu dokonywane jest w dwóch przeciwnym

nych kierunkach, równoległych do siebie. Znaczna powierzchnia wykopu pozwala w tym przypadku za pomocą jednego popychacza obsłużyć kilka zgarniarek. Jednak organizacja pracy według ostatniego schematu dla uniknięcia przestojów powinna być szczególnie dokładna.



Rys. 39. Schemat pracy popychaczy przy obsłudze kilku zgarniarek

Przy pobieraniu gruntu tylko w jednym kierunku i obsłudze kilku zgarniarek popychacz podczas powrotu luzem może być wykorzystany do wstępnego spulchnienia gruntu na powierzchni wykopu za pomocą spulchniacza, trwale z nim połączonego (rys. 40). W tym przypadku odpada konieczność wykonywania wstępnego spulchniania odcinka jako osobnej czynności.



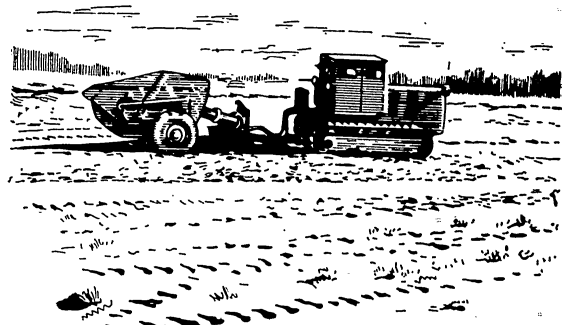
Rys. 40. Schemat zastosowania popychacza z jednoczesnym wykorzystaniem go dla spulchnienia gruntu

Przy zastosowaniu popychaczy istnieje możliwość wykorzystania ciężkich zgarniarek nie tylko pojedynczo, lecz również w zespołach z dwóch ze sobą połączonych i kolejno pobierających grunt zgarniarek. Pozwala to bardziej wydajnie wykorzystywać siłę pociągową ciągników w przebiegu dal-

szych czynności zamkniętego cyklu. Jednak tego rodzaju zespoły ciężkich zgarniarek wymagają pewnych przeróbek urządzeń kierowniczych, co nie zawsze możliwe jest do osiągnięcia w połowych warunkach.

TRANSPORTOWANIE GRUNTU

Transportowanie gruntu składa się z dwóch zasadniczych czynności: przetransportowanie gruntu na miejsce wyładunku i powrót pustej zgarniarki do miejsca pobierania gruntu (rys. 41); według czasu trwania te czynności są dominujące. Względny czas trwania tych czynności, inaczej



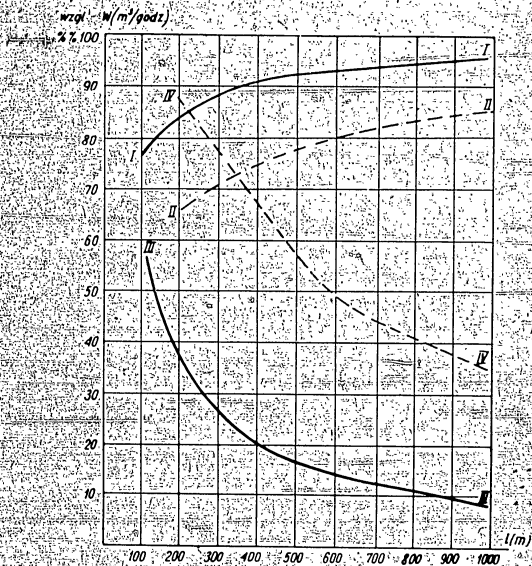
Rys. 41. Transportowanie gruntu zgarniarką D-106

stosunek czasu do transportu do ogólnego czasu trwania zamkniętego cyklu, zależy od średniej odległości transportu, szybkości i schematu ruchu. Przy ciągnikach gąsienicowych względny czas trwania transportu stanowi średnio 75—95% całkowitego czasu trwania cyklu.

Celem zwiększenia wydajności robót transport gruntu powinien być wykonywany z możliwie największą osiągalną szybkością ciągników.

Przy wykorzystaniu jako siły pociągowej do zgarniarek gąsienicowych ciągników S-80 i STZ-3 transport powinien być wykonywany na najszybszym biegu, to znaczy z szybkością 8—10 km/godz. Jednak taka szybkość ruchu jest za mała przy odległościach transportu ponad 250—300 m. Przy znacznie większych odległościach transportu powinny być stosowane szybkobieżne ciągniki, pozwalające osiągnąć szybkość 15—20 km/godz. przy naładowanych skrzyniach i 25 km/godz. przy powrocie luzem. Przy możliwości zastosowania specjalnych ciągników szybkobieżnych szybkość ruchu zgarniarek przy większych odległościach może być zwiększona do 30—40 km/godz.

Na rysunku 42 pokazana jest porównawcza wydajność zgarniarek D-147 przy pracy z ciągnikami CzTZ — S-80 i szybkobieżnymi ciągnikami. Wykresy wskazują, iż przy niewielkich odległościach transportu gruntu, (200—300 m) względny czas trwania transportu, przy zastosowaniu właściwych szybkości obniża się o 90—70%. Rzeczywista wydajność zgarni-



Rys. 42. Wpływ szybkości ruchu zgarniarek na ich wydajność (zgarniarka D-147):

I — względny czas transportowania za pomocą ciągników gąsienicowych CzTZ, II — to samo przy pracy z szybkobieżnymi ciągnikami, III — wydajność zgarniarek przy pracy z ciągnikiem CzTZ, IV — to samo przy pracy z szybkobieżnym ciągnikiem

rek wzrasta w tych warunkach więcej niż dwukrotnie. Szczególnie szybko wzrasta wydajność zgarniarek (trzy, czterokrotnie) przy zwiększaniu się odległości transportu, ponad 500 m.

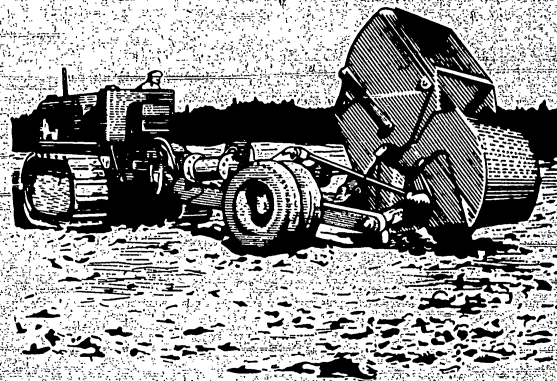
Dla umożliwienia szybkiego ruchu zgarniarek konieczne jest ustalenie stałych tras drogowych od wykopów do nasypów. Przy większych ilościach pracujących zgarniarek, dla stałego utrzymywania dróg w stanie umożli-

wiającym przejazdu, musi być przydzielona osobna równiarka, której zadaniem będzie stałe porządkowanie trasy dróg.

Ustalenie należytego schematu ruchu zgarniarek musi odbyć się w uzgodnieniu z rodzajem rozmieszczenia robót ziemnych na obszarze budowy.

WYŁADUNEK GRUNTU

Wyladunek jest końcową czynnością cyklu pracy zgarniarki przy wykopie i jednocześnie początkową czynnością przy wykonywaniu nasypów na polu wzlotów. Czas trwania wyladunku gruntu ze zgarniarek nie przekracza zwykle 2—3% całego czasu trwania zamkniętego cyklu; dlatego też nie ma potrzeby przyspieszania tej czynności. Przy wyladunku szczególną uwagę należy zwrócić na należyte wykonanie tej czynności, a to ze względu na konieczność dokładnego rozścielania poszczególnych warstw na obszarze nasypu.



Rys. 43. Wyladunek zgarniarki

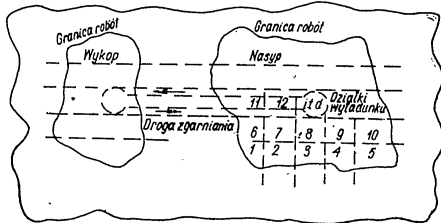
W zgarniarkach wyladowywanych do przodu grubość warstwy, przy rozładunku gruntów sypkich ustala się przez odpowiednie podniesienie przedniej ścianki zgarniarki dla uzyskania szczeliny odpowiedniej szerokości. Przy wyladunku zwięzłych jak również wilgotnych gruntów, wszystkich gatunków przednią ściankę należy podnosić całkowicie. W tym ostatnim przypadku grubość warstwy wyladowywanej jest regulowana przez odpowiednie ustawienie noża skrzyni zgarniarki, który ustawia się w taki sposób, aby prześwit pomiędzy nożem i powierzchnią ziemi był wielkości odpowiadającej zadanej grubości usypywanej warstwy gruntu.

Przy pracy zgarniark z linowym sterowaniem wyładunek w większości typów konstrukcji jest możliwy tylko po całkowitym podniesieniu przedniej ścianki.

Ruch tylnej części przy wyładunku powinien być wykonywany dostatecznie szybko, aby grunt wypływał ze skrzyni nieprzerwanym strumieniem. Przy wyładunku gliniastych i lekkich gruntów całkowite opróźnienie następuje dopiero przy powtórnym wykonaniu 1—2 ruchów tylnej części.

W zgarniarkach wyładowywanych do tyłu (rys. 43) wyrównanie usypianej warstwy do określonej grubości osiąga się za pomocą specjalnej belki, której odległość od powierzchni ustala się odpowiednio do zadanej grubości usypywanej warstwy.

Ruch zgarniarki przy wyładunku wykonuje się na 1—2 biegu ciągnika. Przy warstwowym wyładunku gruntu wstępne zagęszczanie w nasypie wykonuje się samymi zgarniarkami. Dla zapewnienia największego wstępnego zagęszczenia nasypu zgarniarkami, wyładunek wykonuje się (poczy-



Rys. 44. Schemat układania gruntu w nasypie przy pracy zgarniark

nając od przodu odcinka nasypu) w ten sposób, aby każdą następną zgarniarkę wyładowywać poczynając od końca poprzedniego wyładunku. Aby zagęszczanie gruntu zgarniarkami było równomierne na całej powierzchni, ruch zgarniark musi odpowiadać schematowi pracy pokazanemu na rysunku 44. Ostateczne zagęszczenie nasypu powinno wykonywać się specjalnymi zagęszczającymi maszynami.

WYKONYWANIE WYKOPÓW ZA POMOCĄ RÓWNIAREK TALERZOWYCH Z PRZENOŚNIKAMI I SPYCHAREK

Zastosowanie równiarek talerzowych z przenośnikami do wykonania wykopów jest właściwe tylko przy rozległych płytkich wykopach w zwięzłych, niezbyt wilgotnych i niekamenistych, gruntach. W celu zachowania właściwej wydajności odcinki robót powinny mieć długość co najmniej 100—200 m.

Wykop każdej warstwy wykonywany jest w czasie podłużnych przejeżd równiarki na całej szerokości wykopu, przy czym grubość warstw wynosi do 0,35 m, w zależności od rodzaju gruntu.

Zgarniarka posuwa się po prostej linii, natomiast obroty wykonuje po za terenem wykopu. Sposoby prowadzenia robót w wykopach za pomocą

równiarek talerzowych nie różnią się od sposobów stosowanych przy robotach humusowych. Kąty ustawienia talerzowego noża do kierunku ruchu wynoszą 35 do 60°, dolna granica dla gruntów cięższych, górna dla lżejszych; kąt cięcia zmienia się w granicach 20 do 45°, przy gruntach gliniastych i glinach stosuje się 20 do 25°, przy gruntach piaszczystych stosuje się 35°, przy piaskach — 40 do 45°.

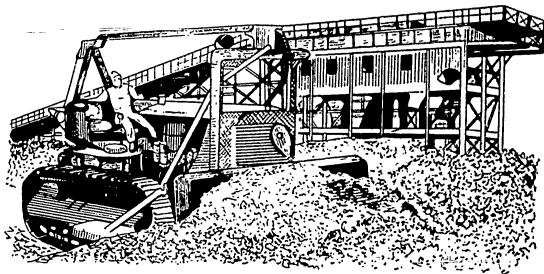
Obok zgarniarki talerzowej z jednakową szybkością posuwają się środki transportowe. Aby uniknąć przestojów zgarniarki, organizuje się nieprzerwany ruch pojazdów transportowych, polegający na tym, że podczas ładowania jednego pojazdu drugi szykuje się do zajęcia jego miejsca. Ilość pojazdów określa się według wzoru (9).

Wydajność zgarniarki talerzowej określa się według wzoru (8). Orientacyjne dane o wydajności zgarniarek talerzowych z przenośnikiem (model EM) przy pracy na odwał podane są w tabeli 7*.

Tabela 7
Wydajność równiarek talerzowych z przenośnikami przy pracy na odwał na 8 godzin w m³

Kategoria gruntu	Długość odcinka pracy w m	
	200	500
I — II	1 800	2 000
III	1 500	1 600
IV	1 000	1 150

Przy naładunku na środki transportowe wydajność obniża się mniej więcej o 10—20% w stosunku do pracy na odwał. Pożądane jest stosowanie pojazdów transportowych o możliwie dużej nośności.



Rys. 45. Spycharka

Zastosowanie spycharek (rys. 45) najbardziej wydajne jest przy względnie wąskich odcinkach wykopu, położonych obok nasypów, gdy odległości transportu nie przekraczają 50—70 m.

* Organizacja drożno-stroitelnych robót, pod ried. Inż. W. Gajduk, Doriz, dat. 1947.

Do prac na odcinkach wykopów z określonymi spadkami w kierunku ruchu, stosowanie spycharek może być korzystne przy odległościach transportu gruntu do 100–120 m.

Wykonania robót w wykopach spycharką dokonuje się za pomocą po-przecznych ruchów spycharek z wykopu do nasypu. Odsparanie gruntu wykonuje się warstwami o grubości 10–12 cm do 20 cm, zależnie od ro-dzaju gruntów i ich zwięzłości. W ciężkich gruntach stosuje się uprzednie spulchnianie gruntu.

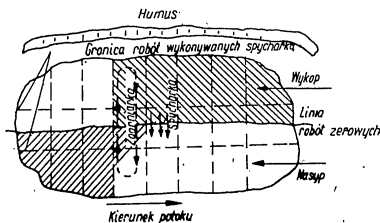
Przy transporcie na odległość do 50 m powrót spycharki do miejsca po-boru odbywa się na tylnym biegu, przy większych zaś odległościach spycharka obraca się i powraca na maksymalnym biegu. Granicę celowości powrotu tylnym biegiem można obliczyć według nierówności (5).

Sposoby pracy spycharek, jak przy pracach z humusem, ustala się w zależności od rodzaju gruntu. Kąty cięcia w lekkich i spulchnionych gruntach przyjmuje się nie mniejsze niż 60° , w ciężkich gruntach — do 45° . Kąty między ustawieniem lemiesza a kierunkiem ruchu zmieniają się w granicach 90° – 60° . Kąty ustawienia lemiesza w stosunku do powierzchni, przy wykonywaniu robót z grubsza, mogą wynosić do 6 – 8° , co znacznie ułatwia pracę odsparania. W danym przypadku kąt między ustawieniem lemiesza a kierunkiem ruchu powinien być mniejszy od 90° . Przy wyrówny-waniu kąt ustawienia lemiesza w stosunku do powierzchni wynosi 0° .

Ciężkie grunty i luźne piaski należy odsparać stosując przymusowe za-głębienie noża, w gruntach zaś średnich stosuje się luźny nóż.

Wydatność spycharki oblicza się według wzoru (6).

W szeregu przypadków spycharki można stosować do wykonania wy-kopów łącznie ze zgarniarkami, szczególnie przy szerokich wykopach po-łożonych obok nasypów. Spycharka wykonuje część wykopu najbliższą do nasypu, zgarniarka zaś bardziej odległą część wykopu (rys. 46).



Rys. 46. Schemat wspólnej pracy zgarniarki i spycharek

Spycharkę umieszczają się według kolejności robót przed zgarniarką i w ten sposób każda maszyna pracuje niezależnie na swoim odcinku, nie hamując swobody ruchów następnej maszyny.

Rozdział V

WYKONYWANIE WYKOPÓW ZA POMOCĄ KOPAREK

OGÓLNY OPIS STOSOWANIA KOPAREK PRZY WYKONYWANIU WYKOPÓW NA LOTNISKACH

Dla wykonywania wykopów na lotniskach stosuje się koparki uniwer-salne, pełnoobrotowe, na gąsienicach lub samochodowe (przy małych po-jemnościach łyżek). W zależności od rodzaju pracy używa się różnego wy-posażenia koparki: łyżka przedsiębierna, łyżka podsiębierna, łyżka pozioma, łyżka wleczona, chwytak.

Łyżka przedsiębierna jest najczęściej używana przy pracy w głębokich wykopach z załadunkiem gruntu, który ładuje się na środki transportowe. Pracę w głębokim wykopie wykonuje się w urobiskach rozmieszczonych wzdłuż dłuższego wymiaru wykopu. Napelnianie łyżki odbywa się ruchem z dołu do góry przy jednoczesnym nacisku maszyny na łyżkę. Łyżka pod siębierna ma szerokie zastosowanie przy kopaniu rowów, wykopów dla kolektorów itd.

Łyżkę wleczoną stosuje się przy robotach lotniskowych znacznie rza-dziej. Wykop łyżką wleczoną może być prowadzony poniżej poziomu terenu, na którym stoi koparka, przy tym koparka znajduje się na zewnątrz urobiska. Zastosowanie łyżki wleczonej najkorzystniejsze jest przy pracy w wilgotnych wykopach i przy wymianie gruntu. Napelnianie łyżki odby-wa się przez wcinanie się łyżki pod działaniem własnego ciężaru i podcią-gania liną do koparki. W związku z tym praca łyżką wleczoną jest możliwa jedynie w lekkich i średnich gruntach, w gruntach zaś ciężkich jest mało wydajna i wymaga uprzedniego spulchniania.

Chwytak wykorzystywany jest przy usuwaniu z lotniska słabych grun-tów, jak torfów i podobnych.

W tabeli 8 podane są zasadnicze cechy częściej używanych w budownictwie lotniskowym koparek.

Zastosowanie koparek do wykonywania wykopów jest celowe przy więk-szych skupionych układach mas ziemnych, przy tym koparki z łyżką przedsiębierną stosuje się przy wykopach o znacznej głębokości; przy pły-tszych wykopach wydajność koparek z łyżką przedsiębierną znacznie obni-ża się, stosowanie ich staje się nieracjonalne; w tych warunkach mogą być użyte raczej łyżki poziome.

Tabela 8

Zasadniczo cechy	Typy maszyn				
	wymiar	E-252	E-505	E-1 003	SE-3
Pojemność łyżki	m ³	0,25	0,50	1,00	3,00
Maksymalna nośność	t	5,0	10,0	15,0	40,0
Podstawowo wyposażenie	łyżka przedsiębiorna				
Rodzaj silnika		U-5*	KDM-46	silnik elektr. 80KW	silnik elektr. 440KW
Moc silnika	KM	40	83	38	165
Ciężar koparki	t	10	19,3	38	165
Nacisk na grunt	kg/cm	0,57	0,61	0,89	1,8
Wydajność przeciętna	m ³ /godz.	25 — 40	60 — 75	120 — 150	400 — 500

Zależnie od pojemności łyżki zostały praktycznie ustalone minimalne rozmiary robót, przy wykonywaniu których opłaca się stosować koparki z łyżką przedsiębiorną (tabela 9)*.

Tabela 9

Pojemność łyżki w m ³	Objętość robót na odcinku m ³	Kategoria gruntu
1,50	40 000	I — IV
1,50	25 000	V — VI
1,00	25 000	I — IV
1,00	15 000	V — VI
0,75	20 000	I — IV
0,75	15 000	V — VI
0,50	15 000	I — IV
0,50	10 000	V — VI
0,35	10 000	I — III
0,25	8 000	I — IV
(samochodowa koparka)	przy każdej ilości	

Zastosowanie koparki z łyżką wleczoną celowe jest w granicach nie mniejszych, niż podano w tabeli 10.

Tabela 10

Pojemność łyżki m ³	Objętość robót na odcinku		
	I—II kat.	III kat.	IV kat.
1,5	25 000	20 000	16 000
1,0	20 000	16 000	12 000
0,75	15 000	12 000	10 000
0,5	10 000	8 000	—
0,35	8 000	6 000	—
0,25	—	—	—
(samochod. kop.)	przy każdej ilości		

* Techniczne prawa wozwieńdzenia ziemlanego polotna awtomobilnych dorog, Dorizdat, 1946.

Odnosnie głębokości wykopu (wysokości ściany w urobisku), koniecznej dla należytej pracy koparki z łyżką przedsiębiorną (tzn. dla szybkiego napelnienia łyżki), należy stwierdzić, że uzależniona jest ona od pojemności łyżki i zwięzłości gruntu; ze zwiększeniem zwięzłości zmniejsza się grubość odpajanej przez łyżkę warstwy gruntu, z czego wynika, że droga potrzebna do napelnienia łyżki musi być dłuższa (czyli wysokość ściany powinna być większa). Przy większej pojemności łyżki dla napelnienia jej konieczna jest większa wysokość ściany.

Minimalne wysokości ściany, przy których osiąga się całkowite napelnienie łyżki przedsiębiornej, przytoczone są w tabeli 11*.

Tabela 11

Pojemność łyżki	Normalna wysokość ściany urobiska (m) dla gruntów kat.		
	I—II kat.	III kat.	IV kat.
0,25	1,3	1,0	3,5
0,35	1,4	2,0	—
0,50	1,6	2,5	4,5
0,75	1,8	2,9	5,1
1,0	2,0	3,2	5,6
1,5	2,2	3,6	6,4

W spulchnionych gruntach IV i V kategorii wysokość ściany urobiska przyjmuje się taką, jak dla I i II kategorii gruntu.

W ten sposób każdemu typowi koparki z określonym wyposażeniem powinna odpowiadać określona głębokość urobiska, przy której zastosowanie danej koparki jest celowe i wydajne.

Odpowiednio do warunków lotniskowych oraz w zależności od kategorii gruntu przy głębokości wykopu 1,6—4,5 m stosuje się koparki o pojemności łyżki 0,5 m³, przy głębokości zaś 1,3—3,5 m należy używać koparki o pojemności łyżki 0,25 m³. Górna granica wysokości ściany urobiska nie powinna przekraczać: przy zwięzłych gruntach (twarda glina) — 6—8 m, przy plastycznych gruntach (głina i grunty gliniaste) — 5—6 m. Przy pulchnych i sypkich gruntach wysokość ściany nie jest ograniczona.

SPOSOBY WYKONANIA WYKOPÓW ZA POMOCĄ KOPAREK

Na lotniskach nawet głębokie wykopy mają w swych skrajnych częściach stosunkowo nieznaczna głębokość. W związku z tym dla przygotowania urobiska dla koparek przedsiębiornych skrajne części wykopu, aż do osiągnięcia właściwej wysokości ściany urobiska, powinny być usunięte za pomocą innych środków odpajających, między innymi za pomocą zgarniarków lub spycharek. Zastosowanie koparek dla przygotowania odpowiedniej wysokości ściany, przez wykonanie wstępnego wykopu (co jest często stosowane przy robotach podłużnych typu drogowego i kolejowego), nie jest wskazane. Wykonanie wstępnego przekopu nie wykluczyłoby konieczności ścięcia gruntu w skrajnych częściach wykopu, poza tym wykonanie robót ziemnych w takim przekopie jest bardziej skomplikowane niż prace w urobisku zwyczajnym o odpowiedniej wysokości ściany.

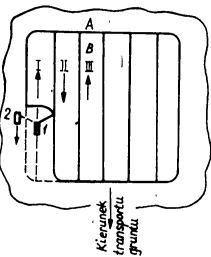
* Techniczne prawa wozwieńdzenia ziemlanego polotna awtomobilnych dorog, Dorizdat, 1946.

W ten sposób zastosowanie koparek z łyżką przedsiębierną na lotniskach musi zawsze być połączone z pracą innego ciężkiego sprzętu, który wykonuje prace przy przygotowaniu frontu dla koparek oraz przy ostatecznym wykończeniu powierzchni wykopów.

Warstwa humusowa z powierzchni przeznaczanej dla wykonania robót za pomocą koparek (o ile projekt przewiduje właściwe wykorzystanie humusu) powinna być zdjeta i zhałdowana poza linią robót zerowych.

W celu uzyskania maksymalnej wydajności koparek wykop należy wyznaczyć prostymi, możliwie długimi zrzutami. Szerokość urobiska należy wyznaczyć odpowiednio do promienia zasięgu łyżki koparki przy odpajaniu i naładunku na środki transportowe.

Zastosowanie największej możliwej szerokości urobiska, aczkolwiek zmniejsza ilość równoległych przejść koparki potrzebnych dla wykonania całego wykopu, jednocześnie utrudnia naładunek, ponieważ sprawia operatorowi trudność przy manipulowaniu łyżką w krańcowym jej odchyleniu. W tym celu szerokość urobiska stosuje się nieco mniejszą od maksymalnej możliwej, aby wysyp łyżki był dokonywany przy odchyleniu wysięgnika od osi ruchu koparki pod kątem mniejszym od 90°. Ilość podłużnych przejść przy tym nieco się zwiększa, lecz niedogodność ta z nadstatkiem wyrównana jest zwiększeniem się wydajności koparki w ciągu godziny.

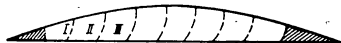


Rys. 47. Schemat wykonywania wykopu koparką z przedsiębierną łyżką.

A — działka wykopu wykonywana zgarniarką, B — działka wykonywana koparką; 1 — koparka, 2 — środki transportowe

nami. Roboty koparkowe zaczyna się od paska I i wykonuje się stopniowo na paskach II, III itd. Na rys. 48 pokazany jest przekrój ilustrujący przebieg wykonania wykopu za pomocą koparki z łyżką przedsiębierną.

Ostateczne plantowanie powierzchni wykopu wykonuje się zgarniarkami, spycharkami, równiarkami samobieżnymi i przyцепnymi.



Działki pracy zgarniark

Rys. 48. Kolejność wykonywania wykopu koparką z łyżką przedsiębierną

Przy pracy łyżką wleczoną, koparkę umieszcza się poza urobiskiem na powierzchni nienaruszonej i pobieranie gruntu łyżką dokonywane jest w urobisku poniżej poziomu spodu koparki. W tym przypadku odpada ko-

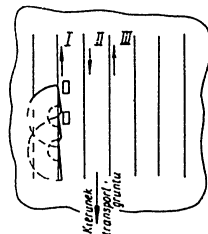
nieczność przygotowania urobiska innym sprzętem, gdyż koparka z łyżką wleczoną może przystąpić do pracy natychmiast po usunięciu humusu z powierzchni wykopu. Schemat pracy koparki włókowej z załadunkiem gruntu na środki transportowe pokazany jest na rys. 49.

Kierunek ruchu koparki jest równoległy do kierunku przewidzianego ruchu mas ziemnych. Koparka w czasie odpajania pracuje swym wysięgnikiem prostopadle do kierunku ruchu. Kąt obrotu koparki dla opróżnienia łyżki, czyli dla naładunku na środki transportowe, utrzymuje się przeważnie w granicach normalnych dla koparek z łyżką wleczoną, tzn. 90—120°.

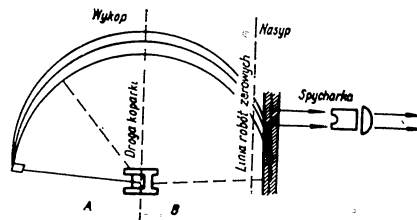
Przy głębokich wykopach może okazać się konieczne zastosowanie podłużnego odpajania, które umożliwi osiągnięcie większych głębokości kopania niż normalne poprzeczne. W takich przypadkach koparkę ustawia się na stanowisku z obrotem wysięgnika o 90°.

Przy wykonywaniu wąskich wykopów, przyległych do nasypów, z powodzeniem może być zastosowana współpraca koparki z łyżką wleczoną ze spycharkami (rys. 50).

W tym przypadku grunt z zewnętrznej części wykopu A przetrzany jest przez koparkę na odciał jak najbliższy nasypu. Wytworzony wał gruntu przesuwany jest i układany w nasypie przez spycharkę. Spycharki również bezpośrednio przesuwały grunt z części wykopu B najbliższej do nasypu.



Rys. 49. Schemat wykonywania wykopu koparką z łyżką wleczoną

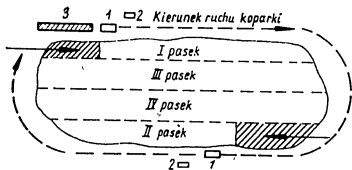


Rys. 50. Schemat wykonywania wykopu koparką z łyżką wleczoną wspólnie ze spycharką

Przy robotach związanych z usunięciem miękkiego gruntu, np. torfu, stosuje się koparki z łyżką wleczoną lub z chwytakiem. Usuwanie miękkiego gruntu wykonuje się kolejno z pasów równoległych do jednej ze stron działki gruntu podlegającego usunięciu.

Pierwszy pasek (rys. 51) wybierany jest ze stanowisk koparki (oznaczonych cyfrą 1) położonych na twardym gruncie, przy tym miękki grunt jest

ładowany bezpośrednio na środki transportowe (oznaczone cyfrą 2) albo składany w odwał (oznaczony cyfrą 3) dla odleżenia się, jeżeli wykorzystanie go przewidziane jest dla celów agrotechnicznych. Równocześnie w miarę wykonywania wykopu w pasku I zasypuje się go gruntem mineralnym. Po zakończeniu prac w pasku I koparka przechodzi do wykonania wykopu



Rys. 51. Schemat pracy przy usuwaniu torfu koparką

na pasku II, a środki transportowe wykorzystuje się do wypełniania go gruntem mineralnym. Środki transportowe użyte do dowożenia gruntu mineralnego wykorzystuje się przy powrocie do wywożenia usuwanego gruntu, dzięki czemu osiąga się maksymalne wykorzystanie środków transportowych.

Po wykonaniu robót na pasku II przystępuje się do wykopu paska III, przy tym koparkę umieszcza się na uprzednio zasypanym pasku I itd.

Szerokość paska określa się odpowiednio do długości wysięgnika koparki. Przy zastosowaniu chwytaka, wskutek jego ograniczonego zasięgu, rozszerzanie paska jest niemożliwe, bowiem szerokość paska musi być równa promieniowi zasięgu, a przy zastosowaniu łyżki wlezionej, ze względu na możliwości jej dalszego zarzucenia, szerokość paska może być zwiększona.

TRANSPORT GRUNTU Z WYKOPÓW WYKONYWANYCH ZA POMOCĄ KOPAREK

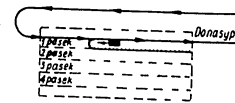
W warunkach budownictwa lotniskowego, przy stosunkowo niewielkich odległościach transportu i pewnym rozproszeniu nasypów w terenie, najbardziej odpowiednimi środkami dla przewozu gruntów są: samochody (jako najbardziej zwrotny środek transportowy), ciągniki z przyczepami, przenosniki, jak również kolejki wąskotorowe.

Transport samochodowy. Do przewozu gruntu pożądane są wywrotki o pojemności stanowiącej wielokrotność pojemności łyżki koparki. Stosowanie zwykłych samochodów skrzyniowych jest mniej wydajne, ponieważ wskutek utrudnionego wyładunku konieczna jest większa ilość samochodów oraz brygada wyładunkowa.

Aby uniknąć przestoju koparki, powinna być zachowana ciągłość przy podstawianiu samochodów pod załadunek.

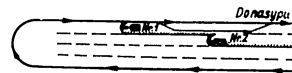
Przy podłużnym sposobie wykonywania wykopu samochody podjeżdżają pod załadunek drogą równoległą do kierunku ruchu koparki i zatrzymują się koło koparki. Kierunek ruchu samochodów musi być odwrotny do kierunku ruchu koparki, aby nie zaistniała konieczność przenoszenia łyż-

ki ponad kabiną kierowcy. Drogi do naładunku i do wyładunku oraz powrotne powinny być oddzielne (rys. 52). W razie pracy kilku koparek na sąsiadujących urobiskach, położonych schodkowo, przy drogach wykonuje się odgałęzienia dla ruchu (rys. 53).



Rys. 52. Schemat dróg dojazdowych dla samochodów przy pracy jednej koparki

Decydujący wpływ na wydajność koparek i środków transportowych mają odpowiednio zbudowane drogi i utrzymywanie ich w należytych stanie. Naturalne drogi gruntowe przydatne są tylko w suchej porze roku. Na gruntach gliniastych, glinach, lessach, w okresie deszczów należy wzmocnić część przejazdową dróg lub zaopatrywać ją w drewniane, przenośne wzmocnienia na trudniejszych do utrzymania odcinkach.



Rys. 53. Schemat dróg dojazdowych dla samochodów przy pracy dwóch koparek

Utrzymanie dróg w stanie stałej przydatności do ruchu osiąga się przez systematyczne profilowanie, wyrównywanie równiarką oraz przez zabezpieczenie spływu wód.

Przybliżoną ilość samochodów potrzebnych do przewiezienia gruntu ładowanego jedną koparką określa się ze wzoru:

$$N = \frac{2L \cdot 60}{v} \cdot \frac{1}{t_1 + t_2} + t_1 + t_2 + t_3 \quad (18)$$

gdzie: N — ilość samochodów;
 L — odległość transportu gruntu (km);
 v — średnia szybkość jazdy samochodów w obu kierunkach (km/godz.);

t_1 — czas załadunku jednego samochodu (min.);
 t_2 — czas wyładunku samochodu (min.);
 t_3 — czas na podstawienie samochodu pod załadunek (min.);

Czas załadunku przy pojemności skrzyni samochodu q_m (biorąc według objętości wykopu) przy wydajności koparki W_g (wydajność koparki na godzinę) wynosi:

$$t_1 = \frac{60 \cdot q_m \cdot k_m}{W_g} \quad (19)$$

gdzie: k_m — współczynnik przy naładunku na środki transportowe określający zwiększenie czasu pracy przy naładunku w stosunku do pracy koparki na odwał z uwagi na dodatkowe straty czasu na odpowiednie ustawienie naładowanej łyżki nad samochodem.

Wg N. Dombrowskiego dla łyżek sztywnych $k_m = 1,07$, dla wleczonych łyżki $k_m = 1,15$.

Praca koparki zasadniczo uzależniona jest od nieprzerwanego poddawania samochodów. W celu podwyższenia wydajności koparki należy dążyć do możliwie jak największego skrócenia czasu t_3 .

Zależnie od dokładności zorganizowania ruchu samochodów czas t_3 może ulegać znacznym wahaniom. Dlatego też, zależnie od lokalnych możliwości pracy, może zaistnieć konieczność pewnego skorygowania liczby potrzebnych samochodów w stosunku do liczby określonej ze wzoru (18).

W praktyce robót przy wykopach znane są liczne przypadki*, w których jedynie dzięki dokładnej pracy operatorów i kierowców osiągnęte były rekordowe wyniki pracy koparek przy odpajaniu oraz pracy samochodów przy transporcie towaru przekraczające o 300% ustalone ogólnie normy.

Opróżnianie łyżki wykonywało się nieco wcześniej, przed zakończeniem obrotu koparki do pozycji wyladunkowej, przy tym grunt posiadając częściowo energię ruchu poziomego pochodzącą od poziomego ruchu łyżki, przekazywał tę energię samochodowi, ułatwiając w ten sposób ruszanie z miejsca. Samochody więc były ładowane prawie w ruchu.

Przyczepy z ciągnikiem stały się szczególnie wygodnym środkiem transportowym z chwilą gdy na budowach zaczęto stosować ciężkie przyczepy o pojemności 8—10 m³, jak również w związku ze zwiększeniem szybkości ciągników.

Schemat organizacji przewozów za pomocą przyczep jest taki sam jak przy samochodach.

Liczbę przyczep (n) w składzie jednego pojazdu mechanicznego określa się wg wzoru:

$$n = \frac{F_c}{q(f+i)}$$

gdzie: F_c — siła pociągowa na haku ciągnika (kg);
 q — ciężar jednej przyczepy, ciężar brutto (kg);
 f — współczynnik oporu przy ruchu przyczep;
 i — spadek drogi na wzniesieniach.

Liczbę pojazdów mechanicznych określa się według wzoru zastosowanego dla transportu samochodami (18).

Współczynniki oporu podczas ruchu przyczep zależne są od rodzaju przyczep i w przybliżeniu przyjmuje się je według tabeli 12.

Współczynniki oporu podczas ruchu przyczep

Rodzaj drogi	samochody i przyczepy na pneumatykach	przyczepy na gąsienicach	przyczepy na kołach twardych
Gruntowa droga w dobrym stanie	0,080	0,100	0,080
Gruntowa droga w złym stanie	0,150	0,140	0,100
Twardy grunt bez drogi	0,200	0,200	0,100
Pulchny grunt, świeże nasypy, sypek piasek	0,300	0,300	0,100

* Kanał Moskwa — Wolga, Ziemiłanyje roboty, Strojzdat, 1940.

Przenośniki są bardzo wydajnym środkiem dla transportowania gruntu i jednocześnie sprzyjają pełnemu wykorzystaniu koparek. Używane obecnie w Związku Radzieckim członowe przenośniki o długości 240 m z taśmą o szerokości 650 mm całkowicie umożliwiają zastosowanie tego rodzaju środków transportowych do celów budownictwa lotniskowego.

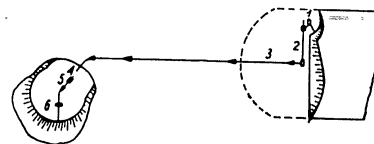
Instalacja przenośnikowa* składa się z trzech części:

1. Urządzenia załadunkowego.
2. Właściwego przenośnika.
3. Urządzenia wyladunkowego.

Urządzenie załadunkowe składa się z zasobnika z zasilającym przenośnikiem dla podawania gruntu na właściwy przenośnik. Zasobnik przesuwany się po torze kolejowym wzdłuż ściany urobiska za pomocą ręcznej dźwigi.

Właściwy przenośnik, składający się z kilku członów, ustawia się na najkrótszej drodze od środka urobiska do środka nasypu. Przy przerzucaniu gruntu na duże odległości właściwy przenośnik może składać się z szeregu członowych przenośników, które zależnie od lokalnych warunków mogą być różnej długości.

Pracę urządzenia wyladunkowego w najprostszym przypadku wykonuje tarcza umieszczona ponad taśmą w odległości 10—20 mm od jej powierzchni pod kątem 40—60° do kierunku ruchu taśmy. Znajdujący się na taśmie grunt, napotyka tarczę, ślizga się po niej i spada z przenośnika. W bardziej skomplikowanych przypadkach grunt wyladowuje się za pomocą końcowego człona przenośnika i ruchomego przenośnika ustawionego na wysięgniku. Kierowanie strumienia gruntu w różne punkty nasypu wykonuje się przez zmianę kątów poziomego nachylenia wysięgnika. Ogólny schemat przerzucania gruntu za pomocą przenośnika podany jest na rysunku 54.



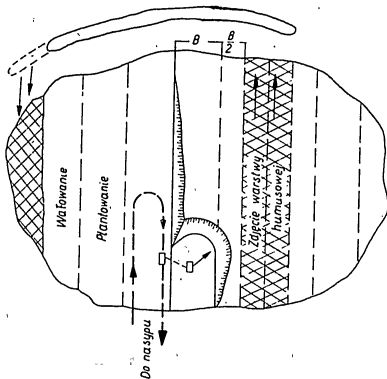
Rys. 54. Schemat przerzucania gruntu przenośnikiem: 1 — koparka; 2 — przenośnik zasilający; 3 — właściwy przenośnik; 4 — przedłużający przenośnik; 5 — wysięgnik; 6 — wyladunkowy przenośnik.

Szybkość ruchu taśmy przenośnika przyjmuje się dla piasku, gruntów piaszczystych, spulchnionej ziemi od 3 do 3,5 m/sek; dla gruntu z drobnym kamieniem 2,5 do 3 m/sek; dla gruntu z otoczkami o średnicy 150—200 mm i twardości 2,0 m/sek.; dla gruntu z dużymi kamieniami 1,5 m/sek.

Wydajność przenośnika z taśmą o szerokości 650 mm i szybkości 2,5 do 3,5 m/sek, osiąga 180 do 240 m³/godz., czyli jednym przenośnikiem można przerzucić grunt podawany przez kilka koparek o objętości łyżek 0,5—1,5 m³.

* Giproorgstroj, Ziemiłanyje roboty, pod red. N. Awerina, 1931.

gdzie: n — ilość napełnień łyżki na minutę w danym gruncie i przy danym kącie obrotu wysięgnika;
 q — pojemność łyżki m^3 ;
 k_n — współczynnik napełnienia łyżki;
 k_s — współczynnik uwzględniający spulchnienie gruntu (stosunek spoistości gruntu w stanie naturalnym do spoistości jego w łyżce);
 k_{wyk} — współczynnik wykorzystania koparki według czasu.



Rys. 57. Schemat organizacji potoku przy pracy koparki

Ilość napełnień łyżki na minutę zależy od czasu trwania (t) jednego cyklu napełnienia. Trwanie cyklu składa się z czasów: odsparcia (t_1), obrotów koparki do wyladunku i z powrotem łącznie z podnoszeniem i opuszczaniem łyżki (t_2), wysypu (t_3), tj.:

$$t = t_1 + t_2 + t_3.$$

Czas trwania odsparcia t_1 zależy jest od wysokości ściany urobiska*. Przy wysokości ściany urobiska mniejszej od jednej trzeciej największej wysokości odsparcia czas t_1 zwiększa się dwukrotnie w stosunku do normalnej wysokości ściany, przy wysokości zaś ściany mniejszej niż jedna

* P. Frolow, Zawisłość' proizwoditelnost' ekskawatowor od wida i jemkost' transportnych sredstwow, Mieczhanizacja trudnojemkich i tiazhalow robot, Nr 10 1947.

piąta wysokości odsparcia czas t_1 zwiększa się trzykrotnie, tzn. przy niższych wysokościach ściany dla napełnienia łyżki potrzebne jest dwukrotnie, a nawet trzykrotnie powtórzenie czynności odsparcia.

Z powyższego wynika, że wysokość ściany urobiska jest czynnikiem z góry ustalającym pojemność łyżki.

Czas obrotu t_2 zależy od kąta obrotu do odsparcia i naladunku na środki transportowe. Jak podano wyżej, kąt obrotu nie powinien być większy od 90° .

Czas trwania wysypu, jak już zostało omówione, przy naladunku na środki transportowe zwiększa się w stosunku do wysypu na odwał 1,07 raza dla sztywnych łyżek i 1,15 raza dla łyżki wlezionej.

Stąd wynika, że we wszystkich przypadkach, gdzie według warunków pracy jest to możliwe, należy uwzględnić przede wszystkim wyposażenie w sztywne łyżki. Należy jeszcze zwrócić uwagę na zagadnienie, które ma duże znaczenie przy długotrwałych pracach, a mianowicie niszczenie się lin.

Według danych budowy kanału Moskwa — Wołga niszczenie się lin wynosi na każde 1 000 m^3 gruntu dla łyżki przedsiębiornej 1,4 m, dla łyżki wlezionej 12,2 m, trwałość zaś liny przy użyciu łyżek sztywnych średnio 25 dni, przy użyciu zaś łyżki wlezionej 7 do 10 dni.

Z powyższego wynika, że ilość napełnień łyżki na minutę uzależnia się od wyboru właściwego dla danych warunków typu wyposażenia koparki i od pojemności jej łyżki. Oprócz tego oczywiście szczególnie duże znaczenie ma sprawa fachowości operatora i zgranie się brzozy obsługującej koparkę.

Jednym z zasadniczych czynników, wpływających na zwiększenie ilości napełnień na minutę, jest zastosowanie dużych szybkości podczas wykonywania poszczególnych czynności koparki.

Współczynnik k_n wskazane jest stosować według tabeli 13.

W jednakowych warunkach k_n przy pracy łyżką sztywną posiada większą wartość niż przy pracy łyżką wlezionej; wydajność również odpowiednio wzrasta.

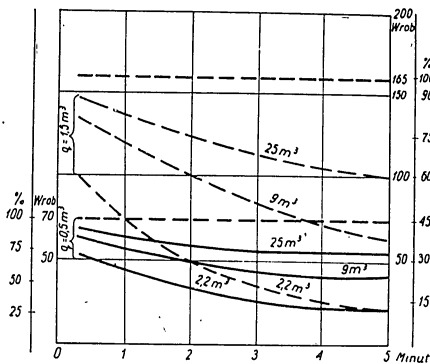
Co się tyczy współczynnika wykorzystania czasu k_{wyk} , to jego wartość bezpośrednio zależy od organizacji pracy, a przede wszystkim od sposobu transportowania gruntu. Na podstawie badań Frolowa wydajność przy pracy na odwał wynosi 0,97—0,99 wydajności technicznej W_t .

Przy naladunku do ruchomego zasobnika, przy zastosowaniu przenośników, wydajność robocza koparki może osiągnąć 0,91—0,92 technicznej wydajności.

Przy naladunku pojedynczych obiektów transportowych (samochody, przyczepy) wydajność robocza zależy od częstotliwości podstawiania samochodów i wynosi:

$$W_{rob} = \frac{60 q_m}{t_1 + t_2} = \frac{60}{\frac{60 \cdot k_m}{W_t} + \frac{t_3}{q_m}} \quad (21)$$

Na rysunku 58 podano wykresy zależności wydajności koparek z łyżkami sztywnymi przy pojemnościach łyżek 0,5 i 1,5 m³ przy przerwach w podstawianiu samochodów trwających od 0,5 do 5 minut i przy pojemnościach skrzyń 2,2 m³, 9 m³, 25 m³.



Rys. 58. Zależność wydajności koparek od przerw w podstawianiu samochodów pod ładunek

Wykresy wskazują, że im mniejszy jest stosunek pojemności skrzyń samochodów i przyczep do pojemności łyżek, tym bardziej przy zwiększaniu się przerw zmniejsza się wydajność koparki.

Tabela 13

Typ wyposażenia, głębokość wykopu, pojemność łyżki	Współczynnik napełnienia przy różnych gatunkach gruntu	
	Piaszczysty	Gliniasty
Podsiębierna łyżka		
0,35 — 1,00 m ³	0,95 — 0,95	0,85 — 0,85
1,12 — 3,00 m ³	0,90 — 0,85	0,80 — 0,75
Łyżka wleczona, głębokość wykopu do 4 m		
0,35 — 0,5 m ³	0,90 — 0,85	0,80 — 0,75
0,5 — 1,0 m ³	0,85 — 0,80	0,75 — 0,70
głębokość wykopu ponad 4 m		
0,5 — 1,0 m ³	0,90 — 0,85	0,80 — 0,75

Podobne wnioski mogą być wyprowadzone również przy obliczaniu wydajności koparek przy zastosowaniu jako środka transportu kolejek wąskotorowych.

Z powyższego wynika, że pojemności skrzyń środków transportowych powinny być możliwie jak największe, częstotliwość podstawiania środków transportowych również jak największa, czyli samochody lub wywrotki wąskotorowe powinny być podstawiane potokowo, jedne za drugimi. Tylko przy zachowaniu tych warunków zostanie osiągnięta należąca wydajność.

Porównując wydajności koparek przy zastosowaniu różnego rodzaju środków transportowych stwierdzimy, że największą wydajność koparek można osiągnąć przy zastosowaniu przenośników działających bez przerwy.

Rozdział VI

HYDROMECHANIZACJA ROBÓT ZIEMNYCH NA POLU WZLOTÓW

OGÓLNE ZASADY

Hydromechanizacją robót ziemnych nazywa się sposób wykonywania ich za pomocą rozplukującego działania wody.

Dla zastosowania hydromechanizacji konieczne jest, aby w pobliżu miejsca robót znajdowały się źródła obfite w wodę oraz istniała możliwość otrzymania taniej energii elektrycznej.

Hydromechanizacja robót ziemnych w budownictwie lotniskowym może być zastosowana:

- dla wykonania odkrywek przy eksploatacji kopalń materiałów kamiennych;
- dla transportowania wielkich skupionych mas gruntu, przygotowanych na polu wzlotów przez inne środki mechaniczne (np. przez koparki);
- dla wykonania nasypów na polu wzlotów ze skupionych, wyżej położonych ukoępów, znajdujących się poza polem wzlotów.

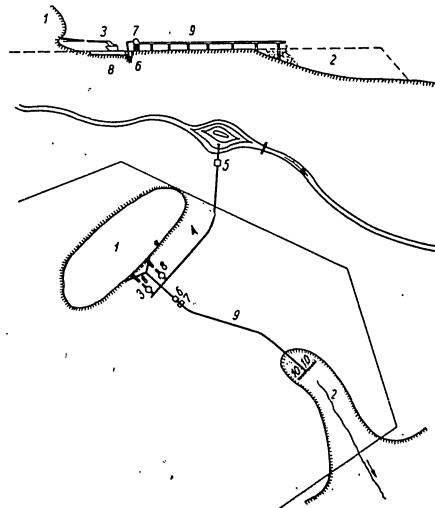
Co się zaś dotyczy wykonania wykopów na polu wzlotów sposobem hydromechanizacji, to ze względu na niewielką ich głębokość przypadki takie należą do rzadkości. Zastosowanie natomiast hydromonitorów do wykonania wykopów płytszych niż 2 m nie jest ekonomicznie uzasadnione.

Istnieje jeszcze jedna dziedzina budownictwa lotniskowego, w której hydromechanizacja może mieć zastosowanie, mianowicie uzyskanie terenu dla lotniska na zalewie lub w dolinie rzeki przez refulowanie, jak również wykonanie przybrzeżnej części lotnisk wodnych dla hydroplanów. W niniejszym jednak opracowaniu dziedzina ta, jako należąca do prac hydrotechnicznych i zasługująca na oddzielne rozpatrzenie, nie została poruszona.

We wszystkich przypadkach, kiedy wszystkie zasadnicze czynności, jak odsapianie, transport i uformowanie nasypu, wykonuje się za pomocą wody, hydromechanizacja nazywa się całkowitą. W przypadku zastosowania wody tylko do transportowania hydromechanizacja nazywa się częściową.

Zasada hydromechanizacji polega na następujących szczegółach. Woda pod dużym ciśnieniem (od 5 do 20 atm.) wytwarzanym przez stację pomp (rys. 59) doprowadza się rurami do hydromonitora i od niego w postaci strumienia o dużej szybkości (sięgającej 60 m/sek.) kierowana jest na rozplukiwane miejsce urobiska. Zmieszany z wodą grunt (pulp) ścieka z szybkością 3—5 m/sek. początkowo po pochyłości dna urobiska,

a następnie po rynnach zbiorczych do zbiorników. Stąd pulpa przepompowywana jest do głównej rynny lub do głównej rury odprowadzającej, skąd samorzutnie lub pod ciśnieniem kierowana jest do miejsca wylądunku. W miejscu tym za pomocą rozprwadzających rynien pulpa rozplywa się po terenie, cząstki gruntu stopniowo osiadają i formują namulony nasyp, woda zaś ścieka z powrotem do źródła poboru lub osadnika.



Rys. 59. Schemat wykonania wykopu za pomocą hydromechanizacji: 1 — wykonywany wykop, 2 — namulony nasyp, 3 — hydromonitor, 4 — rurociąg zasiliający w wodę, 5 — stacja pomp, 6 — przejściowy zbiornik pulpy, 7 — pompy tłoczące pulpę, 8 — rynnny zbiorczy, 9 — koryto główne, 10 — rynnny rozprwadzający

Właściwość gruntu poddawania się rozplukiwaniu jest w prostej zależności od zwięzłości i lepkości gruntu rodzimego. Im grunt jest bardziej zwięzły i lepki, tym rozplukiwanie jego jest trudniejsze. Dlatego też za pomocą hydromonitorów szczególnie łatwo jest wykonywać roboty w gruntach sypkich, jak również i w zwięzłych, o zawartości gliniastych cząstek nie przekraczającej 40—50%. Praca w ciężkich glinach może w ogóle nie dać wyników.

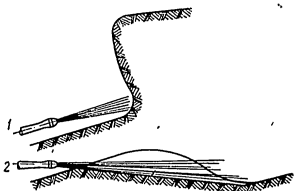
Do wykonania namulanych nasypów najbardziej nadają się grunty łatwo osiadające — piaski, grunty piaszczyste, grunty gliniasto-piaszczyste.

Grнты pylaste nadaja się do namulania tylko w połączeniu z grntami sypkimi. Gliny, które pozostawały przez dłuższy czas w stanie zawieszony, do namulania nasyków nie nadają się.

WYKONANIE ROZPEUKIWIANIA GRUNTU

Rozplukiwanie gruntu w wykopach lub ukopach sposobem hydromechanizacji wykonuje się dwoma sposobami:

1. Przez rozmycie urobiska, poczynając od spodu ściany w kierunku przeciwnym do splywu pulpy.
2. Poczynając od góry ściany urobiska w kierunku splywu pulpy.



Rys. 60. Sposoby pracy hydromonitorów

Przy pierwszym sposobie (rys. 60) rozplukiwania dokonuje się hydromonitorem ustawionym u spodu urobiska. Rozmywanie dokonuje się przez podrywanie spodu ściany urobiska, aby wywołać obsunięcie się gruntu, który następnie zostaje rozplukany przez strumień wody. Przy obsunięciu się gruntu traci część swojej spoiwości, dzięki czemu dla rozplukania go potrzebna jest mniejsza ilość wody. Sposób ten jako najbardziej ekonomiczny jest powszechnie stosowany.

Drugi sposób rozplukiwania wykonuje się za pomocą hydromonitora ustawionego na wierzchu urobiska. W tym przypadku gruntu rozplukuje się tylko przez zmywanie go w dół na pochyleniu, bez wykorzystania obsuwania się gruntu. Dlatego dla rozplukania gruntu w stanie naturalnym, nie naruszonym konieczne jest większe zużycie wody i dlatego sposób ten jest mniej wydajny w porównaniu z pierwszym.

Stosowanie drugiego sposobu właśnie dlatego ograniczone jest przeważnie do prac przygotowawczych w celu uzyskania początkowego urobiska, gdy istniejąca wysokość ściany jest zbyt mała, aby zastosować sposób oddolny. Prócz tego sposób ogólny stosuje się przy hydraulicznym transportie gruntu odszpanego innymi mechanicznymi sposobami.

Przy rozplukiwaniu gruntu pierwszym sposobem odcinek prac dzieli się na urobiska. Szerokość urobiska w wziętych grntach ustala się w granicach 18—25 m, w sypkich zaś grntach 25—30 m. Urobiska rozmieszcza się w sposób zapewniający uzyskanie możliwie dużych naturalnych spadków dla ścieku pulpy, ponieważ przy pracy na odcinkach z małymi spadkami znacznie zwiększa się zużycie wody i wydajność rozplukiwania znacznie się obniża.

Jednak zwiększanie spadków prowadzi do pozostawiania większych objętości gruntu nie odszpanego w dolnej części wykopu. Aby tego uniknąć, należy pulpę po dnie urobiska prowadzić w otwartych rowach, gdyż przy bardziej ześrodkowanym splywie można zadowolić się mniejszymi spadkami. Niezbędne spadki dna urobiska w zależności od rodzajów gruntu podane są w tabeli 14.

Tabela 14

Rodzaj gruntu	Ciśnienie strumienia m	Jednostkowe zużycie wody m ³	Spadek dna urobiska
Piaszek miękki	30 — 40	4 — 6	0,030 — 0,045
Piaszek średni	30 — 50	5 — 8	0,030 — 0,050
Piaszek gruby	30 — 50	7 — 10	0,040 — 0,060
Zwir	50 — 70	10 — 15	0,050 — 0,120
Lekki piaszczysty	30 — 50	4 — 6	0,020 — 0,030
Ciężki piaszczysty	60 — 80	6 — 8	0,020 — 0,030
Lekki gliniasty	50 — 70	6 — 8	0,015 — 0,020
Ciężki gliniasty	80 — 120	8 — 10	0,015 — 0,020
Pulchny less	40 — 50	3 — 6	0,015 — 0,025
Zbity less	60 — 80	4 — 7	0,015 — 0,025
Gлина piaszczysta	70 — 80	6 — 8	0,015 — 0,030
Gлина średnio tusta	80 — 110	10 — 12	0,015 — 0,020
Gлина tusta	150 — 180	12 — 16	0,015 — 0,020
Torf	100 — 150	2 — 4	0,015 — 0,020

Dla zachowania warunków bezpieczeństwa hydromonitor ustawia się w odległości od ściany urobiska co najmniej równej wysokości ściany. Hydromonitor pracuje z jednego stanowiska dopóki, dopóki odległość do ściany nie osiągnie maksymalnej dopuszczalnej wielkości, wówczas przesuwa się go do przodu lub — zależnie od warunków pracy — równoległo do ściany; rury doprowadzające wodę odpowiednio przedłuża się.

Przesuwanie hydromonitora i przedłużanie rur zajmuje dużo czasu. Im rzadziej stosuje się przesunięcia, tym więcej czasu wykorzystuje się na rozplukiwanie, lecz tym większa jest odległość hydromonitora od ściany oraz mniejsza jest siła strumienia i wydajność rozplukiwania.

Dlatego też, aby uzyskać maksymalną wydajność hydromonitora, konieczne jest, aby przesunięcia odbywały się po upływie określonego czasu trwania pracy z jednego miejsca na określoną odległość, którą nazywa się krokiem hydromonitora. Przy średniej wysokości ściany 4—5 m krok hydromonitora przykładowo równy jest wysokości ściany, czyli przesuwanie odbywa się za każdym razem, gdy odległość od ściany zwiększa się dwukrotnie w porównaniu z początkową. Krok hydromonitora może być wyznaczony na podstawie doświadczalnych obserwacji wydajności jego pracy z jednego stanowiska w ciągu kilku godzin*.

Aby nie przerywać pracy w czasie przesuwania hydromonitorów, należy posiadać zapasowe hydromonitory, zawczasu ustawiane i pracujące w czasie przesuwania hydromonitorów zasadniczych.

Konieczne ciśnienie strumienia przy wyjściu z dławicy hydromonitora ustala się w zależności od rodzaju odszpanego gruntu. Również od rodzaju gruntu zależy jednostkowe zużycie wody, to znaczy ilość wody zużytej dla rozplukiwania i transportu 1 m³ gruntu. Powyżej, w tabeli według Cholina,

* Patrz na przykład Szkundin, Głdromechanizacja ziemlanych robot, Strojdat, M. L. 1940.

Nikonowa i Sławutkiego* przytoczone są przykładowe wartości ciśnienia, jednostkowego zużycia spadku dna urobiska przy pracy w różnych gruntach.

Przez zwiększenie spadku urobiska można uzyskać oszczędność wody zużytej na transport do 50% i więcej, co wynosi dla mało spoiстых gruntów 25—30% ogólnej potrzebnej ilości wody.

Zwiększenie spadku dna urobiska przy rozmywaniu sposobem oddolnym wywołuje jednak konieczność przesunięcia w górę strumienia, czyli zwiększenia pozostałości nie odspojonej części wykopu. Zwiększenie spadku jest korzystne we wszystkich przypadkach, kiedy można nie liczyć się z pozostałościami w wykopie, a usunięcie ich za pomocą zgarniarek lub spycharek nie przedstawia trudności (szczególnie gdy rozplukanie gruntu odbywa się z ukopu poza polem wzlotów).

Prowadzącą maszyną przy wykonaniu robót ziemnych sposobem hydro-mechanicznym jest hydromonitor. Spośród hydromonitorów, stosowanych w praktyce, najbardziej rozpowszechniły się hydromonitory Zjednoczenia Hydromechanizacji i „Sojuzzoloto”. Wszystkie hydromonitory stosowane są z kompletem końcówek do pracy w różnych gruntach, zależnie od spistości i wielkości cząstek gruntu (tabela 15).

Tabela 15

Typy hydromonitorów	Srednica otworu wyjściowego mm	Srednica stosowanych końcówek mm	Ciężar kg
Trud — 7	175	50, 63, 76, 89	177
Trud — 9	225	75, 89, 102, 114	236
Trudsta Hydromechanizacji	250	63, 76, 89, 102, 114, 127	440
Hydrotorf	100	25, 37, 43	450

Doboru hydromonitora dokonuje się w zależności od wymaganej wydajności w metrach sześciennych gruntu na godzinę.

Wydajność hydromonitora w m³/godz. wynosi:

$$W = \frac{Q \cdot 3600}{q} \quad (22)$$

gdzie: Q — przepływ wody przez końcówkę (m³/sek.);

q — zużycie wody na 1 m³ gruntu.

Odpowiednio do potrzebnego zużycia wody dobiera się typ hydromonitora i średnicę końcówki.

Dla dobrania stosowane są wzory:

szybkość wypływu z końcówki

$$V = \mu \sqrt{2gH},$$

zużycie wody przez hydromonitor

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH}, \quad (23)$$

średnica końcówki

$$d = 0,52 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H}}}, \quad (24)$$

gdzie: H — niezbędne ciśnienie (m);

g — przyspieszenie ziemskie;

μ — współczynnik zużycia = 0,92 — 0,96;

ω — przekrój poprzeczny końcówki.

* Cholm, Nikonow, Sławutski, Gidromechanizacja wskrysznych robot na ugodnych karierach, Uglezdat, 1948.

Zaopatrzenie robót w wodę

Hydromonitory zaopatruje się w wodę z rurociągów od stacji pomp. Zależnie od wydajności źródła poboru stosuje się dwa sposoby zaopatrzenia:

Bezpośrednie zaopatrzenie, kiedy źródło wydaje więcej wody, niż zużywają jej hydromonitory, i całe zapotrzebowanie dla rozplukania i transportu pokrywa źródło. Taki rodzaj zaopatrzenia jest możliwy gdy wydajność źródła jest znaczna, w każdym razie nie mniejsza od 100 do 150 l/sek. Stacja pomp w tym przypadku znajduje się bezpośrednio u źródła poboru.

Zaopatrzenie cyrkulacyjne, kiedy wydajność źródła jest nie wystarczająca dla pokrycia zapotrzebowania całego urządzenia, w tym przypadku woda zużyta, po osadzeniu się cząstek gruntu w odkładach, wykorzystuje się ponownie dla zaopatrzenia urządzeń i stale jest w obiegu. Stosując sposób cyrkulacyjny zasadnicze źródło wykorzystuje się tylko do uzupełnienia strat wody, które wynoszą średnio dla gruntów gliniastych 15—20%, dla piaszczystych 5—7% całego zapotrzebowania.

Stacja pomp przy zaopatrzeniu cyrkulacyjnym mieści się przy źródle (o ile zużyta woda tam wraca) albo przy zbiorniku osadowym w pobliżu miejsca odkładania rozplukanego gruntu. W drugim przypadku przy źródle ustawia się tylko pompę o niewielkim ciśnieniu dla uzupełniania ilości cyrkulującej wody.

Potrzebne zużycie wody przy bezpośrednim zaopatrzeniu i odpowiednia wydajność godzinowa zasadniczej stacji pomp wynosi:

$$Q = v \cdot q,$$

gdzie: v — wydajność hydromonitorów w m³ na godzinę;

q — zużycie wody na 1 m³ rozplukanego gruntu.

Przy zaopatrzeniu cyrkulacyjnym:

$$Q_c = 0,01 Q \cdot p,$$

gdzie: p — straty wody przy cyrkulacji, wyrażone w procentach.

Pompy stosuje się wirnikowe, wielostopniowe.

Niezbędna moc pomp (N k.m.) określa się według wzoru:

$$N = \frac{1,1 \cdot 1000 \cdot Q \cdot H}{75 \eta}, \quad (25)$$

gdzie: Q — zużycie wody w m³/sek.;

H — całkowite ciśnienie w m;

1,1 — współczynnik zapasu;

η — współczynnik wykorzystania pomp.

Wysokość ciśnienia ustala się, wychodząc z potrzebnego ciśnienia u wylotu końcówki, z uwzględnieniem różnicy wysokości miejsca poboru wody i miejsca zużycia, wysokości ssania, strat ciśnienia w rurociągu, strat na opory przy ssaniu, w hydromonitorze itd.

Zużycie energii elektrycznej Q_{el} na stacji pomp zależy od mocy pomp:

$$Q_{el} = 0,736 N \text{ KW.}$$

Rurociągi doprowadzające czystą wodę do hydromonitora różnią się od zwykłych wodociągów, mniejszą dokładnością wykonania ze względu na ich tymczasowość.

Rurociągi najczęściej wykonuje się ze stalowych ciągnionych rur łączonych na kolnierze. Układanie rur może być wykonywane za pomocą samochodowych dźwigów lub mechanicznych układaczy z ciągnikiem S-80.

Przy niewielkich ciśnieniach do 4—5 atm. i na odcinkach stałych rurociągi mogą być układane z rur drewnianych. Stosuje się rury drewniane ciągle lub składane z odcinków. Średnicę rur dla rurociągów ustala się przez obliczenia hydrauliczne.

Dla ochrony rur przed rdzewieniem powleka się je środkiem zabezpieczającym: smoła 95% (wg wagi), lakier asfaltowy 3% i wapno palone 2%. Dla powleczenia 1 m² powierzchni rury zewnątrz i wewnątrz zużywa się do 5 kg mieszanki. Powlekania dokonuje się przez zanurzenie rur w wannie z mieszaniną rozgrzaną do 150—180°C. Asfaltowane rury układa się w przewidzianych według projektu kierunkach na niskich kozłach.

Wykonanie rurociągów wymaga poważnych kosztów, niekiedy sięgających razem z rurociągami dla odprowadzenia pulpy 50% wszystkich kosztów całości inwestycji. Dlatego też ustalenie kierunków zasadniczych rurociągów ma bardzo duże znaczenie dla ekonomicznej strony zagadnienia; kierunki wybiera się tak, by zapewnić najmniejsze koszty urządzenia i eksploatacji.

HYDROTRANSPORT GRUNTU

Rozplukany grunt sływa z wykupu początkowo do zbiornika, a następnie na miejsce odkładu. Do zbiornika pulpa sływa wprost po dnie urobiska rowami lub po drewnianych rynnach. Ze zbiornika pulpę przepompowuje się do rur, o ile na to pozwalają warunki miejscowe, to znaczy, o ile naturalne spadki są dostateczne i pulpa grawitacyjnie kieruje się korytami głównymi.

W miarę wykonywania wykupu ściana urobiska coraz bardziej odsuwa się od zbiornika. Aby uniknąć zbyt dużych pozostałości gruntu w urobisku, zbiornik i pompownie pulpy należy okresowo przesunąć w kierunku ściany. Zwykle podsuwanie dokonuje się na odległość 50—70 m, przy gruboziarnistych gruntach (wymagających większych spadków dla ściekania pulpy po dnie urobiska) podsuwanie może być dokonywane również na krótsze odległości.

Najwygodniejsze do pracy i transportu są ruchome urządzenia pompowe z pompami dla pulpy produkcji radzieckiej NZ i ZGM. Wydajność ich wynosi od 400 do 1 400 m³/godz. pulpy; pełne ciśnienie od 25 do 43 m; moc od 65 do 300 KM.

W miarę rozwoju prac, aby uniknąć przestojów, należy posiadać na budowie zapasowe pompy dla pulpy.

Niezbędna wydajność godzinowa urządzenia pompowego dla pulpy powinna wynosić:

$$W = v(1 - m + q) \text{ m}^3/\text{godz. pulpy}, \quad (26)$$

gdzie: v — wydajność godzinowa hydromonitorów, obsługiwanych przez urządzenia pompowe, w m³/godz. gruntu;

m — porowatość gruntu;

q — jednostkowe zużycie wody.

Drewniane rynny dopływowe wykonuje się z gładkich, ściśle dopasowanych desek w postaci oddzielnych elementów. W związku z częstym przekładaniem stosuje się krótkie (3—4 m) elementy z cienkich 25 mm desek. Przy małych spadkach rynny układa się w specjalnie wykopanych rowach.

Głównych koryt w czasie robót nie przekłada się, a jeśli to czasem jest stosowane, to bardzo rzadko, dlatego też wykonuje się je solidniej z desek 50 do 65 mm. Koryta przygotowuje się elementami z wykorzystaniem całej długości desek. Elementy te w miejscach łączenia z mocowanymi są chomałami z desek. Szczególną uwagę należy zwracać na niedopuszczanie do przecieków i na wymianę w porę odcinków niszczonej przez tarcie transportowanych cząstek gruntu.

Dla przeciwdziałania tworzeniu się przecieków deski koryta łączy się na pióro i wpust lub dopasowuje się przez heblowanie powierzchni styku. Szczeliny między deskami uszczelnia się pakulami. Dla przedłużenia czasu przydatności koryt dno ich wzmacnia się drugą warstwą desek. Co 0,7—1 m koryta wzmacnia się chomałami.

Główne koryta układa się na estakadach. Przy dużych wysokościach estakad obok koryt układa się pomosty. Pomosty, przy wysokościach ponad 3—4 m muszą mieć poręcze.

Rurociągi dla odprowadzania pulpy układa się z rur stalowych, łączonych przez spawanie lub za pomocą kolnierzy, jak również z drewnianych klepkowych elementów lub ciągłych rur wykonanych z desek. Do wykonania klepek używa się desek wysokiego gatunku z sosny, jodły, modrzewia. W zależności od przekroju rur i ciśnienia w nich deski stosuje się o przekroju 25 x 70 do 35 x 130 mm.

Rurociągi pulpowe układa się na podkładach lub na estakadach prostego typu. Estakady dla rurociągów pulpowych, montowanych z poszczególnych elementów, ustawia się szczególnie starannie, gdyż w razie osiadania estakady rurociąg szybko ulega uszkodzeniom. Na zakrętach działają dość znaczne siły poprzeczne, dlatego też koryta i rurociągi dokładnie przymocowuje się do estakad, które ze względu na działające boczne siły odpowiednio wzmacnia się.

Kierunki układania głównych koryt i rurociągów dla odprowadzania pulpy wybiera się podobnie jak i dla rurociągów zaopatrujących urządzenie w wodę. Przekroje poprzeczne ustala się przez obliczenia hydrauliczne. Spadki koryt i rurociągów określa się, z góry dla szybkości koniecznych przy transportowaniu pulpy (tabela 16).

Tabela 16

Szybkości niezbędne przy transportowaniu pulpy

Rodzaj gruntu	Szybkość transportowania m/sok,	
	Korytem, spływ grawitacyjny	Pod ciśnieniem, rurami
Il, glina	0,2	1 — 1,5
Drobny piasek	0,4	2 — 3
Gruby piasek	0,8	3 — 4
Pospółka	1,5	4 — 6
Zwir do 2,5 cm	2,5	4 — 6

W czasie wykonywania robót koryta i rurociągi są pod stałym dozorem specjalnej grupy, utrzymującej je w należytnym stanie i likwidującej zaulenia.

UKŁADANIE GRUNTU W ODKŁADACH W NASYPIE

Hydrauliczne układanie gruntu cechują dwa szczegóły:

1. Duże zagęszczenie ułożonego materiału.
2. Określone rozłożenie cząstek.

Szybkość strumienia pulpy, przy której następuje odkład gruntu, zależy od rozmiarów cząstek. Cząstki piasku odkładają się przy szybkościach około 0,5 m/sek., cząstki gliny — przy szybkościach wynoszących milimetry na sekundę. Dlatego przy hydraulicznym układaniu początkowo osiadają grubsze cząstki, następnie drobniejsze. Bardzo drobne cząstki pylaste, a szczególnie gliniaste, dopóki nie osiadają, przez długi czas (10 do 20 i więcej godzin) pozostają w stanie zawiesiny.

W ten sposób przy hydraulicznym układaniu odbywa się naturalne sortowanie napływającego gruntu według wielkości jego cząstek, co umożliwia przez regulację sposobu układania otrzymanie nasypów z gruntu o pożądanym składzie granulometrycznym.

Zwiększenie zagęszczenia gruntu w wykonywanym nasypie związane jest z usunięciem nadmiaru wody. W piaszczystych gruntach woda osącza się w ciągu kilku godzin i osiąga się zagęszczenie gruntu przekraczające nawet stan naturalnego zagęszczenia. W gliniastych gruntach ze względu na powolne odsączenie się wody z gliny nadmiar wody odpływa w ciągu wielu miesięcy, dlatego też grunty gliniaste lub grunty z dużą domieszką gliny nie nadają się do wykonywania nasypów hydraulicznym sposobem.

Kierowanie pulpy od rurociągu do miejsca układania odbywa się za pomocą rozdzielających rynien lub rur. Rozdzielające ryny wykonuje się tak samo jak ryny odprowadzające.

Pulpę wypuszcza się przez wylot lub przez szereg kolejnych otworów w rynnie lub rurze. W pierwszym przypadku nasyp formuje się dzięki skupionemu dopływowi pulpy, w drugim — przez rozdzielne jej doprowadzenie. Stąd nazwa dwóch sposobów namulania: sposób **s k u p i o n y** i **r o z d z i e l n y**.

Przy obu sposobach rynny lub rury uклада się na estakadach i cokolwiek podnosi się je ponad projektowaną powierzchnię nasypu. Namula się jednocześnie z kilku rynien odgałęzionych od głównego ciągu.

W przypadku skupionego namulania grunt namula się w postaci stożków z wypływami w postaci języków, co tworzy nierówną powierzchnię nasypu. Przy małych ilościach dopływu pulpy grubsze cząstki wyrzucane są w dół i układają się u spodu stożków, drobne cząstki pozostają wyżej. Regulowanie układania gruntu niejednostajnego pod względem uziarnienia w pożądanej kolejności cząstek, przy skupionym sposobie namulania, jest niemożliwe lub bardzo trudne, szczególnie przy wielkim dopływie pulpy. Dlatego skupiony sposób namulania stosowany jest tylko przy jednostajnym uziarnieniu gruntu.

Przy rozdzielnym sposobie namulania pulpa wypływa bardziej powolnie i cząstki gruntu układają się zgodnie z ogólnymi prawami fizycznymi. W celu otrzymania równomiernego namulania otwory wypustowe umieszczone są w coraz mniejszych odstępach od siebie w kierunku ku końcowi rynny lub rury. W tym samym celu rynny i rury rozdzielające w zależności od ciśnienia wykonuje się nie dłuższe niż 50—75 m. Umieszczenie otworów wypustowych u dołu rur lub rynien pozwala na układanie w miejscach namulania gęstszej pulpy (do 1:1,5) oraz zmniejszenia ilości wody ściekającej z miejsc namulania. Wyrzucając razem z wodą przy końcu rur i rynien drobne cząstki, które przechodzą w górnej części przekroju ponad otwora-

mi, namulanie może być dokonane grubszymi cząstkami. Dalsze regulowanie namulania osiąga się przez zamykanie i otwieranie otworów i przez przestawianie ciągów rozdzielających. Wielkość otworów ustala się zależnie od wielkości cząstek gruntu i stopnia natężenia namulania. Stosuje się okrągłe i prostokątne otwory. Okrągłe otwory o średnicy 30—40 mm wykończone 1,5—3 m dają wypływ 2—3 l/sek., zależnie od ciśnienia. Prostokątne otwory o powierzchni 100 cm² co 2 do 6 m dają wypływ 2—10 l/sek. Okrągłe otwory zaopatrywane są w końcówki, które zmieniają się w miarę ścierania. W miarę potrzeby końcówki zamyka się korkami. Korki nie mogą wystawać do wewnątrz rury, gdyż powodowałyby zatkanie rury przez grunt. Prostokątne otwory zamyka się zasuwkami ślizgającymi się w podłużnych gniazdach.

Kolejność namulania nasypów na polu wzlotów

Stosowanie hydromechanizacji do namulania nasypów na polu wzlotów jest właściwe tylko przy dostatecznie wielkich powierzchniach nasypów. Namulanie wielkich powierzchni jest najprostszym przypadkiem w robotach namulania.

Zależnie od miejscowych warunków namulanie może być prowadzone naprzód lub wstecz, to znaczy od przedniej lub tylnej granicy nasypu w odniesieniu do kierunku namulania.

Przy namulaniu nasypów w zagłębieniach, które mają naturalne otwarte wyjście (parów, wyrwa), namulanie należy prowadzić stale naprzód od najwyższego miejsca w kierunku wyjścia.

Zależnie od rodzaju gruntu i od wysokości nasypu namulanie prowadzi się skupionym lub rozdzielnym sposobem. Sposób skupiony jest bardziej właściwy przy wysokich nasypach oraz przy gruncie o równym uziarnieniu i właściwej wartości nie wymagającej odplukania drobnych cząstek. Sposób rozdzielny stosuje się przy namulaniu gruntu o różnorodnym uziarnieniu i w razie konieczności odplukania drobnych cząstek na przykład w przypadku pilności robót.

Przy skupionym sposobie namulania jest prowadzone za pomocą kilku równoległych rurociągów wyrzucających pulpę bezpośrednio z wylotów, przy stałym przedłużaniu rurociągów w miarę osiągnięcia projektowanych wysokości nasypu. Sposób ten jest najwygodniejszy przy namulaniu nasypów o szerokim froncie robót. Przy namulaniu nasypów stopniowo rozszerzających się, bardziej właściwy jest wachlarzowy sposób namulania. W tym przypadku namulanie wykonuje się wzdłuż jednej granicy nasypu aż do końca, następnie stopniowo wykonuje się sąsiednie odcinki z każdorazowym przekładaniem rurociągów. Dalej w ten sam sposób przeprowadza się namulanie wzdłuż drugiej strony nasypu (o ile nie zostało uprzednio przeprowadzone równoległe z innego rurociągu). Na zakończenie namula przeprowadzone równoległe z innego rurociągu). Na zakończenie namula przeprowadzone równoległe z innego rurociągu). Na zakończenie namula przeprowadzone równoległe z innego rurociągu). Na zakończenie namula przeprowadzone równoległe z innego rurociągu).

Przy skupionym sposobie namulania (jednocześnie za pomocą kilku rurociągów) przede wszystkim należy pilnie uważać, aby wszystkie rurociagi były równomiernie przedłużane, szczególnie aby namulanie przez rurociagi na najgłębszym odcinku nie wyprzedzało namulania przez inne rurociagi. Istnieje bowiem niebezpieczeństwo zamknięcia odpływu i wytworzenia się soczewek trzęsawiskowych, odwodnienie których jest bardzo trudne.

Kolejność robót przy rozdzielnym namulaniu ustala się w podobny sposób.

Przy tym sposobie należy dopilnować nie tylko równomierności namulania przez jednocześnie działające rurociągi, lecz i równomierności namulania przez poszczególne otwory w każdym z rurociągów.

Dla namulenia nasypu w zagłębieniach niekrowych, nie mających naturalnego odpływu, przed rozpoczęciem namulania należy wykopać rowy jak dla czasowego odwodnienia w celu umożliwienia odpływu zużytej wody przy namulaniu.

Sposób namulania przy jednostajnym gruncie wybiera się przy uwzględnieniu położenia nasypu względem wykopu, zarysu i wielkości nasypu w planie oraz warunków odwodnienia.

Rozdział VII

WYKONANIE NASYPÓW, ZAGĘSZCZANIE GRUNTÓW

WYKONANIE NASYPÓW

Wykonanie nasypów składa się z dwóch czynności:

- a) wykonanie nasypu;
- b) odpowiednie zagęszczenie gruntu.

Odcinki nasypów przed wykonaniem prac ziemnych powinny być przygotowane w odpowiedni sposób. Krzaki, mech, jak również oddzielne duże kamienie, pnie drzew (grubszych od 20 cm) powinny być usunięte. Powierzchnie ze znacznymi wyraźnymi spadkami powinny być spulchnione kilkoma przejściami pluga lub spulchniacza w celu zabezpieczenia związania się nasypu z rodzimym gruntem.

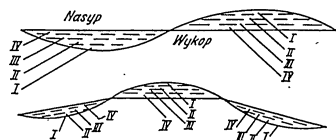
We wszystkich przypadkach, kiedy projekt przewiduje wykorzystanie warstwy humusowej z powierzchni nasypianych odcinków, przed wykonaniem robót zasadniczych powinno zakończyć się roboty związane ze zdjęciem i haldowaniem humusu. Miejsca składowania powinny być tak wybrane, aby nie przeszkadzały transportowi gruntu.

Przy wykonywaniu nasypów w parowach, wyrwach, z dużymi spadkami i znacznymi zlewniami, na drodze naturalnego odpływu układa się sączi dla odprowadzenia zbierającej się wody. Podobne urządzenia lub srodki zabezpieczające czasowe odwodnienie stosowane są we wszystkich przypadkach, kiedy nie jest wykluczone ściekanie wody na teren nasypu. Na stokach wykonuje się stopnie o szerokości nie mniejszej od 1,0 m.

Nasypy wykonuje się z gruntów podobnych do gruntów macierzystych podłoża. W przypadku niemożności wykonania całego nasypu z jednolitego gruntu mniej przesiąkliwe grunty układa się w dolne warstwy nasypów, bardziej przesiąkliwe — w górne warstwy. Wykonanie nasypów z gruntów o różnych właściwościach może spowodować utworzenie się w przyszłości soczewek i worków nasiąkniętych wodą, co szczególnie jest niepożądane w nasypach przeznaczonych do ułożenia na nich sztucznych nawierzchni. Torf, mul, solniska, gipsy i grunty zawierające gips i inne rozpuszczalne w wodzie sole w ilościach ponad 5% powinny być uprzednio usunięte.

Sypanie nasypów wykonuje się warstwami o grubości 15—25 cm. Warstwy układa się poziomo lub równoległe do projektowanej powierzchni. W pierwszej kolejności układa się warstwy w dolnej części nasypu (rys. 61). W miarę nawarstwiania się nasypów powierzchnia układania zwiększa się osiagając przy układaniu ostatniej warstwy wielkość zaprojektowanej powierzchni.

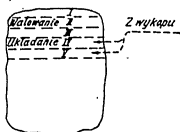
Sposób wykonania nasypu ustala się w zależności od sposobu transportowania i założonej metody zagęszczenia gruntu.
 Przy wykonywaniu wykopu z transportem gruntu zgarniarkami, wyładunek w nasypie wykonuje się zgodnie z ruchem zgarniarek, na wąskich,



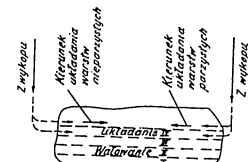
Rys. 61. Kolejność układania nasypów.

równoległych paskach przykrywających stopniowo powierzchnię nasypu. Długość odcinka wyładunku zgarniarki ustala się w zależności od jej pojemności i grubości układanej warstwy (wzór 11).

Przy stosunkowo szerokich nasypach (rys. 62) wyładunek wykonuje się poprzecznie, przy wąskich nasypach, w celu stworzenia frontu dla walowania, wyładunek wykonuje się podłużnie (rys. 63). W tym ostatnim przypadku układanie nasypu wykonuje się sposobem „wstecznym”, to znaczy najpierw układa się warstwy przy odległej krawędzi nasypu, a następnie coraz bliższe. Schemat pracy poza zastosowaniu „wstecznego” sposobu pozwala wykonywać walowanie poza terenem ruchu zgarniarek bez przeszkód w dostarczaniu mas ziemnych.



Rys. 62. Schemat układania gruntu zgarniarką w szerokich nasypach



Rys. 63. Schemat układania gruntu zgarniarkami w wąskich nasypach.

Niezależnie po ułożeniu gruntu wykonuje się rozrównanie go za pomocą plantujących maszyn, a następnie walowanie. Biorąc pod uwagę, że układanie gruntu zgarniarkami wykonuje się warstwami, wyrównywanie w tym przypadku nie wymaga dużej ilości maszyn. Przeciętnie potrzebna jest jedna równiarka (przy długim froncie układania) lub jedna spycharka (przy krótkim froncie) na każde 200—300 m³ godzinowej wydajności. Zastosowanie powyżej podanych schematów zapewni równomierny ruch zgarniarek po powierzchni nasypu. Przy układaniu nasypu z kilku warstw, uzyskuje się w ten sposób poważne zagęszczenie nasypu dzięki ruchowi

samych zgarniarek, szczególnie gdy układanie warstw parzystych i nieparzystych odbywa się przy ruchu zgarniarek w przeciwnych kierunkach (rys. 63).

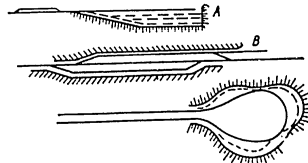
Podobne schematy układania gruntu w nasypach stosowane są przy transporcie gruntu wywrotkami samochodowymi lub samochodami skrzyniowymi.

Ponieważ wyładunek z samochodów wykonuje się w zwałach, wyrównanie gruntu jest czynnością bardziej pracochłonną niż przy użyciu zgarniarek. Przeciętnie przy wyrównywaniu w promieniu 5—10 m potrzebna jest jedna spycharka na godzinową wydajność 80—100 m³ gruntu.

Przy użyciu przenośników do podawania gruntu do nasypu wyładunek wykonuje się w rzędach (rozieszczonych wachlarzowo), lecz również z układaniem warstw i wyrównaniem ich spycharkami. Aby uniknąć częstego przesuwania urządzeń wyładunkowych, grubość warstwy powinna być możliwie wielka, dostosowana do posiadanych na budowie środków zagęszczających. Szczególnie dobre wyniki uzyskuje się przez użycie ciężkich walców na oponach gumowych pneumatycznych lub płyt ubijających; grubość warstwy może być w tych warunkach powiększona do 0,6—0,7 m w stanie spulchnionym. W razie braku powyżej wymienionych środków za pomocą spycharek wykonuje się dodatkowe przesunięcie gruntu po powierzchni nasypu i wyrównywanie w celu uzyskania warstwy o normalnej grubości 15—25 cm.

Przy dostarczaniu taborem wąskotorowym, zależnie od wielkości i kształtu nasypu, stosuje się trzy systemy urządzenia torów rozładunkowych:

- ślepy tor;
- z rozjazdami;
- kołowy (rys. 64).



Rys. 64. Schemat rozmieszczenia wyładunkowych torów w nasypach

Aby uniknąć częstego przesuwania torów, wyladowany grunt spycharkami przesuwana się na całą szerokość nasypu. Z tych samych powodów pożądane jest użycie najbardziej potężnych poprzednio wymienionych środków zagęszczających, dzięki czemu uzyskuje się możliwość układania warstw o grubości 0,6—0,7 m bez przesuwania torów.

Przesuwanie torów odbywa się po zakończeniu układania każdej warstwy, jednak aby uniknąć przestoju, przesuwanie torów (o ile jest ich kilka) należy wykonywać kolejno.

Dla przesunięcia, obok wyładunkowych torów, ponad poprzednio wykonaną warstwą usypuje się nasyp o wysokości 0,6—0,7 m, na którym, po jego zagęszczeniu, układa się przesuwany tor. Z nowego położenia toru wykonuje się układkę następnej warstwy nasypu.

ZAGĘSZCZANIE GRUNTÓW

W budownictwie lotniskowym nie stosuje się zagęszczania nasypów przez naturalne osiadanie z powodu krótkich terminów wykonania budów, poza tym stopień zagęszczenia osiągany przez naturalne osiadanie jest zupełnie nie wystarczający dla obciążeń powodowanych współczesnymi samolotami.

Główna rola zagęszczenia gruntów polega na zwiększonej odporności gruntu na zmiany wilgotności i jak z tego wynika, na zachowaniu nośności gruntu i nawierzchni pod wpływem obciążeń i innych istniejących czynników.

Zwiększenie się odporności i nośności gruntów po zagęszczeniu tłumaczy się następująco:

1. Cząstki gruntu przy zagęszczeniu układają się bardziej ściślej i zwarcie; porowatość gruntu zmniejsza się. W związku z tym wytrzymałość na ścislenie i ścinanie powiększa się, a więc i nośność zagęszczonego gruntu staje się większa niż gruntu nie zagęszczonego. Pod działaniem tymczasowych obciążeń powstają w gruncie tylko sprężyste odkształcenia, znikające wraz z usunięciem obciążeń. W ten sposób zagęszczenie wraz ze zwiększeniem wytrzymałości gruntu na ścislenie i ścinanie pociąga za sobą i zwiększenie sprężystych właściwości gruntu.

Wskaźnikiem zwiększenia nośności zagęszczonego gruntu jest zwiększenie wartości współczynnika odkształcenia w porównaniu z wartością jego dla gruntu nie zagęszczonego.

2. Szybkość ruchu wody wraz z zagęszczeniem gruntu zmniejsza się. Stąd przy każdym nawilgoceniu, z dołu czy też z góry, zagęszczonego gruntu pochłania mniej wody niż nie zagęszczonego. W rezultacie odporność zagęszczonego gruntu na zmiany warunków wodnych i w związku z tym i jego nośność staje się większa niż gruntu nie zagęszczonego.

Optymalna wilgotność i największa gęstość

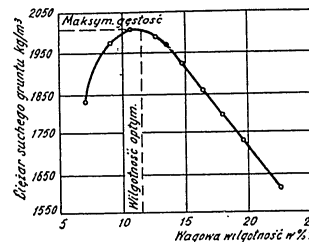
Możliwy do osiągnięcia stopień zagęszczenia uzależniony jest od składu gruntu i jego wilgotności, jak również od wielkości i rodzaju zagęszczającego obciążenia, to jest od rodzaju stosowanej maszyny.

Każdej wilgotności gruntu odpowiada ściśle określona gęstość gruntu, która może być osiągnięta przy danym obciążeniu zagęszczającym. Jako gęstość gruntu przyjmuje się przy tym ciężar szkieletu gruntu w jednostce objętości, tzn. ciężar jednostki objętości gruntu w stanie całkowicie suchym; wilgotność przyjmuje się wagową, wyrażoną w procentach od ciężaru suchego gruntu (szkieletu gruntu).

Ze zwiększeniem wilgotności od stanu suchego do pewnego określonego stopnia, gęstość gruntu przy danym obciążeniu zagęszczającym rośnie (rys. 65), a potem, po osiągnięciu maksymalnej wartości, przy dalszym zwiększeniu wilgotności gruntu zmniejsza się. Pokazany na rys. 65 wykres zależności gęstości od wilgotności posiada dwa odgałęzienia, mianowicie wznoszenie się i opadanie.

Wilgotność gruntu, przy której gęstość osiąga największą absolutną wartość, nazywamy *optymalną* dla zagęszczenia, a odpowiadającą jej gęstość nazywamy *maksymalną*.

Zależność gęstości od wilgotności jest różna dla każdego rodzaju gruntu. Każdy rodzaj gruntu posiada określony optymalny stopień wilgotności, przy którym osiąga się największą gęstość pod działaniem zadanego obciążenia zagęszczającego.



Rys. 65. Wykres zależności gęstości gruntu od jego wilgotności przy zagęszczeniu

Tak duży wpływ wilgotności na stopień osiąganego zagęszczenia łatwo tłumaczy się po rozpatrzeniu fizycznych zjawisk, zachodzących podczas zagęszczenia.

W suchym gruncie znajduje się tylko woda związana, powlekająca cząsteczki gruntu najcięższą, możliwe nawet, że jednomolekularną warstwą, bardzo mocno utrzymującą się na powierzchni cząsteczek gruntu.

Z powodu wielkiego wewnętrznego tarcia między cząsteczkami gruntu, zagęszczenie jego w stanie suchym jest nader trudne. Tym właśnie tłumaczy się stosunkowo niewielkie, możliwe do osiągnięcia zagęszczenie suchego gruntu, jak to widać na początku lewej części wykresu (rys. 65).

W miarę zwiększenia wilgotności gruntu zwiększa się grubość warstwy wody otaczającej cząsteczki gruntu. Wskutek tego zmniejsza się wielkość tarcia między cząstkami gruntu oraz pod wpływem zewnętrznej pracy zagęszczającej ułatwione jest przesuwanie się cząstek względem siebie i bardziej zwarte ich ułożenie. W rezultacie takiego korzystnego działania wody zwiększa się gęstość gruntu poddanego działaniu zewnętrznej siły.

Zwiększanie się gęstości trwa do czasu, kiedy ilość wody w gruncie przewyższy ilość związanej fizycznie wody, utrzymywanej na powierzchni cząstek przez siły przychepności molekularnej. Do tego momentu woda w gruncie znajduje się w postaci warstewek ułatwiających poślizgi cząstek przy zagęszczeniu się gruntu pod działaniem sił zewnętrznych.

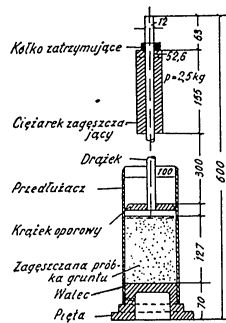
Dalsze zwiększenie ilości wody w gruncie powoduje pojawienie się w porach między cząstkami gruntu wody nie związanej z ich powierzchniami, początkowo w postaci oddzielnych skupisk wody, a następnie wypełniającej wszystkie pory gruntu. Powyższe skupiska wody, podczas krótkiego okresu zagęszczania, nie mogą być usunięte z gruntu i pozostają

w porach, nie pozwalając na bardziej zwarte układanie się cząstek. Zagęszczenie gruntu w tych warunkach jest możliwe tylko przez usunięcie części powietrza, zawsze znajdującego się w gruncie w pewnych ilościach. W wyniku, w miarę zwiększania wilgotności powyżej optymalnej, gęstość gruntu przy zagęszczaniu zmniejsza się, co tłumaczy kształt prawej części wykresu (rys. 65).

Dla każdego rodzaju gruntu może być określony doświadczalnie własny wykres zależności osiągniętej gęstości od wilgotności oraz wartości optymalnej wilgotności i największej gęstości.

Określenie optymalnej wilgotności i największej gęstości wykonuje się w laboratoriach za pomocą przyrządu do znormalizowanego zagęszczania gruntu.

Przyrząd (rys. 66) składa się z następujących części: próżny walec o średnicy wewnętrznej 10 cm i objętości 1 000 cm³ za podstawą i przedłużaczem o tej samej średnicy



Rys. 66. Przyrząd do znormalizowanego zagęszczania gruntu

cy, ciężarek zagęszczający o wadze 2,5 kg, drażek z krążkiem oporowym o średnicy równej średnicy walca, pierścien zatrzymujący na drażku, za pomocą którego ogranicza się wysokość podnoszenia ciężarka.

Badany grunt w ilości 3–3,5 kg w stanie wilgotności powietrza przesiewa się przez sito o oczkach 5 mm i zwiża do wilgotności odpowiadającej mniej więcej 0,5 granicy plastyczności dla gruntów zwięzłych i 0,3 granicy płynności dla gruntów niezwięzłych. Przygotowany w ten sposób grunt wysypuje się do walca z przedłużaczem trzema równymi warstwami. Grubość warstwy przyjmuje się w ten sposób, aby po zagęszczeniu zajmowała ona około jednej trzeciej części wysokości walca bez podłużacza.

Walec z podstawą (bez przedłużacza) powinien być przedtem zważony z dokładnością do 1 g.

Każdą warstwę zagęszcza się uderzeniami ciężarka opuszczanego z wysokości 30 cm. Ilość uderzeń na każdą warstwę przyjmuje się w przybliżeniu:

dla piasku	22
dla gruntów piaszczystych	25
dla „ gliniastych i pylastych	30
dla „ ciężkich gliniastych i glin	40

Po zagęszczeniu ostatniej warstwy przedłużacz ostrożnie usuwa się i wyrównuje powierzchnię próbki na równi z wierzchem cylindra linia o ostrej krawędzi. Cylinder z gruntem waży się oraz określa ciężar objętościowy gruntu w stanie zagęszczonym. Następnie usuwa się grunt z cylindra, miesza się go z gruntem poprzednio usuniętym po zdjęciu przedłużacza i całą czynność powtarza się, lecz przy zwiększeniu ilości uderzeń o 3 do 5 na każdą warstwę. Ponownie przedłużacz zdejmuje się, a zbędny grunt usuwa się jak wyżej, po czym cylinder ponownie waży się z gruntem i ponownie określa się jego ciężar objętościowy.

Czynność tę powtarza się kilkakrotnie dopóty, dopóki różnica ciężaru objętościowego nie będzie większa niż 0,03 do 0,05 g/cm³. Ilość uderzeń przy tym ostatnim biogowo nie będzie większa niż 0,03 do 0,05 g/cm³. Ilość uderzeń przy tym ostatnim biogowo nie będzie większa niż 0,03 do 0,05 g/cm³. Ilość uderzeń przy tym ostatnim biogowo nie będzie większa niż 0,03 do 0,05 g/cm³. Ilość uderzeń przy tym ostatnim biogowo nie będzie większa niż 0,03 do 0,05 g/cm³.

Dalsze badanie prowadzi się ze stopniowym zwiększeniem wilgotności o 2% wagowo przy każdej próbie. Zwiększenie wilgotności osiąga się przez dodanie wody w ilości

$$q = (w - w_p) \frac{P}{1 + w_p}$$

gdzie: w – wagowa wilgotność gruntu, którą ma się uzyskać;

w_p – początkowa wagowa wilgotność gruntu;

P – ciężar próbki gruntu przy początkowej wilgotności.

Grunt przy każdym zwiększeniu wilgotności powinien być dokładnie zmieszany dla uzyskania równomiernej wilgotności.

Przy każdej próbie poprzednio zmieszany grunt układa się w cylindrze, jak poprzednio, w trzech warstwach, przy czym każdą z nich zagęszcza się jedną trzecią ustalonej roboczej ilości uderzeń. Po zagęszczeniu ostatniej warstwy i ścięciu nadmiaru gruntu cylinder z gruntem waży się. Za każdym razem z gruntu przed próbą pobiera się próbkę dla określenia wilgotności.

Po określeniu wilgotności określa się ciężar objętościowy szkieletu gruntu:

$$\delta = \frac{\gamma}{1 + w}$$

gdzie: γ – ciężar objętościowy wilgotnego gruntu.

W ten sposób w wyniku każdej próby określa się gęstość gruntu, jaka może być osiągnięta przy badanej wagowej wilgotności.

Celem otrzymania wykresu zależności gęstości od wilgotności wykonuje się szereg takich badań przy stopniowym zwiększaniu wilgotności o około 2% aż do czasu, kiedy przy dalszym zwiększaniu wilgotności ciężar objętościowy szkieletu gruntu zaczyna zmniejszać się. Zwykle konieczne jest wykonanie około sześciu prób.

Na podstawie wyników badań wykonuje się wykres zależności ciężaru objętościowego szkieletu gruntu od wilgotności. Maksimum wykresu ustala największy ciężar objętościowy szkieletu gruntu, czyli maksymalną gęstość, którą można otrzymać danej pracy zagęszczającej, i odpowiadającą wilgotność, która będzie optymalną wilgotnością dla danego gruntu.

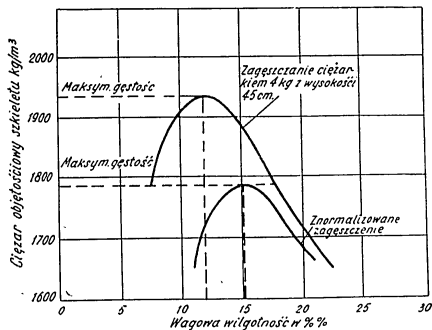
Jeżeli na odcinku robót znajduje się grunt składający się z kilku rodzajów gruntów, należy takie doświadczenia i ustalenie zależności gęstości od wilgotności wykonywać osobno dla każdego rodzaju gruntu.

Zagęszczenie próbki gruntu przy badaniu znormalizowanym wykonuje się przy użyciu energii mechanicznej, uzyskanej w wyniku powtarzanych uderzeń ciężaru o określonej wadze, spadającego z pewnej wysokości. Przy zużyciu większej ilości energii mechanicznej oczywiście możliwe jest uzyskanie większego zagęszczenia.

Jako przykład na rysunku 67 podane są dwa wykresy zależności gęstości od wilgotności dla tego samego gruntu, lecz przy różnych ilościach zużytej energii mechanicznej przy zagęszczeniu. Dolny wykres sporządzony został na podstawie znormalizowanego sposobu zagęszczania przy ciężarku o wadze 2,5 kg i wysokości spadania 30 cm; górny wykres przy ciężarku 4 kg i wysokości spadania 45 cm, to znaczy przy zużyciu 2,4 raza większej ilości mechanicznej energii. Jak wynika z wykresu, największa gęstość

w drugim przypadku jest większa, najkorzystniejsza zaś wilgotność jest mniejsza niż przy znormalizowanym sposobie zagęszczenia.

Stąd wynika bardzo ważny praktycznie wniosek: jeżeli zagęszczanie gruntu wykonuje się przy wilgotności niższej od optymalnej, dla uzyskania żądanej gęstości konieczne jest zużycie znacznie większej ilości energii mechanicznej zagęszczającej. Na przykład według danych Iwanowa*



Rys. 67. Wpływ zagęszczającego wysiłku na maksymalną gęstość i optymalną wilgotność

zmniejszenie wilgotności o 3% może spowodować zwiększenie zużycia pracy mechanicznej jako zwiększenie ilości przejeżdżających maszyn dwukrotnie dla zwilżonych gruntów i półtorakrotnie dla sypkich gruntów lub wymaga użycia odpowiednio cięższych maszyn zagęszczających.

Dlatego przy przesuszonym gruncie właściwe jest przed zagęszczeniem poleć grunt wodą dla doprowadzenia wilgotności do optymalnego stopnia.

Badanie prawej strony wykresu (rys. 67) wskazuje, że obie krzywe w dolnej części zbliżają się do siebie. Stąd można wyciągnąć drugi ważny praktyczny wniosek, że o ile wilgotność gruntu jest większa od optymalnej, to zużycie nawet bardzo dużych wysiłków zagęszczających lub pracy mechanicznej zagęszczania nie zapewniają otrzymania największej gęstości.

Jedynym wyjściem praktycznym dla zagęszczenia zbyt wilgotnych gruntów jest uprzednie ich przesuszenie w celu doprowadzenia ich do stopnia optymalnej wilgotności.

Powyżej stwierdzono ważną rolę, jaką spełnia woda fizycznie związana (woda błonkowa) w czasie pracy nad zagęszczaniem gruntu; ilość fizycznie związanej wody w różnych gruntach nie jest jednakowa i zależy od łącznej powierzchni cząstek gruntowych w jednostce objętości gruntu, stąd i wiel-

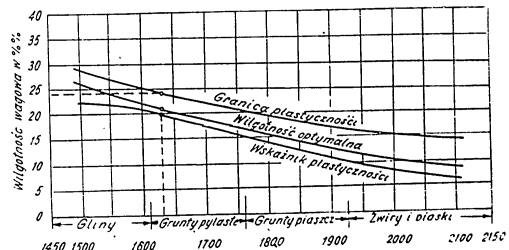
* N. I w a n o w, Uplotnienie doroznych nasypiej pri postrojkie usowierszenstwownoj dorogi w odin sezon. Materialy 3-ej Wsiesojuznoj Nauczno-issledowatejskiej konferencij DORNII, 1940.

kość optymalnej wilgotności zmienia się w zależności od łącznej wielkości powierzchni cząstek gruntu w jednostce objętości: od najmniejszej w gruntach sypkich i mniej spoiwych do największej w gruntach gliniastych.

Przybliżone wielkości optymalnej wilgotności znajdują się zwykle w granicach poniższych danych*:

dla piasków	7 — 11%
dla piaszczysto-pylastych i piaszczystych drobnoziarnistych gruntów	10 — 16%
dla piaszczystych gruntów	9 — 14%
dla pylastych i pylasto-gliniastych gruntów	16 — 22%
dla gliniastych gruntów	13 — 19%
dla ciężkich gliniastych i glin	18 — 24%

Wartości optymalnej wilgotności określane sposobem znormalizowanego zagęszczania są dość zbliżone do granicy plastyczności dla gruntów spoiwych; dla gruntów sypkich, jak wynika z doświadczeń, optymalna wilgotność stanowi 0,65—0,70 od granicy płynności. Dla zobrazowania związku między granicą plastyczności i optymalną wilgotnością na rysunku 68 podane są wykresy obrazujące zmienność tych wielkości dla różnych gruntów.



Rys. 68. Zależność pomiędzy granicą plastyczności a wilgotnością optymalną

Co się tyczy przybliżonej wartości największej gęstości, to może ona łatwo być określona, o ile znana jest wielkość optymalnej wilgotności

$$\delta = \frac{\Delta - \Delta n}{1 + \Delta w}$$

gdzie: Δ — ciężar właściwy gruntu; średnio wynosi on 2,65 dla sypkich gruntów i 2,68 — dla plastycznych;

w — optymalna wilgotność;

n — objętość powietrza w porowatościach nie napełnionych wodą; średnio wynosi ona od 1 — 3% objętości gruntu.

* Techniczeskije prawila wozwiedienija ziemlanog polotna awtomobilnych dorog. 1946.

Przybliżone wartości maksymalnej gęstości dla różnych gruntów przedstawiają się jak następuje:

dla płasków o równym uziarnieniu	1,55 — 1,70 g/cm ³
dla płasków o różnym uziarnieniu	1,70 — 1,90 „
dla piaszczystych gruntów	1,70 — 1,95 „
dla pylastych gruntów	1,60 — 1,80 „
dla gliniastych gruntów	1,60 — 1,85 „
dla glin	1,50 — 1,65 „

W budownictwie lotnikowym przy zagęszczaniu gruntów zarówno w nasypach, jak i wykopach należy dążyć do uzyskania największej gęstości, określanej sposobem znormalizowanego zagęszczenia. Jednak taką gęstość nie zawsze daje się otrzymać, szczególnie w razie braku właściwych maszyn zagęszczających. Dlatego praktycznie dla budownictwa lotnikowego ustalono pewne dopuszczalne odchylenia od największej gęstości.

Przy zagęszczaniu gruntów w korycie DS, w nasypach, jak i w wykopach, w górnych warstwach do głębokości 0,6 m powinna być osiągnięta gęstość nie mniejsza niż 95%, w głębszych warstwach — nie mniej niż 90% największej gęstości, określonej według sposobu znormalizowanego zagęszczenia. Dla niskich nasypów pod nawierzchniami obowiązuje dla całej masy nasypów gęstość nie mniejsza niż 95% gęstości maksymalnej.

Dla nasypów na darniowych powierzchniach pola wlotów sztuczne zagęszczenie wymagane jest w mniejszym stopniu niż w korytach nawierzchni, ponieważ naturalne osiadanie wielkości kilku centymetrów na tych powierzchniach nie ma znaczenia. Zagęszczenie to jednak nie może wynosić mniej niż 90% największego zagęszczenia określonego sposobem znormalizowanym. Dla pasów podejścia we wszystkich przypadkach wymagane jest zagęszczenie nie mniejsze niż 85% maksymalnego.

Należy podkreślić, że osiągnięcie zagęszczenia 95% maksymalnego samo w sobie nie jest miernikiem dostatecznej trwałości naturalnego podłoża, gdyż przy tej samej gęstości 95% gęstości znormalizowanej oksydacja dla różnych gruntów mogą być różne.

Zależnie od tego, w jakim stopniu sztuczne zagęszczenie podłoża zostało wzięte pod uwagę przy projektowaniu samej konstrukcji nawierzchni, w szeregu przypadków może być konieczne zagęszczenie większe niż 95% największej gęstości osiągniętej metodą znormalizowanego zagęszczenia, a nawet przekraczać 100% w przypadku posiadania odpowiedniego sprzętu na budowie. Wobec tego wskazane wyżej tolerancje mogą być traktowane tylko jako tymczasowe.

W szczególności przy zastosowaniu ciężkich walców na pneumatykach może być osiągnięte zagęszczenie większe od 95% największego określonego metodą znormalizowaną. Przy posiadaniu tego rodzaju walców określenie największej gęstości i optymalnej wilgotności, przy użyciu urządzeń znormalizowanych, wypada określać za pomocą ciężarka 4 kg, a nie 2,5 kg, przy wysokości spadania 45 cm, a nie 30 cm.

Właściwości sprzętu używanego do zagęszczania gruntów

Do zagęszczania gruntów stosowane są: walce gładkie przyczepne i samobieżne, walce okolkowane, walce na pneumatykach i oponach pełnych, ubijaki spalinowe (zabki), płyty ubijające i ciężkie powierzchniowe wibratory. Każdy z podanych rodzajów maszyn i urządzeń posiada określone możliwości zagęszczenia.

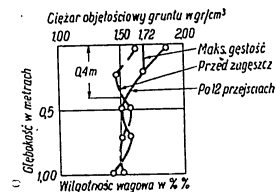
Ważnymi cechami zagęszczania są: głębokość warstwy, którą można

zagęścić do wymaganego stopnia, równomierność osiaganego zagęszczenia na całej głębokości danej warstwy i wydajność.

Przyczepne gładkie walce zasadniczo zagęszczają powierzchniową warstwę, głębiej zagęszczenie raptownie maleje. Na przykład głębokość warstwy, którą daje się zagęścić do największej gęstości za pomocą gładkich przyczepnych walców, nie przekracza 10—15 cm nawet przy dziesięciu przejściach walca.

Często jednak za pomocą przyczepnych pięcioletowych walców nie daje się osiągnąć gęstości większej niż 87—92% największej.

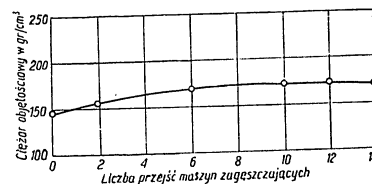
Dziesięcioletowe samobieżne walce dają nieco lepsze rezultaty. Na rysunku 69 podany jest jeden z typowych wykresów, określających głębokość zagęszczającego działania dziesięcioletowego samobieżnego walca po dwunastu przejściach; głębokość ta dochodzi do 40 cm. Jednak głębokość warstwy zagęszczonej do największej gęstości (1,72) i w tym przypadku nie przekracza 20 cm. Łatwo zauważyć, że zagęszczenie nawet dziesięcioletowym walcem nie zapewnia równomierności zagęszczenia na głębokość.



Rys. 69. Stopień zagęszczenia według głębokości przy zagęszczaniu 10-tonowym walcem samobieżnym

Największy skutek osiąga się po pierwszych przejściach walca.

Na przykład dla gruntów pylasto-gliniastych według doświadczeń Iwanowa i Tielegina największy zagęszczający skutek osiąga się już po 6—8 przejściach (rys. 70). Dalsze zwiększenie ilości przejść wzrostu zagęszczenia nie powoduje.

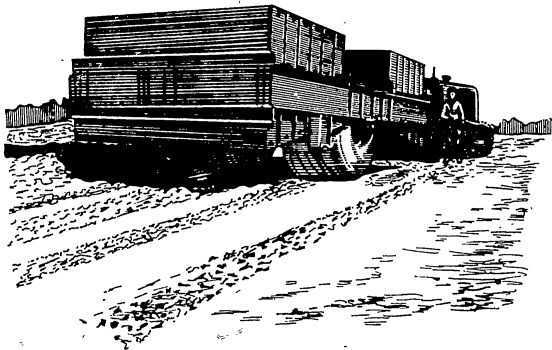


Rys. 70. Wpływ ilości przejść walców na zagęszczenie gruntów gliniasto-pylastych

Walce okolkowane powodują taką samą głębokość zagęszczenia jak i walce motorowe, lecz o bardziej równomierniej gęstości według głęboko-

ści; walce okolkowane są jednocześnie i bardziej wydajne. Jednak górne warstwy do głębokości 15 cm stają się najmniej zagęszczone ze względu na spulchniające działanie kolków przy wychodzeniu ich z gruntu. Przez tę właściwość walce okolkowane zasadniczo różnią się od gładkich. W piaszczystych gruntach poważny wzrost zagęszczenia osiąga się już po czterech przejściach, a dalsze przejścia nie powodują znaczącego zwiększenia zagęszczenia.

W gruncie pylasto-gliniastym zwiększenie ilości przejść powoduje wzrost zagęszczenia na pewnej głębokości, przy trwającym jednak spulchnieniu górnej dziesięciocentymetrowej warstwy.



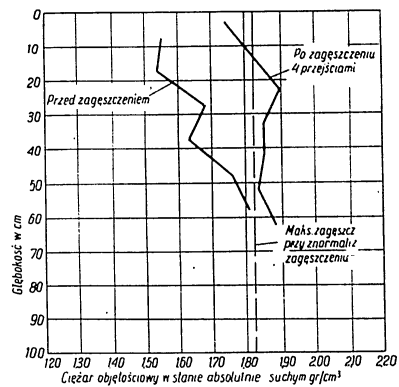
Rys. 71. Walec na oponach pneumatycznych

Walce na oponach pneumatycznych (rys. 71) korzystnie odróżniają się od wszystkich innych walców zarówno co do głębokości zagęszczanej warstwy, jak i równomierności zagęszczenia. Na rys. 72 podany jest wykres zmienności zagęszczenia gruntu po uwalowaniu 50-tonowym walcem na oponach pneumatycznych z ciśnieniem w oponach 4,5 kg/cm².

W całej grubości zagęszczanej warstwy otrzymuje się prawie jednakoową gęstość, zbliżoną lub większą od największej określonej metodą znormalizowaną. Zagęszczające działanie walca na oponach pneumatycznych sięga głębokości 60—65 cm i gęstość do głębokości 50 cm waha się w granicach 95—105% największej gęstości. W zależności od rodzaju gruntu dla otrzymania takiej gęstości potrzeba 4 do 8 przejść. Optymalna wilgotność dla zagęszczenia tymi walcami jest o około 2% mniejsza od optymalnej wilgotności określonej metodą znormalizowaną. Ostatnie wyniki są zrozumiałe, gdyż w związku z powiększaniem pracy zagęszczającej, jak wyżej zauważono, wielkość optymalnej wilgotności zmniejsza się.

Przy przekroczeniu optymalnej dla danego walca wilgotności o 2—4% zauważono powstawanie kolein, które w związku z tym są pośrednim sprawdzianem zbytnej wilgotności gruntu. Najkorzystniejsze ciśnienie

w oponach wynosi około 4,5 kg/cm². Zwiększenie ciśnienia prawie nie wpływa na głębokość zagęszczenia, gdyż następuje jednocześnie zmniejszenie się powierzchni nacisku i nawet tworzenie się kolein, co wpływa na obniżenie gęstości górnych warstw.



Rys. 72. Stopień zagęszczenia według głębokości przy uwalowaniu 50-tonowym walcem na oponach pneumatycznych

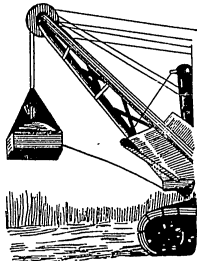
Ważnym szczegółem dotyczącym walców na oponach pneumatycznych jest ich wrażliwość na oddzielne gniazda słabszych gruntów na zagęszczanym odcinku. Ze względu na elastyczność opon gniazda te odkształcają się (osiadają) więcej niż otaczające je bardziej zagęszczone polacie. W ten sposób po przejściu walca można sądzić o stopniu jednolitości naturalnej gęstości gruntów. Pozwala to w razie konieczności odpowiednio zwiększyć ilość przejść na słabszych miejscach.

Walce na oponach pneumatycznych, w porównaniu z innymi rodzajami walców, stawiają znacznie mniejsze opory ruchowi postępowemu. W związku z tym użycie walców na oponach pneumatycznych powoduje i dalsze ekonomiczne wyniki. Przy tej samej sile pociągowej (CzTZ—S-60), którą zużywa się i dla gładkich, i dla okolkowanych walców, osiąga się znacznie większą gęstość na głębokość 2,5 raza większą.

Ubijające płyty (rys. 73) zagęszczają grunt na znacznej głębokości. Znamienne są doświadczenia z płytą o wielkości 0,75 × 0,75 m i wadze 1 500 kg, zmontowanej na koparce „Komsomolec”. Po pięciu uderzeniach z wysokości 1 m w pylastych gruntach żądane zagęszczenie otrzymywano do głębokości 0,6—0,7 m, po trzech uderzeniach z wysokości 2 m — do głębokości 0,7—0,9 m. Na podstawie tych samych doświadczeń ustalono,

że dla zagęszczenia gliniastych gruntów do wymaganych granic za pomocą płyty ubijającej trzeba zużyć na 1 m³ około 20 tm pracy mechanicznej, dla ciężkich gruntów — o 50% więcej, dla lżejszych — o 25% mniej.

Bardzo skutecznym środkiem dla zagęszczania gruntów niespoistych są ciężkie powierzchniowe wibratory (gąsienicowe lub typu wibrującego czoł-



Rys. 73. Płyta ubijająca zmontowana na koparce

gu). W zależności od wagi, powierzchni dotyku, liczby drgań wibratora głębokość zagęszczania stanowi od 1,0 do 2,5 m, a wydajność od 1 000 do 3 000 m² na zmianę.

Tabela 17

Zagęszczające maszyny	Grubość warstwy nasypu w zagęszczonym stanie m	Przybliżona ilość przejeżdż w każdym miejscu	Wydajność w ciągu 8 godz. pracy m ²
5 — tonowy gładki wałek potężny po 3 szt.	0,10 — 0,15	6 — 10	800 — 1000
10 — tonowy wałek samobieżny	0,20 — 0,30	5 — 8	300 — 500
Wałek okółkowany potężny po 2	0,20 — 0,30	5 — 8	1200 — 2000
Ubijająca płyta o ciężarze 1 000 kg i wymiarze 0,75 x 0,75 m przy spadaniu z wysokości 1 m	0,60 — 0,70	5	400
To samo przy wys. 2 m	0,70 — 0,90	3	500
Wałek 50 — tonowy na oponach pneumatycznych	0,50 — 0,60	4 — 8	
Powierzchniowy wibrator na gąsienicach	1,0 — 1,50	3 m/min.	1000
Czołg wibrujący	2,5	1 m/min.	3000
Ubijak spalinowy 500 kg	0,3 — 0,5	3 — 4	160
To samo 1 000 kg	0,35 — 0,65	3 — 4,	280

Zestawienie wydajności i danych zasadniczych wyżej opisanych środków zagęszczających podane jest w tabeli 17.

Większe wartości liczby przejeżdż (uderzeń) odnoszą się do gliniastych gruntów, mniejsze — do piaszczystych. Wszystkie dane odpowiadają wa-

runkom zagęszczenia przy optymalnej wilgotności. Przy wilgotności niższej od optymalnej konieczna jest 1,5 do 2 razy większa ilość przejeżdż dla otrzymania niezbędnej gęstości.

Wykonanie robót zagęszczania gruntu

Sposoby wykonania robót zagęszczania gruntu nie mogą być zawsze jednakowe i powinny ściśle odpowiadać miejscowym warunkom gruntowym.

Dlatego też jednym z najważniejszych warunków właściwego stosowania sposobów zagęszczania jest przeprowadzenie dokładnych wstępnych badań laboratoryjnych i polowych w zakresie zagęszczenia odnośnych gruntów. Na podstawie tego powinno się dla każdej budowy ustalać kolejność wykonania robót, rodzaje środków zagęszczających, ilość ich przejeżdż, jak również sposoby doraźnej kontroli na budowie.

Przedmiotem badań laboratoryjnych są:

- określenie rodzaju gruntów podlegających zagęszczeniu (według stopnia plastyczności i granulacji);
- określenie wilgotności i gęstości gruntu w naturalnym stanie;
- określenie optymalnej wilgotności i największej gęstości przy pomocy znormalizowanego sposobu zagęszczania.

Powyższe badania powinny być wykonane dla każdego rodzaju gruntu znajdującego się na zagęszczanym odcinku, przy wykonywaniu zaś nasypów z ukopów — dla każdego rodzaju gruntu w ukopie.

Wstępne polowe badania zagęszczenia wykonuje się na specjalnym badawczym odcinku na miejscu robót, na powierzchni około 100 x 100 m; wykonuje się próbne zagęszczanie różnymi środkami będącymi w dyspozycji budowy i określa się stopień zagęszczenia, osiągnięty przez każdy z tych środków po 2, 4, 6, 8, 10 i większej ilości przejeżdż. Na podstawie zestawienia wyników ustala się, przy którym z posiadanych środków osiąga się żądane zagęszczenie przy najmniejszym zużyciu energii na 1 m³ zagęszczanego gruntu. Za wskaźnik ekonomiczny może być przyjęte względne zużycie pracy mechanicznej na 1 m³ zagęszczanego gruntu:

$$\eta = \frac{\Sigma Pl}{sh} \frac{\text{kgm}}{\text{m}^3}$$

gdzie: P — siła pociągowa;

l — łączna długość przejeżdż po powierzchni;

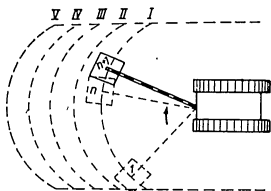
s — powierzchnia zagęszczanego odcinka;

h — głębokość warstwy gruntu (m), w granicach której osiąga się żądane zagęszczenie gruntu.

Dla zagęszczenia zwięzłych gruntów, przeważnie celowe jest stosowanie wałków okółkowanych i wałków na oponach pneumatycznych. Jeżeli ciężar okółkowanego wałka odpowiedni jest dla danego rodzaju gruntu, to już przy sześciu, najwyżej ośmiu przejeżdżach osiąga się pożądane zagęszczenie przy optymalnej wilgotności gruntu. Wskutek dalszego wałowania i dalszego zwiększania się gęstości gruntu kółki wałka coraz mniej zagłębiają się w grunt; dowodzi to, że zostaje uzyskana granica osiągalnego zagęszczenia za pomocą okółkowanego wałka w danych warunkach gruntowych. Ponieważ górna warstwa gruntu po uwalowaniu wałcem okółkowanym jest spulchniona, zagęszczanie powinno być zakończone przejściami gładkich

przyczepnych lub samobieżnych walców. Średnia szybkość ruchu walców waha się w granicach 4—5 km/godz. Walowanie powinno być prowadzone z przekryciem sąsiedniego pasa na 10—15 cm.

Zastosowanie walców okolkowanych dla zagęszczenia piasków jest mało skuteczne, gdyż kolki wchodzą na całą głębokość i nacisk walca przekazywany jest na grunt całą powierzchnią walca. Również mało skuteczne jest zastosowanie okolkowanych walców w gruntach kamienistych, gdyż kolki, trafiając na poszczególne kamienie, prawie wcale nie przenikają do gruntu. Dla zagęszczania tego rodzaju gruntów najbardziej właściwe jest stosowanie urządzeń wibracyjnych, walców na oponach pneumatycznych, z braku takich — ciężkich, gładkich walców o ciężarze nie mniejszym od 10 t. Piaski powinny być wstępnie zagęszczone na powierzchni (aby uniknąć usuwania się gruntu spod walca) za pomocą lekkich walców.



Rys. 74. Schemat zagęszczenia nasypu płytą ubijającą

Dla zagęszczania piaskowych i kamienistych gruntów szczególnie korzystne jest stosowanie płyt ubijających zmontowanych na koparce. Zagęszczanie dokonuje się na pasach nieco węższych niż podwójna długość wysięgnika koparki (rys. 74) ze stopniowym przesuwaniem koparki do przodu na odległość równą szerokości płyty.

We wszystkich przypadkach, w razie posiadania ciężkich walców na oponach pneumatycznych, stosowanie ich daje bardzo dobre wyniki.

Dużą uwagę podczas zagęszczania należy zwracać na wilgotność gruntu. Przy wilgotności większej od optymalnej można uzyskać pożądaną wilgotność przez spulchnianie i przesuszanie górnych warstw gruntu, z późniejszym przemieszaniem ich z wilgotniejszą poniżej leżącą warstwą gruntu. Niekiedy, przy zagęszczaniu pylastych gruntów i ciężkich gliniastych, grunt przy zagęszczaniu „sprężynuje” wykazując znaczne ugięcie przy przechodzeniu walca i wracając do pierwotnego poziomu po przejściu walca. Zjawisko to świadczy o zbyt dużej wilgotności dolnych warstw gruntu. W podobnych przypadkach konieczne jest wstępne osuszenie gruntu, zderowanie go dla usunięcia nadmiaru wody lub wymiana gruntu na bardziej suchy. Grunt użyty do wymiany powinien być tego samego rodzaju co i wymieniany, co się robi w celu uniknięcia powstawania różnic w wilgotności i nośności przy różnych gatunkach gruntu. Ogólnie należy stwierdzić, że walowanie wilgotnego glastycznego gruntu nie daje dobrych rezultatów i o ile nie ma możliwości znacznego zmniejszenia stanu jego nawilgocenia, lepiej wymienić grunt. Wymianę gruntu należy wykonywać w suchej porze roku.

Przy wilgotności gruntu mniejszej od optymalnej niezbędne jest dodatkowe nawilgocenie; w tym celu należy wykorzystywać deszcz lub nawet sztucznie dokonać nawilgocenia przy użyciu polewaczek. Przed tym wskazane jest przepuścić walec okolkowany w celu stworzenia warunków dla lepszego zatrzymania się wody w gruncie.

Z tych właśnie względów, aby uniknąć zbytecznego wysychania gruntu w wykopach koryta dla nawierzchni ulepszonych, walowanie koryta właściwiej wykonywać bezpośrednio po zakończeniu wykopu i plantowania. Podobnie przy wykonywaniu nasypów zagęszczenia należy dokonywać niezwłocznie po wylądunku gruntu.

Przy zagęszczaniu nasypów, zarówno na gruntowych polacich pola wzdłuż jak i w podłożach ulepszonych nawierzchni, szczególnie ważne jest przestrzeganie zachowania określonej grubości zagęszczanej warstwy. Zwiększenie grubości układanej warstwy wiąże się ze zwiększaniem się ilości pracy mechanicznej dla właściwego zagęszczenia. Jest to oczywiste w związku ze znaną regułą w mechanice gruntów, że energia niezbędna dla zagęszczenia gruntu wzrasta prawie proporcjonalnie do kwadratu liczby wyrażającej zwiększenie grubości zagęszczanej warstwy. Przy tych samych środkach, na przykład przy gładkich walcach o ciężarze 10 ton, dla uzyskania równorzędnego zagęszczenia w warstwie o grubości 30 cm niezbędna jest czterokrotnie większa ilość przejeżdżających niż w warstwie 15 cm grubości, czyli dwukrotnie większa ilość przejeżdżających przy równej objętości gruntu.

Dla gładkich walców grubość warstwy w stanie spulchnionym nie powinna przekraczać 25 do 15 cm, dla okolkowanych — 25—30 cm, dla walców na oponach pneumatycznych o ciężarze 50 t — do 60—70 cm.

Dla zaoszczędzenia pracy mechanicznej na sztuczne zagęszczanie duże znaczenie posiada wykorzystanie zagęszczenia wykonywanego przez środki transportowe, użyte do przewożenia gruntu, co jest szczególnie charakterystyczne dla ciężkich zgarniarek. Kierując ruch tych środków równomiernie po powierzchni wykonywanego nasypu, można osiągnąć znaczne zagęszczenie gruntu już w okresie układania nasypu. Uwidocznione jest to wyraźnie na rysunkach 75, 76, na których, na podstawie doświadczalnych danych budownictwa drogowego, przedstawione są wykresy zagęszczenia gruntu w nasypie wykonanym za pomocą zgarniarki o pojemności 5—6 m³ (rys. 75) i za pomocą zgarniarki z rozrównywaniem spycharkami (rys. 76).

Polowa kontrola zagęszczenia

Celem polowej kontroli zagęszczenia jest sprawdzenie:

a) wilgotności, przy której dokonuje się zagęszczenia, i porównanie jej z optymalną dla danego rodzaju gruntu;

b) gęstości osiaganej w czasie dokonywania zagęszczenia i porównanie jej z żądaną.

Sprawdzenie wilgotności przeprowadza się ogólnie znanymi sposobami laboratoryjnymi lub polowymi przyspieszonymi*.

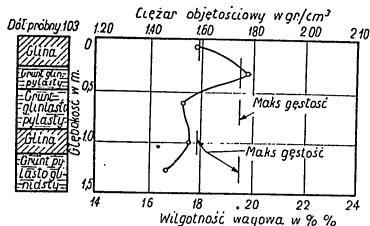
Sprawdzenia gęstości w warunkach polowych dokonuje się przez określenie ciężaru objętościowego szkieletu gruntu na próbkach pobieranych bezpośrednio z zagęszczanego odcinka. Ciężar objętościowy szkieletu w danej próbce gruntu równa się:

$$\delta_1 = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (28)$$

* Na przykład Bezruk, Laboratornye metody ispytaniy gruntov, 1946.

gdzie: δ_1 — ciężar objętościowy szkieletu gruntu;
 γ — ciężar objętościowy badanej próbki wilgotnego gruntu;
 w — wagowa wilgotność próbki.
 Stosunek δ_1 do największej gęstości δ_0 według znormalizowanego sposobu określenia gęstości określa stopień osiągniętego zagęszczenia:

$$k_1 = \frac{\delta_1}{\delta_0}$$

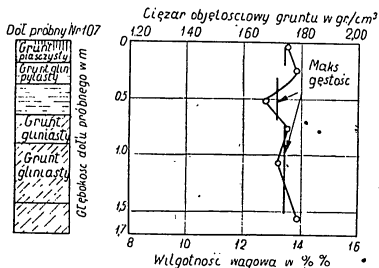


Rys. 75. Wpływ zagęszczający zgnariarek

Jeżeli zagęszczenie gruntu jest dostateczne, stosunek ten powinien odpowiadać żadanemu współczynnikowi zagęszczenia k_0 , lub być większy:

$$k_1 > k_0$$

Jeżeli $k_1 < k_0$, świadczy to, że grunt musi być jeszcze bardziej zagęszczony.



Rys. 76. Zagęszczający wpływ zgnariarek i spycharek

Jak wynika ze stosunku według wzoru (28), dla określenia stopnia zagęszczenia konieczna jest znajomość ciężaru objętościowego γ badanej próbki gruntu.

Ciężar ten można określić za pomocą każdego dostępnego w polowych warunkach sposobu.

Najodpowiedniejsze są metody cylindra i metoda piasku.
 Określenie ciężaru objętościowego przy użyciu cylindra polega na pobraniu próbki gruntu w kształcie walca o określonej objętości. Z powierzchni, z której pobiera się próbkę, usuwa się górną warstwę o grubości 5–10 cm. We wgłębieniu ustawia się walec o ostrych, tnących krawędziach, o określonej objętości 500 lub 1000 cm³. Na walcu ustawia się metalową główkę i walec wciska się w grunt.

W celu ułatwienia wciskania walca w grunt, w razie potrzeby, grunt naokoło walca odkopuje się nożem. Po zagłębieniu walca na pełną głębokość, podcina się grunt z dołu nożem gruntowym, po czym usuwa się nadmiar gruntu z górnej i dolnej powierzchni walca. Po zważeniu określa się ciężar objętościowy:

$$\gamma = \frac{P_1 - P_2}{V}$$

gdzie: γ — ciężar objętościowy gruntu;
 P_1 — ciężar próbki z walcem stalowym;
 P_2 — ciężar walca;
 V — objętość walca.

Określenie ciężaru objętościowego γ przy użyciu piasku polega na pobraniu próbki gruntu z dolka wykopanego w badanym gruncie.

Z powierzchni gruntu uprzednio również zdejmuję się wierzchnią warstwę; dokładnie wybrany z dolka grunt odkłada się do naczynia w celu ustalenia jego ciężaru, po czym dla określenia objętości dolka wysypuje się do niego czysty, wysuszony piasek z naczynia mieszającego określoną, zważoną jego ilość. Wsypywanie dokonuje się przez lejek utrzymywany na stałej wysokości ponad powierzchnią piasku w dolku.

Określenie objętości gruntu wybranego z dolka, wykonuje się według ciężaru wysypanego piasku. Upřednio powinien być określony ciężar objętościowy piasku.

Kontrola wilgotności i gęstości na budowie musi być prowadzona systematycznie. Na każdym odcinku, który podlega zagęszczeniu, przed jego rozpoczęciem powinna być określona wilgotność gruntu i porównana z optymalną. Czynności te należy powtarzać przy każdej zmianie warunków zagęszczenia, jak zmiana warunków atmosferycznych, zmiana rodzaju gruntu w nasypie itd. Kontrola gęstości w nasypach musi być dokonywana w każdej warstwie nasypu, w korytach zaś dla ulepszonych nawierzchni — na każdym odcinku przygotowywanym dla układania nawierzchni.

Bardzo ważne dla kontroli zagęszczenia są wstępne badania zagęszczenia na doświadczalnym odcinku, o czym już powyżej wspomniano. Jeżeli we wstępnych badaniach ustalono liczbę niezbędnych przejść zagęszczających maszyn, kontrola liczby przejść pozwala zmniejszyć do minimum ilość prób wilgotności i gęstości, a mianowicie na początku walowania i po jego ukończeniu w każdej zagęszczanej warstwie.

Rozdział VIII

ROBOTY PLANTACYJNE

Celem robót plantacyjnych jest uzyskanie równej powierzchni pola wlotów. Rozróżnia się dwa rodzaje tych robót.

Pierwszy, w przypadku braku głębszych robót ziemnych, polega na wyrównaniu drobnych falistości terenu (w granicach głębokości 10—15 cm) z częściowym przesunięciem mas ziemnych, jak np. ścinka nieznacznych wzniesień, kęp, zasypianie drobnych zapadnięć, niecek, płytkich rowów, zniesienie polnych i gruntowych dróg oraz inne podobne roboty.

Ten rodzaj robót plantacyjnych jest dość pracochłonny i w większym lub mniejszym stopniu potrzebny przy budowie każdego lotniska, niekiedy na znaczniejszych powierzchniach lub tylko na niewielkich przestrzeniach zerowych robót na granicach wykopów i nasypów.

Drugim rodzajem robót plantacyjnych jest plantowanie z grubsza odcinków wykopów po wykonaniu na nich głębokich robót ziemnych, wyrównywanie gruntu na powierzchni nasypów i ostateczne wykończenie powierzchni pola wlotów po zakończeniu robót ziemnych i ułożeniu na nim warstwy humusu.

Wszystkie roboty plantacyjne wykonywane są z zasady mechanicznie, przeważnie za pomocą równiarek. Zasadnicze dane techniczne i eksploatacyjne używanych równiarek podane są w tabeli 18.

Tabela 18

Określenia	Typy maszyn			
	Jednostki wymiar.	D—20	D—165	D—144
Typ równiarki		przyczepna	przyczepna	samobieżna
Ciągnik		S — 80	S — 80	silnik KDM
Długość łomiesza	m	3,66	3,66	46 — 93 KM
Długość łomiesza z przedłużaczem	m	4,50	—	3,70
Wysokość łomiesza	m	0,49	0,56	0,64
Największa głęb. poboru	m	0,30	0,30	0,30
Ciężar	kg	4200	6200	12000
Obrys (długość z dyszem, szerokość, wysokość)	m	9,10x2,95x2,35	9,90x3,02x2,34	8,20x2,47x2,77
Średnia wydajność	m ³ godz.	180 — 250	—	600 — 800

PLANTOWANIE POWIERZCHNI OBSZARÓW ROBÓT ZEROWYCH

Roboty plantacyjne na powierzchni obszarów robót zerowych wykonywane są zwykle w dwóch fazach. W pierwszej fazie wykonuje się plantowanie odcinka z grubsza, przy czym usuwane są nierówności widoczne na oko. W drugiej, końcowej fazie wykonuje się ostateczne wygładzenie powierzchni według danych niwelacyjnych.

Roboty te na polu wlotów wykonywane są bez uprzedniego zdjęcia warstwy humusowej.

Na odcinkach dobrze zadarnionych dla zachowania darniny plantowanie przeprowadza się tylko na oddzielnych działkach, falistość których nie odpowiada wymaganym warunkom.

Plantowanie na gruntach ornych oraz na gruntach pierwszej i drugiej kategorii przeprowadza się bez uprzedniego przygotowania odcinka robót. Przy plantowaniu calizn III kategorii lub mocno zadarnionym powierzchni niezbędne jest uprzednie spulchnienie i rozdrobnienie gruntu plugami lub spulchniaczami. Spulchnianie gruntu przeprowadza się na niewielką głębokość (10—15 cm), aby wykluczyć wydobywanie się kultywatorami lub bronami.

Przy plantowaniu w ciężkich warunkach, w gruntach III i IV kategorii i na odcinkach, z których został usunięty las lub krzaki lub w znacznym stopniu pokrytych kamieniami, wykonuje się uprzednio orkę gruntu, w celu wydobywania na wierzch resztek korzeni drzew lub krzaków.

Dla plantowania powierzchni obszarów robót zerowych stosuje się samobieżne równiarki, ciężkie przyczepne równiarki i mentenery ciężkiego typu. Plantowanie oddzielnych działek w miejscach, w których zachodzi konieczność zachowania darniny, zwykle wykonuje się ręcznie, z warunkiem że są to małe powierzchnie.

Największą wydajność maszyn do plantowania osiąga się na odcinkach co najmniej o długości 300—500 m i o szerokości nie mniejszej od 100 m, dlatego też plantowanie powierzchni obszarów robót zerowych na każdym odcinku wykonuje się od razu na całej powierzchni. Stosowane schematy pracy pokazane są na rysunku 77.

Przy każdym następnym przejściu maszyna plantująca pokrywa częściowo ślad przejścia poprzedniego; szerokość pokrycia wynosi średnio 15—20 cm.

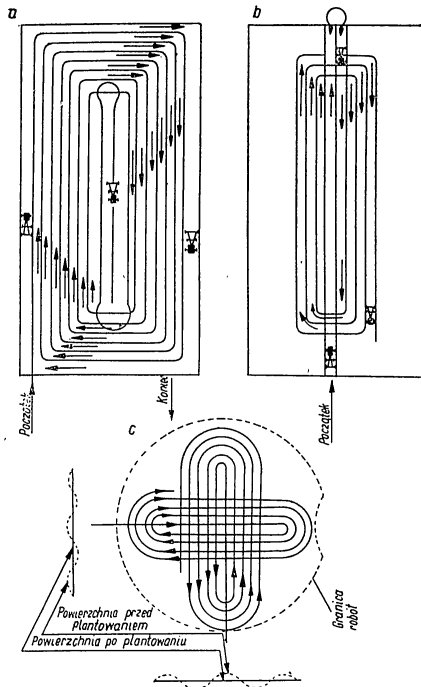
W celu splantowania powierzchni obszarów robót zerowych konieczne jest wykonanie kilku powtarzanych przejść maszyn do plantowania po jednym śladzie. W łatwych warunkach potrzebne są 1—2 przejścia, w średnich warunkach — 3—4 przejścia i w ciężkich warunkach — 4—5 przejść równiarki.

W razie konieczności stosowania kilkakrotnych przejść wykonuje się je w kierunkach do siebie prostopadłych (rys. 77 c).

Pierwsze i ostatnie przejście wykonuje się w kierunku osi podłużnej pola wlotów.

Po wstępnym splantowaniu odcinka, dokonany w ciągu pierwszych przejść maszyn równających, wykonuje się walowanie powierzchni wałcami, po którym łatwo stwierdzić niedokładności podlegające usunięciu.

Ostateczne wygładzanie powierzchni, osiągnięte podczas ostatnich przejść maszyn, wykonywane jest przy równocześnie walowaniu aż do momentu otrzymania ostatecznie wygładzonej powierzchni.



Rys. 77. Schematy ruchu plantujących maszyn.

Przy pierwszych przejściach maszyn równających, to znaczy przy wykonywaniu wstępnego plantowania, stosuje się następujące zasady pracy lemieszów równarki. Kąt cięcia ustala się w granicach od 40° do 60° ; mniejsze wartości przyjmowane są dla ciężkich, zwiezłych gruntów, większe — przy pracy równarki w lekkich gruntach. Kąt między położeniem lemieszów a kierunkiem ruchu ustala się w granicach 45° do 60° , przy tym mniejsze kąty stosuje się przy plantowaniu ciężkich gruntów. Kąty między ustawieniem lemieszów a powierzchnią plantowaną zmieniają się przez operacyjne wzniesienia. W czasie wykonywania wstępnego plantowania operator musi uważnie manipulować lemieszem, aby wyrównywać drobne falistości gruntu, opuszczając krawędź lemieszów przy ścinaniu wzniesień i odwrotnie — podnosząc lemiesz przy przechodzeniu nad obniżonym już miejscem.

Przy ostatecznym wygładzaniu powierzchni obszarów robót zerowych stosuje się kąty cięcia mniej ostre (od 50° do 80°), kąty między ustawieniem lemieszów a kierunkiem ruchu — w granicach 60° — 80° .

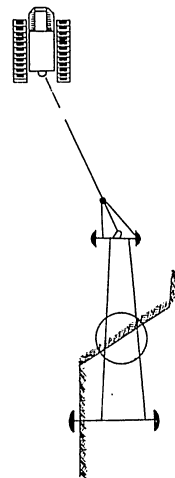
Dla zapobieżenia najezdzaniu tylnego koła równarki na wałek gruntu, spychany przez lemiesz, główna rama równarki przy plantowaniu na powierzchni obszarów robót zerowych przesuwa się w stosunku do kierunku ruchu do ostatecznej możliwości w prawo lub w lewo. Przy ostatecznym plantowaniu powierzchni nie ma konieczności odsuwania lemieszów na bok. Przednie i tylne koła równarki przy robotach plantacyjnych ustawia się prosto, bez nachyleń.

Połączenie równarki z ciągnikiem przy pracy przyцепnych równarek powinno być giętkie, uzyskuje się to przez zastosowanie liny lub łańcucha o długości 7—10 m. Giętkie połączenie równarki z ciągnikiem daje możliwość równarce ze zwrotnym dyszlem przesuwać się po drodze obok drogi ciągnika (rys. 78).

Operator przy takim połączeniu ma możliwość obserwacji terenu przed sobą i może we właściwym czasie odpowiednio reagować na zmiany falistości.

Należy uważać, aby na zakrętach lina nie trafiała pod gąsienice ciągnika.

Przy sztywnym połączeniu równarki z ciągnikiem idącym na przódzie ciągnik przeszkadza operatorowi i zmusza go do patrzenia bezpośrednio „pod lemiesz”, co naturalnie prowadzi do znacznego pogorszenia jakości pracy. Przy pracy w lekkich gruntach, dla zwiększenia wydajności równarki, zwiększa się długość tarczy przez ustawienie przedłużacza przymocowanego do tylnej (w stosunku do kierunku ruchu) części lemieszów i przeciwległej tnącej krawędzi (zwykle do lewej).



Rys. 78. Elastyczne połączenie równarki z ciągnikiem

Przy pracy mentenerami stosuje się takie same sposoby ustawiania tylnego ruchomego lemieszka, jak przy równiarce pracującej w podobnych warunkach.

PLANTOWANIE POWIERZCHNI WYKOPÓW

Roboty plantacyjne na obszarze wykopów wykonywane są po zakończeniu głębszych robót ziemnych, przed ułożeniem warstwy humusowej. Przed plantowaniem na obszarze wykopu przeprowadza się niwelację kontrolną jednym, dwoma ciągami w kierunku zasadniczego spadku terenu w celu określenia ilości i miejsc niedokopania gruntu oraz innych niedociągnięć przy wykonaniu wykopu.

Jeżeli niedokopanie w niektórych miejscach przekracza 10 cm, wykonuje się dodatkowe roboty ziemne, polegające na usunięciu zbędnej warstwy, potem dopiero przystępuje się do robót plantacyjnych.

Porządek pracy robót plantacyjnych, jak również stosowane maszyny i sposoby ustawienia lemieszki i noży niczym się nie różnią od poprzednio opisanych przy wykonywaniu robót plantacyjnych na obszarach robót zerowych, wyjątek stanowi plantowanie wykopów w korytach pasów startowych. Kierunek plantowania w korytach przyjmuje się wzdłuż osi podłużnej pasa; niwelacja kontrolna po zakończeniu zasadniczych robót ziemnych wykonywana jest według siatki kwadratów i we wszystkich punktach zalamań podłużnego i poprzecznych przekrojów.

Przed plantowaniem spulchnia się i rozdrabnia grunt na obszarze wykopów jedynie w przypadku pracy maszyn plantacyjnych na gruntach ciężkich.

W przypadkach kiedy na plantowanej powierzchni wykopów przewidziane jest ułożenie warstwy humusu, ostatecznego wygładzania nie wykonuje się podczas plantowania. Dopiero przy plantowaniu ułożonej już warstwy humusu dokonuje się ostatecznego wykończenia powierzchni.

Do plantowania wykopów wskazane jest obok równiarek użycie mentenerów, które mogą wykonywać odspojenie związłego gruntu na głębokość do 10 cm i po dwóch przejściach dokładnie wyrównują wklęsłości i wypukłości o średnicy do 4 m i głębokości do 25 cm.

PLANTOWANIE POWIERZCHNI NASYPÓW

Roboty plantacyjne w nasypach polegają na rozrównywaniu gruntu przy sypaniu nasypu, wstępnym plantowaniu poszczególnych warstw i ostatecznym wygładzeniu powierzchni nasypów.

Wyrównywanie każdej warstwy przeprowadza się za pomocą spycharek lub równiarek, przesuwających zwaly lub przyny gruntu dowiedzione przez środki transportowe, w celu uzyskania równomiernego rozłożenia każdej warstwy o określonej grubości.

Praca spycharek wykonywana jest przy lemieszku ustawionym na wysokości odpowiadającej grubości wyrównywanej warstwy. Dla wyrównania wystarcza zwykle jedno lub dwa przejścia spycharki w każdym miejscu.

Kąt między położeniem lemieszka a kierunkiem ruchu przy wyrównywaniu lekkich gruntów powinien wynosić 70° do 85°, uzyskuje się wówczas największą wydajność maszyny; w ciężkich gruntach, w zależności od rodzaju gruntu, należy stosować kąt w granicach 45° do 60°.

Kąty cięcia noża spycharki przy wyrównywaniu lekkich i średnich gruntów powinny wynosić od 80° do 90°; przy wyrównywaniu ciężkich gruntów powinny być znacznie mniejsze — w szeregu przypadków do 45°—50°. We wszystkich przypadkach przy rozrównywaniu kąt między ustawieniem noża lemieszka a powierzchnią powinien być równy zeru.

Plantowanie wstępne przeprowadza się po uprzednim rozrównaniu gruntu. Sposoby ustawiania lemieszka spycharki przy plantowaniu gruntu w nasypach pozostają te same co przy rozrównywaniu. Nóż spycharki przy plantowaniu wstępnym powinien być jednak nieco zagłębiony w grunt (3—5 cm), dzięki czemu osiąga się dokładne przemieszanie i splantowanie powierzchni ułożonej warstwy przed rozpoczęciem pracy maszyn zagęszczających.

Dokładne plantowanie powierzchni nasypów (ostateczne wygładzenie) wykonywane jest dopiero po zagęszczeniu ostatniej górnej warstwy. Dla ostatecznego wygładzenia powierzchni nasypów stosowane są samobieźne i przyczepne równiarki oraz mentenery. Technika użycia tych maszyn jest podobna do przyjętej przy ostatecznym wykańczaniu powierzchni na obszarze robót zerowych.

WYDAJNOŚĆ PRACY

Wydajność maszyn plantacyjnych zależy od szczegółów konstrukcyjnych danej maszyny, szybkości średniej posuwania się, schematu ruchu i niezbędnej ilości przejść maszyny w każdym miejscu, jak również od długości wyrównywanego odcinka i rodzaju gruntu.

Odpowiednio do schematów ruchu, podanych na rysunku 77, obydwa kierunki ruchów maszyn są produkcyjne. Przy przejściu maszyny w jednym kierunku wyrównania powierzchni (Fm^2) wynosi:

$$F = L [(l + 2l_1) \sin \beta - c],$$

gdzie: L — długość plantowanego odcinka (m);

l — długość lemieszki równiarki (m);

l_1 — długość przedłużacza (m);

β — kąt między położeniem lemieszka a kierunkiem ruchu;

c — wielkość zakładu (m);

Czas trwania roboczego przejścia w jednym kierunku (t sek.) wynosi:

$$t = \frac{L}{v} + t_{obr},$$

gdzie: v — szybkość ruchu maszyny (m/sek.);

t_{obr} — czas jednego obrotu maszyny (sek.);

Ilość roboczych przejść (z) w ciągu godziny pracy:

$$z = \frac{3600 \cdot k_{wyk}}{t},$$

gdzie: k_{wyk} — współczynnik zmianowego wykorzystania maszyny.

Wydajność plantującej maszyny ($Wm^2/godz.$) określa się według wzoru:

$$W = \frac{z \cdot F}{n} = \frac{3600 \cdot k_{wyk} \cdot L [(l + 2l_1) \sin \beta - c]}{n \left(\frac{L}{v} + t_{obr} \right)},$$

gdzie: n — ilość przejść w jednym miejscu.

Rozdział IX

ORGANIZACJA WYKONYWANIA ROBÓT ZIEMNYCH

OGÓLNE ZASADY

Wykonywanie robót ziemnych na lotniskach metodą potokową można określić jako jednoczesne równoległe wykonywanie na odcinkach wykopów i nasypów wszystkich prac składających się na całość robót ziemnych.

Jedną z czynności, z zasady najbardziej pracochłonną, przyjmuje się jako prowadzącą w potoku. Prowadzących może być kilka czynności wykonywanych łącznie przez jedną maszynę. Na przykład przy zastosowaniu zgarniarkę prowadzące potok będą czynności naładunku, transportu i wyladunku jako wykonywane łącznie przez jedną maszynę — zgarniarke.

Według prowadzącej czynności potoku oblicza się ilość i rozmiary odcinków, ilość wszystkich maszyn i mechanizmów, biorących udział w potoku, i kolejność wykonania poszczególnych czynności, składających się na całość robót ziemnych na danym obiekcie.

Zorganizowanie potokowego wykonawstwa robót ziemnych związane jest z pewnymi trudnościami. Trudności te powstają w związku z nierównomiernym rozmieszczeniem nasypów i wykopów na obszarze robót, różnorodnością powierzchni i objętości odcinków robót, różnicami w pracochłonności poszczególnych czynności i wreszcie z koniecznością wykonania specyficznych robót humusowych.

W zależności od tego, czy w skład robót wchodzi roboty humusowe, czy też nie, mogą być dwa zasadnicze sposoby organizacji wykonywania robót.

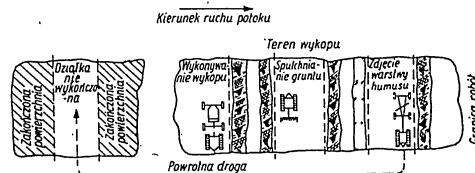
Pierwszy zasadniczy sposób jest to podział odcinka na działki o określonych granicach.

Jak zaznaczono w rozdziale III, przy potokowym systemie wykonywania robót ziemnych należy dążyć do usunięcia humusu poza granice odcinka robót. Jednak nie zawsze bywa to wskazane ze względu na koszty, na przykład przy szerokich powierzchniach, a już szczególnie przy niewielkiej głębokości robót.

W tego rodzaju przypadkach powstaje konieczność tymczasowego składowania zdejmowanego humusu na samym obszarze robót.

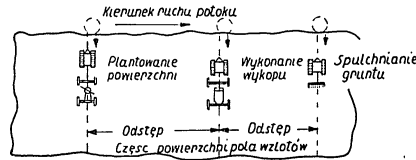
Poszczególne działki są wówczas oddzielone jedna od drugiej hałdami humusu. Wobec tego przesuwanie się potoku podczas robót odbywa się początkowo przy opuszczeniu działek tymczasowo zajętych pod składy humusu (rys. 79).

Po zakończeniu pracy na działkach pierwszej kolejności, potok wraca z powrotem ku początkowi. Roboty na pozostawionych działkach wykonuje się przy drugim przesuwaniu się potoku, przy tym jako składowiska humusu wykorzystywane są działki zakończone w pierwszej kolejności.



Rys. 79. Organizacja potoku, gdy są roboty humusowe

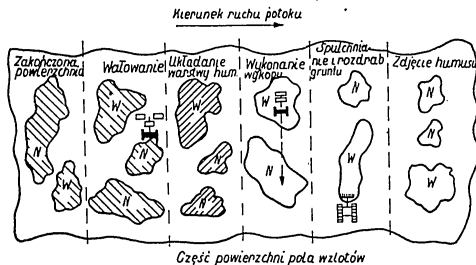
Drugi zasadniczy sposób jest to podział odcinka na działki bez określonych granic. Ten sposób organizacji stosuje się przy braku robót humusowych. Organizacja potoku w tym przypadku jest prostsza. Każdy zespół zmechanizowany pracuje na działkach o jednakowej szerokości, lecz wykonywanie robót nie wymaga ustalenia stałych granic zasięgu każdego zespołu i określenia ograniczonego położenia każdej działki. Granice zasięgu każdego zespołu w tym przypadku nieprzerwanie przesuwają się w kierunku ruchu potoku, sam zaś potok nieprzerwanie posuwa się wzdłuż odcinka robót (rys. 80).



Rys. 80. Organizacja potoku, gdy nie ma robót humusowych

Do tego rodzaju organizacji potoku mogą być odniesione również roboty ziemne nawet przy istnieniu robót humusowych, o ile haldowanie humusu odbywa się poza granicami odcinków, na przykład przy odcinkowym i drobnoodcinkowym rozmieszczeniu robót. Konieczność określenia stałych granic pomiędzy zespołami odpada i w tym przypadku potok może posuwać się nieprzerwanie z odcinka do odcinka lub do zgrupowania odcinków (rys. 81).

Dla zorganizowania potokowego wykonawstwa robót ziemnych konieczne jest uprzednie rozstrzygnięcie szeregu zagadnień stosownie do określonych warunków budowy każdego lotniska. Rozstrzygnięcie tych zagadnień polega na:



Rys. 81. Organizacja potoku przy drobnoodcinkowym rozmieszczeniu robót

1. Wyborze sposobu wykonywania robót.
2. Określeniu składu i ilości zmechanizowanych zespołów niezbędnych do wykonania robót.
3. Ustaleniu planu ruchu potoku.

WYBÓR SPOSOBU WYKONYWANIA ROBÓT ZIEMNYCH

Terminy i koszt wykonania robót ziemnych w znacznym stopniu zależą od sposobu ich wykonywania, szczególnie przy robotach ziemnych prowadzonych w szerokim zakresie.

W każdym przypadku sposoby wykonywania robót powinny być ustalone w zależności od szczególnych cech robót, jak np. ogólna objętość, rozmieszczenie mas ziemnych, rozmiary odcinków robót, głębokość wykopów i wysokość nasypów, kategorie gruntu i wreszcie istnienie robót humusowych.

Jako ogólne orientacyjne wskazówki przy wyborze sposobów wykonywania można polecić następujące zasady.

Przy skupionym układzie robót o dużej przeciętnej głębokości (nie mniejszej niż podane w tabeli 9, rozdział V) korzystne jest zastosowanie koparek. Jako środków transportowych przy wykonaniu wykopów, daleko położonych od nasypów (powyżej 1,0—1,5 km), właściwe jest użycie wąskotorowych kolejek ze spalinyowymi ciągnikami i samochodów.

Przy wykonywaniu wykopów, położonych obok nasypów lub nieznacznie od nich oddalonych, najbardziej odpowiednim środkiem dla przerzucenia gruntu stają się członowe taśmowe przenośniki.

Wyboru typów koparek i obliczenia niezbędnych środków transportowych dokonuje się odpowiednio do gatunku gruntu i wymaganej wydajności na podstawie wskazówek rozdziału V. Na równi z koparkami we wskazanych przypadkach dla wykonania wykopów z transportem na sto-

sunkowo niewielkie odległości (500 do 600 m) mogą być użyte zgarniarki ciężkiego typu z ciągnikami gąsienicowymi i szybkobieżnymi, natomiast dla transportu na duże odległości — wyłącznie z ciągnikami szybkobieżnymi. W szczególnych przypadkach przy pobieraniu gruntu zgarniarkami właściwe jest zastosowanie popychaczy.

Skupione wykopy o dużych głębokościach, sąsiadujące z nasypami, przy korzystnych warunkach (obecność wody, elektrycznej energii), mogą być z powodzeniem wykonywane sposobem hydromechaniczycznym.

Jak z powyższego wynika, przy skupionym układzie robót można w zależności od warunków miejscowych wybierać różne sposoby ich wykonywania.

W celu wybrania najbardziej oszczędnego i szybkiego sposobu wykonania robót należy dla każdego sposobu przeprowadzić kalkulację kosztów i obliczenie czasu trwania robót. Oprócz tego należy ocenić koszt urządzenia placu budowy przypadający na 1 m³ gruntu, co w szeregu przypadków będzie miało decydujące znaczenie.

Przy skupionym układzie robót, lecz z wykopami o niewielkich głębokościach, zarówno przy znaczniejszych jak i przy małych odległościach transportu, wszystkie dane przemawiają za sposobem pracy za pomocą ciężkich zgarniarek.

W tych warunkach żaden inny sposób pracy nie daje takiej wszechstronności i zwrotności, jaką posiada sposób wykonania zgarniarkami. Jedynie przy dużych odległościach transportu (powyżej 500—600 m) i braku szybkobieżnych ciągników rywalizować z nim może sposób pracy równiarkami talerzowymi z przenośnikami przy stosowaniu naladunku gruntu na wywrotki samochodowe. Wybór sposobu wykonywania, jak i poprzednio, powinien być uzasadniony wynikiem rozpatrzenia wariantów. Szersze zastosowanie równiarek talerzowych z przenośnikami jest na razie ograniczone ich nieznaczną ilością.

Przy odcinkowym układzie najwłaściwsze jest, z względu na oszczędne i szybkie wykonanie, zastosowanie samych zgarniarek lub na krótkich odległościach, w pobliżu wykopów i nasypów, razem ze spycharkami. Jak i w poprzednim przypadku, najbardziej odpowiednie jest zastosowanie ciężkich zgarniarek.

W szczególnych przypadkach, przy wykonywaniu bardzo rozciągniętych wykopów, w zwilżonych, niekamenistych gruntach może być właściwe zastosowanie równiarek talerzowych z przenośnikami i samochodów jako środków transportowych.

Przy odcinkowym układzie drobnych robót dla wykonania sąsiadujących ze sobą wykopów i nasypów najbardziej wskazane jest zastosowanie spycharek, natomiast dla rozdzielnie położonych — zastosowanie zgarniarek o dużych lub małych pojemnościach, w zależności od wielkości odcinków. Zgarniarki o małych pojemnościach należy używać na małych odcinkach, o wymiarach mniejszych od długości drogi pobierania ciężkich zgarniarek (rozdział IV).

Przy wykonywaniu koryta pod nawierzchnie ulepszone, najbardziej oszczędnym i szybkim sposobem wykonania robót, związanych z odspojeniem i transportem gruntu, jest zastosowanie spycharek i zgarniarek. Przy tym spycharek używa się dla przesunięcia gruntu na małe odległości, szczególnie dla zdjęcia i usunięcia humusu, zgarniarek zaś dla odspojenia i transportu gruntu — na odległości większe od 70 m.

W odosobnionych przypadkach, przy pracach prowadzonych na szerokiej skale, mogą znaleźć zastosowanie koparki i hydromechanizacja, jak to już było wspomniane przy rozpatrywaniu sposobów wykonywania przy skupionym-układzie roboty ziemnych.

SKŁAD I IŁOŚĆ ZMECHANIZOWANYCH ZESPOŁÓW

Dla określenia składu i ilości zmechanizowanych zespołów całokształt robót ziemnych dzieli się na składowe elementy (patrz rozdział II „Podział robót ziemnych na składowe czynności“). Dla każdego elementu określa się objętości robót, ilość niezbędnych maszyn, po czym przystępuje się do organizacji zmechanizowanych zespołów.

Określenie ilości niezbędnych maszyn prowadzących i pomocniczych

Przy wykonawstwie ziemnych robót metodą potokową, prowadząca jest najbardziej pracochłonna czynność — odspojenie gruntu w wykopach, korytach dla nawierzchni ulepszonych, rowach itp. Wszystkie inne czynności są pomocnicze, przygotowawcze lub zakańczające, podporządkowane czynności prowadzącej.

Zależnie od przyjętego sposobu wykonywania robót, ich charakterystycznych cech (grunty, powierzchnie, objętości, głębokości itd.) ustala się rodzaje i typy maszyn do wykonania czynności prowadzącej i wszystkich pomocniczych. Następnie określa się objętość robót do wykonania przez maszyny danych typów i odpowiednio do ich wydajności ustala się niezbędną ilość maszynozmian dla każdej czynności potoku.

Ilość maszynozmian (M) dla danej czynności, przy objętości robót V_c oraz przy wydajności zmianowej jednej maszyny W_{zm} , wyniesie:

$$M = \frac{V_c}{W_{zm}}$$

Aby z ilości maszynozmian wyliczyć ilość maszyn, należy posiadać dane dotyczące czasu trwania pracy maszyn każdego typu dla wykonania danej ilości robót. Czas ten wyznacza się na podstawie wyznaczonego terminu wykonania robót ziemnych. Należy jednak zauważyć, że wyznaczony termin wykonania robót ziemnych określa czas trwania całości robót, natomiast czas trwania pracy maszyn każdego typu zawsze jest mniejszy od czasu wyznaczonego dla całości robót.

Tłumaczy się to tym, iż całkowity czas zużyty na wykonanie robót składa się z trzech okresów: *r o z r u c h o w e g o*, czyli rozwijania potoku (T_1), w ciągu którego dokonuje się przygotowanie frontu robót dla prowadzących maszyn; *r o b o c z e g o*, czyli pełnego biegu potoku (T_2), w ciągu którego wykonywane są roboty prowadzące i inne towarzyszące im; *z a k a ń c z a j ą c e g o*, czyli zwińnięcia potoku (T_3), w ciągu którego po zakończeniu prowadzących robót, wypadają stopniowo z potoku wszystkie zakańczające czynności.

W związku z tym ogólny czas trwania robót stanowi sumę zużytego czasu we wszystkich trzech okresach: $T_{og} = T_1 + T_2 + T_3$.

Łączny czas trwania okresów rozruchowego i zakańczającego potoku, dla osiągnięcia największej wydajności maszyn i skrócenia ogólnego terminu wykonania robót ziemnych, powinien być możliwie najmniejszy.

Do okresu rozruchu potoku (T_1), przy wykonywaniu robót ziemnych, odnoszą się: roboty zdjęcia i haldowania humusu oraz przy zwięzłych gruntach uprzednie spulchnienie gruntu mineralnego; przy wykonywaniu robót koparkami do okresu rozruchu odnoszą się ponadto prace w zakresie przygotowania frontu robót w wykopach, urządzenie dróg, torów lub ustawienie zespołów przenośnikowych; przy hydromechanizowanym sposobie wykonywania w okresie rozruchowym powinny być przygotowane wszystkie niezbędne urządzenia dla pracy hydromonitorów, jak stacja pomp, sieć wodociągowa, ciągi rynien odbiorczych, basen odbiorczy, stacja przepompowywania pulpy, koryta lub rury odprowadzające.

W ten sposób długość okresu rozruchowego bezpośrednio uzależniona jest od sposobu wykonywania robót. Najbardziej korzystne warunki dla skrócenia okresu rozruchu powstają przy organizacji wykonywania robót za pomocą zgarniarek, spycharek i równiarek talerzowych z przenośnikiem. Niezbędny front robót w wykopie może być uzyskany natychmiast po zdjęciu i ułożeniu w hałdy humusu na powierzchni pierwszej działki. W tym przypadku okres rozruchowy może odpowiadać czasowi pracy w ciągu jednej zmiany. Oprócz tego nawet w okresie rozruchowym te same maszyny mogą być wykorzystane do robót humusowych, czyli nie muszą mieć przymusowego przestoju, nieodzownego w przypadku zastosowania innego rodzaju maszyn prowadzących. Przy pracy koparkami okres rozruchowy może trwać kilka dni, przy hydromechanizacji — nawet kilka tygodni.

Do okresu zwińnięcia potoku (T_3) należą roboty związane z zakończeniem prac potoku, którego prowadząca czynność została już wykonana:

1. Wyrównanie powierzchni wykopów.
2. Ułożenie warstwy humusowej.
3. Uwalowanie powierzchni.

Do tego samego okresu odnoszą się podobne roboty w nasypach po zakończeniu układania nasypów:

1. Zagęszczenie i wyrównanie nasypów na ostatnich działkach.
2. Ułożenie warstwy humusowej.
3. Walowanie powierzchni.

Powyższe zakończeniowe czynności wykonywane są równocześnie w wykopach i na nasypach, dlatego za właściwy okres zakończeniowy przyjmuje się ten, który trwa dłużej — w wykopie lub na nasypie. Jeżeli przyjmujemy, że czas trwania robót na działkach równy jest czasowi t (jedna lub kilka zmian), to przy trzech zakończeniowych czynnościach czas trwania zwińnięcia potoku wyniesie 3 t . Przy koparkowych i hydromechanicznych robotach trzeba brać pod uwagę odpowiednie roboty związane z dokopaniem pozostałości na granicach stanowisk hydromonitorów, a oprócz tego roboty związane ze zlikwidowaniem dróg, torów rur odprowadzających pulpe, stacji pomp itd.

W związku z tym, również ze względu na skrócenie okresu zakończeniowego (T_3), najbardziej korzystne warunki uzyskuje się przy pracy zgarniarek, spycharek, równiarek talerzowych z przenośnikiem, użytych jako maszyny prowadzące. Zwińnięcie potoku może trwać w ciągu trzech zmian (przy czasie trwania robót na odcinku w ciągu jednej zmiany).

Czas trwania okresu rozruchowego T_1 i zakończeniowego T_3 można określić, jeżeli znana jest ilość samodzielnych czynności n i czas trwania pracy na działce t (w maszynozmianach). Przy jednakowym czasie trwa-

nia każdej czynności na każdej działce, ogólny czas trwania okresów rozruchowego i zakańczającego stanowi:

$$T_1 + T_3 = \frac{(n-1) \cdot t}{m},$$

gdzie: m — liczba zmian na dobę.

Stąd obliczeniowy czas pracy maszyn wykonujących prowadzącą czynność wynosi:

$$T_2 = T_{zad} - (T_1 + T_3) = T_{zad} - \frac{(n-1) \cdot t}{m}. \quad (30)$$

Czas pracy maszyn, wykonujących każdą pomocniczą czynność, przy równomiernym wykonawstwie, odpowiada również tej samej wielkości.

Liczba niezbędnych maszyn dla wykonania każdej czynności (lub kilku czynności) będzie wynosiła:

$$N = \frac{M}{m \cdot T_{obl}} = \frac{V}{m \cdot W_{zm} \left(T - \frac{(n-1) \cdot t}{m} \right)},$$

$$N = \frac{V}{W_{zm} [T \cdot m - (n-1) \cdot t]}. \quad (31)$$

Przykład: przypuśćmy, że należy określić ilość maszyn prowadzących potrzebnych do wykonania wykopów w gruncie III kategorii o objętości 100 000 m³ gruntu mineralnego. Odległość transportu wynosi 220 m. Maszyna prowadząca — zgarniarka D-147 o objętości skrzyni 6 m³. Siła pociągowa — ciągnik S-80. Średnia wydajność zgarniarki przy ciągniku S-80 na odległość 220 m wynosi około 240 m³ na zmianę. Wyznaczony czas wykonania robót — 45 dni roboczych przy dwuzmianowej pracy. Składowe czynności potoku:

1. Zdjęcie i haldowanie warstwy humusowej (spycharka).
2. Wykonanie wykopu i transport gruntu (zgarniarki).
3. Rozrównywanie gruntu w nasypie (spycharki).
4. Wyrównywanie (równiarka samobieżna).
5. Ułożenie warstwy humusowej (spycharka, równiarka samobieżna).
6. Wałowanie (wałce okółkowane i gładkie).

Czynności 1 i 5 wykonywane są jednakowymi maszynami i dlatego łączymy je; łączymy również czynności 3 i 4.

Powstaje więc w ten sposób cztery rodzaje czynności.

Zgodnie z warunkami wykorzystania zgarniarek przyjmujemy, iż pracują one na każdej działce w ciągu jednej zmiany.

Stąd potrzeba maszynozmian zgarniarek wynosi:

$$M = \frac{100\,000}{240} \approx 400.$$

Obliczony czas trwania pracy zgarniarek przy odspojeniu i transportu gruntu mineralnego wynosi:

$$T_{obl} = T_{zad} - \frac{(n-1) \cdot t}{m} = 45 - \frac{4-1}{2} \cdot 1 = 43,5 \text{ dni}.$$

Ilość niezbędnych zgarniarek:

$$N = \frac{V}{W_{zm} [T \cdot m - (n-1) \cdot t]} = \frac{100\,000}{240 [45 \cdot 2 - (4-1) \cdot 1]} = 4,8 \approx 5.$$

W podobny sposób, przy znanych powierzchniach wyrównania, wałowania, objętości robót zdjęcie i ponownego ułożenia humusowej warstwy i danych o wydajności maszyn, oblicza się ilość potrzebnych maszyn również dla wszystkich pomocniczych czynności potoku.

Organizowanie zmechanizowanych zespołów

Obliczenia ilości niezbędnych maszyn dokonuje się dla całej objętości robót, zarówno w wykopach jak i w nasypach według zasady łączenia robót wykonywanych jednakowymi maszynami, na przykład zdjęcie i ponowne ułożenie warstwy humusowej w wykopach i to samo na nasypach (jeżeli jest to przewidziane w projekcie), rozrównanie i plantowanie nasypów i plantowanie wykopów, wałowanie itp. Tym sposobem określane są ilości niezbędnych maszyn według łączonych czynności.

Te same cechy przyjmuje się jako podstawę ustalania składów zmechanizowanych zespołów. Przy względnie niewielkich ilościach robót zespół zmechanizowany zatrudniony przy wykonywaniu niektórych czynności pomocniczych może jednocześnie pracować na odcinku wykopu i nasypu. Odwrotnie, przy wielkich ilościach robót i odpowiednio dużych ilościach maszyn bardziej korzystne jest ustalenie zespołów osobno dla wykopów i osobno dla nasypów. Na przykład zespół dla zdjęcie i ponownego ułożenia humusu w wykopach i taki sam w razie potrzeby na nasypach; zespół do plantowania i wałowania w wykopach i taki sam do rozrównywania, plantowania i wałowania nasypów.

W skład zespołu do plantowania celowe jest również włączenie maszyn do wałowania, gdyż plantowanie i wałowanie wykonywane są często równolegle.

PLANOWANIE POTOKU

Do potoku włącza się zespoły nie jednocześnie, lecz stopniowo, w miarę przygotowania dla nich frontu pracy. Wszystkie zespoły rozmieszcza się na obszarze robót w określonej kolejności, odpowiadającej kolejności wykonania całokształtu robót ziemnych. W związku z tym praca wszystkich zespołów powinna być ściśle zaplanowana zarówno w czasie, jak i w odniesieniu do miejsca robót.

Planowanie polega na ustaleniu dla każdego zespołu powierzchni i objętości robót do wykonania w każdym dniu, z zachowaniem równomierności i nieprzerwanego ruchu potoku jako całości.

Podział odcinka robót na działki

W celu zaplanowania potoku konieczne jest uprzednie podzielenie odcinka na działki. Jak już wyżej wspomniano, działki bywają ściśle ustalone (przy haldowaniu humusu na obszarze robót), gdy odcinki robót są odzielone od siebie, i nie ustalone — w razie swobodnego ruchu potoku. Je-

dnak w tym ostatnim przypadku podział odcinka na działki jest również konieczny dla lepszej organizacji i kontroli robót.

Działki powinny być dostatecznie szerokie, aby można było swobodnie manewrować pracującymi na nich maszynami.

Na przykład przy wykonywaniu wykopów ciężkimi zgarniarkami szerokość działki w każdym razie nie może być mniejsza niż 20—25 m, a pożądaną jest, aby była szersza. Dlatego do zdejmowania i haldowania humusu należy raczej używać maszyn mogących oczyścić szersze działki (np. spycharek).

Przy podziale odcinka robót ziemnych na działki rzadko daje się osiągnąć zupełną równomierność potoku. Jeżeli działki będą miały tę samą szerokość, to ilość robót humusowych będzie mniej więcej jednakowa, jednak ilość zasadniczych robót w gruncie mineralnym na każdej działce będzie różna, zależnie od średniej głębokości wykopu na każdej działce, która oczywiście nie będzie głębokością stałą. Jeżeli zaś podział działek przeprowadza się na podstawie równej ilości robót w gruncie mineralnym, to i tak każda działka będzie się różnić ilością robót humusowych. Dlatego też przy podziale odcinka na działki należy koniecznie brać pod uwagę każdy rodzaj robót. Przy dużych ilościach robót w gruncie mineralnym albo raczej przy niewielkiej ilości robót humusowych podziału na działki należy dokonać na podstawie równej ilości robót w gruncie mineralnym, nie licząc się z pewną nierównomiernością robót humusowych. W takich przypadkach celowe jest w ogóle usunięcie warstwy humusowej poza granice odcinka (na tymczasowy odkład).

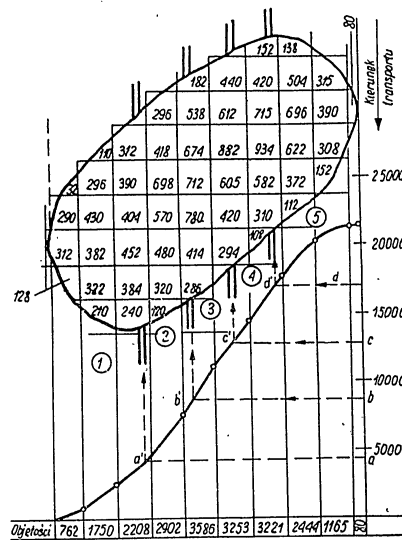
Odwrotnie, kiedy ilości robót humusowych są stosunkowo duże w ogólnej ilości robót, należy dążyć do utrzymania na działkach równej ilości robót humusowych.

Poza tym należy również uwzględnić ilość pracujących na działce maszyn. Przy dużej ilości maszyn (np. ciężkich zgarniarek z zastosowaniem popychaczy) szerokość działki powinna być wystarczająco duża, aby zapewnić dostateczny front pracy dla maszyn.

Jak z powyższego wynika, dla umożliwienia podziału odcinka robót na działki należy z wyznaczonej ogólnej ilości lub ogólnej powierzchni wydzielić szereg równych ilości lub powierzchni. Zadanie to rozwiązuje się łatwo za pomocą całkowitego wykresu ilości (lub powierzchni). Załóżmy dla przykładu, że należy wykonać wykop narysowany na rysunku 82 z podziałem na pięć równych części do objętości według kwadratów zgodny jest z jedną z osi siatki. Sumujemy objętości według kwadratów skali na przedłużeniach boków siatki i otrzymujemy szukaną krzywą całkową (rys. 82). Dzieląc wysokość krzywej na pięć równych części, rzutujemy otrzymane punkty a, b, c, d na krzywą całkową i dalej z punktów a', b', c', d' krzywej przeprowadzamy linie proste, równoległe do boków siatki. Linie te będą dzielić wykop na pięć równych objętościowo działek.

Nieco bardziej skomplikowane jest rozwiązanie zadania w przypadku, jeżeli kierunek transportu nie zgadza się z osiami siatki (rys. 83). W tym przypadku ze środka każdego kwadratu z początku przeprowadzamy proste równoległe do kierunku transportu (a, d, c itd.). Następnie, jak w poprzednim przykładzie, sumujemy objętości kwadratów znajdujących się na liniach a, b, c itd. i zapisujemy wyniki w rubryce objętości. Sumując stopniowo obliczone objętości i odkładając sumy w określonej skali na liniach

a, b, c itd. otrzymujemy szukaną krzywą całkową. Dalszy podział wykopu na działki o równej objętości z pomocą krzywej całkowitej przeprowadza się jak poprzednio. Należy pamiętać, że w tym przypadku przy ustaleniu krzywej całkowitej dopuszczamy się pewnej nieścisłości, jednak dla celów, którym służy krzywa, dokładność jest wystarczająca.



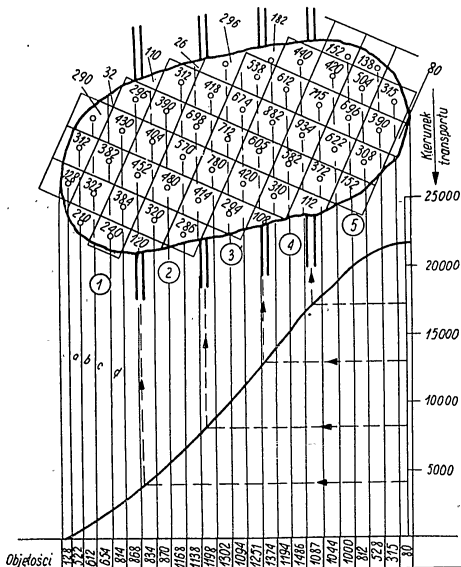
Rys. 82. Podział wykopu na działki równoległe do osi siatki kwadratów

Podział wykopu na równe działki staje się znacznie prościej, o ile posiadamy plan z izoliniami głębokości. Sposób podziału odcinka na działki według planu z izoliniami polega na wykonaniu poniżej opisanych czynności (rys. 84). Wybiera się dwie osie współrzędnych, z których jedną przyjmuje się zgodnie z kierunkiem transportu gruntu, drugą prostopadle do pierwszej. Następnie za pomocą szeregu równoległych przecina się plan wykopu z izoliniami i buduje się krzywą całkową objętości robót AB. Dla zbudowania tej krzywej wystarczy odłożyć na każdej z równoległych, jako

linii przecinających wykop, zawartych pomiędzy jednoznacznymi izoliniami, czyli połowy sumy odcinków (rys. 84).

$$\frac{aa + a'a'}{2}; \frac{1}{2} [(aa + a'a') + (bb + b'b' + b''b'')].$$

Dla bezpośredniego odczytywania objętości według krzywej AB, zastosowaną skalę należy pomnożyć przez różnicę wysokości między izoliniami i przez odległość pomiędzy równoległymi przecinającymi plan.

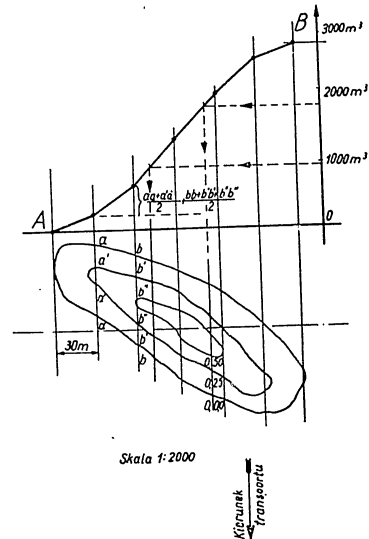


Rys. 83. Podział wykopu na działki nierównoległe do osi siatki kwadratów go podziału objętości na dowolną ilość części o równej wielkości dokonuje się jak poprzednio, przez rzutowanie z osi rzędnych na krzywą i z krzywej na plan z izoliniami. Aby podzielić wyznaczoną powierzchnię na szereg równych co do powierzchni działek, buduje się krzywą całkową powierzchni z tą różnicą, że

zamiast wyżej opisanych połówek sum odcinków odkłada się tylko połowy sum odcinków $\frac{aa}{2}, \frac{aa + bb}{2}$ itd.

Oprócz tego przyjętą skalę mnoży się tylko przez odległość pomiędzy równoległymi przecinającymi plan.

Podział na działki konieczny jest tylko dla wykopów; co się tyczy nasypów, o ile do nich transportuje się grunt tylko z wykopów, to jest

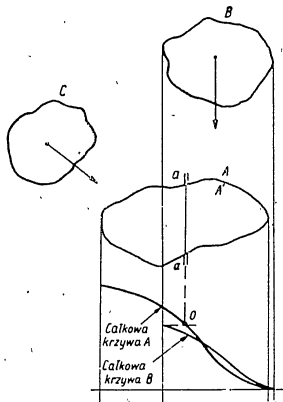


Rys. 84. Podział wykopu na działki według planu w izoliniach

z określonej już ilości, nie ma potrzeby takiego podziału. Jednak przy sypaniu nasypów zachodzi potrzeba ustalenia granic sypania gruntu przywożonego z różnych wykopów. Zadanie to rozwiązuje się również za pomocą krzywych całkowych. Załóżmy dla przykładu, że według planu ruchu mas ziemnych, należy nasyp A wykonać z gruntu pobieranego z wykopów B i C (rys. 85). Musimy znaleźć, jaka część nasypu A powinna być

wykonana z gruntu pobieranego z wykopu B i jaka z gruntu wykopu C. W tym celu budujemy jednym ze sposobów poprzednio podanych krzywe całkowite objętości wykopu B i nasypu A. Rzutujemy największą rzędną krzywej B na krzywą A i z punktu O prowadzimy prostą aa' , równoległą do osi rzędnych; prosta a odcinie część nasypu A' o objętości równej objętości wykopu B.

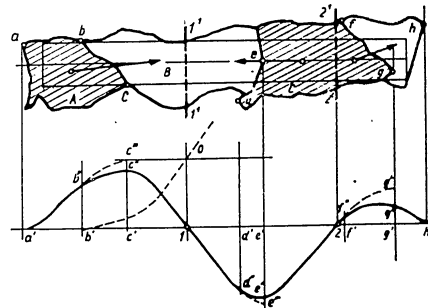
Dla rozwiązania podobnego zadania w przypadku wykopów i nasypów, rozmieszczonych szeregowo, jak to się zdarza przy wykonaniu koryta DS,



Rys. 85. Wydzielenie z nasypu objętości równej objętości wykopu

stosuje się również budowę krzywych całkowitych, lecz z pewnymi zmianami w wykreślaniu krzywych. Przeprowadzimy rozwiązanie zadania na przykładzie. Niech na odcinku budowy DS lub jego części znajdują się pewne objętości wykopów A i B i nasypów C i D (rys. 86). Trzeba określić, z jakich wykopów lub ich części powinny być usypane poszczególne części nasypów. Budujemy osie współrzędnych równoległe i prostopadłe do osi DS, korzystając z siatki pomiarowej ziemnych robót, według kwadratów, sumujemy kolumnami, jak na rysunku 82, objętości wykopów i osobno objętości nasypów dla następnego zbudowania krzywych całkowitych (na rys. 86 dla uproszczenia rysunku nie narysowano siatki kwadratów i nie podano rubryki podliczeń objętości kolumnami). Rzutujemy na oś odciętych graniczne punkty nasypów i wykopów a, b, c, d, e, f, g . Poczynając od punktu a' , budujemy krzywą całkowitą $a'e''$ wykopu A sposobem pokazanym na rys. 82. W podobny sposób można zbudować krzywą całkowitą $b'o$ (itd.) nasypu B. Jednak lepiej jest krzywą całkowitą nasypu B budować od

punktu b'' , odejmując sukcesywnie od rzędnych krzywej $a'b''$ objętości odpowiadające nasypowi B. W rezultacie, poczynając od punktu b'' , na wykresie otrzymamy krzywą $b''c''1d''$, która jest sumą algebraiczną krzywej całkowitej wykopu A i krzywej całkowitej nasypu B. Tym samym sposobem budujemy wykres od punktu d'' , obejmując sukcesywnie od rzędnych krzywej $d''e''$ objętości odpowiadające wykopowi C; w rezultacie otrzymamy na wykresie krzywą $d''e''2f''$, która jest sumą algebraiczną krzywej całkowitej wykopu A, nasypu B i części wykopu C. W ten sam sposób



Rys. 86. Wykreślenie krzywej ruchu mas ziemnych

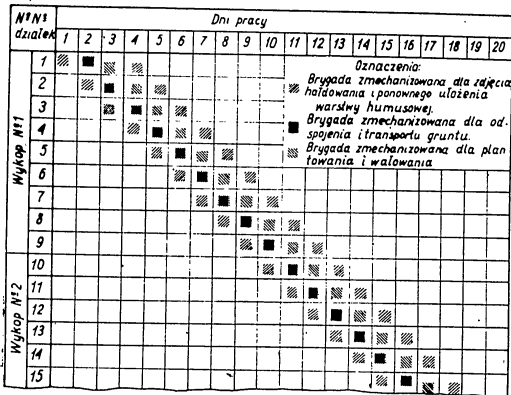
buduje się ostatni odcinek krzywej $f''g''h''$. Otrzymana krzywa $a'b''c''1d''e''2f''g''h''$ nosi miano krzywej rozdzielczej. W punktach $a', 1, 2, h'$ rzędne krzywej równają się zeru; stąd sumy objętości nasypów i wykopów między tymi punktami muszą być sobie równe. Rzutujemy punkty 1, 2 na odpowiednie poprzeczniki DS $1'1'$ i $2'2'$. Poprzecznik $1'1'$ odcina część nasypu B z objętością równą objętości wykopu A; poprzecznik $2'2'$ odcina z lewej strony część wykopu B, równoważącą według objętości część nasypu A na prawo od $1'1'$; objętość wykopu B na prawo od $2'2'$ zrównoważy objętość nasypu D.

Plan kalendarzowy ruchu potoku

Dane o podziale całej ilości robót na działki i o prędkościach każdej z czynności na działkach (w maszynozmianach) pozwalają sporządzić kalendarzowy plan ruchu potoku, który jest jednym z zasadniczych dokumentów dla operatywnego kierowania robotami.

W kalendarzowym planie ruchu potoku na wykopach zaznacza się numery działek, kolejność i datę wykonania na nich poszczególnych czynności robót ziemnych przez zespoły zmechanizowane; w planie ruchu potoku na nasypach, jak powyżej podano, przy braku konieczności podziału na dział-

ki, wskazuje się tylko numery nasypów i kolejność pracy zespołów na nich według kalendarzowych dni.
 Przykładowe wykresy pracy potoku dla wykopów i nasypów podane są na rysunkach 87, 88.



Rys. 87. Plan kalendarzowy ruchu potoku przy wykonywaniu wykopów



Rys. 88. Plan kalendarzowy ruchu potoku przy układaniu nasypów

Niezbędnym uzupełnieniem kalendarzowego wykresu potoku są plany wykopów z podziałem na działki i ze wskazaniem ilości robót według każdej czynności na każdej działce i plany nasypów ze wskazaniem kolejności i sposobu ich układania.

SZCZEGÓLNE CECHY ORGANIZACJI ROBÓT BUDOWY KORYTA DLA NAWIERZCHNI LOTNISKOWYCH

Roboty przy budowie koryta oznaczają się szeregiem szczególnych właściwości, mianowicie:

1. Czynnością prowadzącą przy budowie nawierzchni ulepszonych jest wykonywanie właściwej nawierzchni (układanie i zagęszczanie betonu, asfaltobetonu itd.). Dlatego roboty ziemne przy budowie koryta są podporządkowane czynności prowadzącej. Z tego wynika, że tempo robót ziemnych i terminy ich wykonania ustalane są w zależności od robót związanych z wykonaniem nawierzchni.
2. Wyłączone są roboty humusowe, gdyż nie zachodzi konieczność układania warstwy humusowej na powierzchni koryta. Zatem o ile nie ma potrzeby wykorzystania humusu na obszarze poza nawierzchnią, odpada i podział na roboty z mineralnym i humusowym gruntem, co przyczynia się do znacznego uproszczenia robót.
3. Wymagane jest szczególnie dokładne wykonanie robót wyrównania i wygładzenia dna koryta oraz zachowanie projektowanych spadków zarówno podłużnych, jak i poprzecznych. Jednocześnie nabierają dużego znaczenia roboty związane z zagęszczeniem gruntu w korycie nie tylko w nasypach, ale i w wykopach.
4. Roboty wyróżniają się zwykle stosunkowo niewielkimi rozmiarami jak również nieznacznymi głębokościami.
5. Roboty są skupione na stosunkowo nieznacznej szerokości, lecz na dużej długości.

Cechy te wpływają również na sposób organizowania robót związanych z przygotowaniem koryta.

Wobec podporządkowania robót ziemnych w korycie czynnościom związanym z wykonaniem nawierzchni i z powodu ich niewielkich ilości do przeprowadzenia robót ziemnych przeznacza się jeden zespół zmechanizowany, w skład którego wchodzi się wszystkie potrzebne maszyny: dla odspojenia i transportu gruntu, wyrównania i wałowania. Jednak ze względu na wyraźny podział roboty w granicach samego zespołu, dzieli się go na oddziały do odspajania i transportu, wyrównywania oraz wałowania. Jako zasadniczych maszyn do odspajania i transportu gruntu używa się zgarniarek, przy przesunięciach gruntu na małe odległości — spycharek, do wyrównania i wygładzenia dna koryta używa się równiarek przyrzepnych i samobieżnych, do wałowania — ciężkich wałców na oponach pneumatycznych, wałców ołkowanych i gładkich.

Tempo robót ustala się w zależności od tempa wykonania nawierzchni. Bieg robót ziemnych nie może zatrzymywać wszystkich następnych robót związanych z wykonaniem drenażu, podsypki i wykonaniem nawierzchni. Jednocześnie jednak nie należy pozwalać na znaczne wyprzedzenie ogólnego biegu robót przez roboty ziemne. Zbyt wcześnie przygotowane koryto podczas niepogody nasiąka wodą, w związku z czym górne warstwy stają się mniej trwałe. W czasie suszy odwrotnie, w zwilżonych gruntach w korycie powstają pęknięcia, które powodują późniejsze nierównomierne nasiąkanie gruntu.

Normalne wyprzedzenie przez roboty ziemne przy przygotowaniu koryta nie powinno być większe niż dwu-, trzymianowa wydajność robót drenażkich: przygotowanie podsypki, czyli drenaż i układanie podsypki powinny być wykonane w przygotowanym korycie w ciągu kilku zmian następných.

W przypadku konieczności przyspieszenia robót ziemnych (na przykład, przy wykonaniu wielkich wykopów, przy określonych terminach możliwości korzystania z maszyn itd.) należy w wykopach pozostawiać nie dobrane, ochraniające warstwy o grubości 5 do 10 cm. Usunięcie tych warstw, wyrównanie i wałowanie koryta wykonuje się w takich przypadkach tuż przed rozpoczęciem wykonania drenażu i układaniem podsypki.

W związku z powyższym okresy wykonywania robót ziemnych na różnych działkach koryta podane są w ogólnym planie kalendarzowym ruchu potoku wykonania nawierzchni. W granicach samej działki budowa potoku odpowiada normalnej kolejności: odpajanie i transport, wyrównanie i wygładzenie oraz wałowanie koryta i ostateczne wygładzenie. Przyjmując pod uwagę celowość jednoczesnego i równoległego wykonywania wszystkich tych czynności, co jest cechą potokowego wykonania, długość działki robót ziemnych nie powinna być mniejsza niż 200—250 m. Długość ta odpowiada równocześnie dziennej drodze wykańczarek przy wykonywaniu nawierzchni i normalnej długości działek przy wykonywaniu betonowych nawierzchni. Przy budowie asfaltobetonowych i innych rodzajów nawierzchni długość działki robót ziemnych może być odmienna, zależnie od planowanej szybkości posuwania się robót nawierzchniowych, lecz zasadniczo nie powinna być mniejsza niż 200 m i tylko w wyjątkowych przypadkach może wynosić 100 m.

Należy zaznaczyć jeszcze jeden zasadniczy szczegół przy organizowaniu robót przygotowawczych do budowy koryta. Dotyczy on szerokości działki. Jak poprzednio zaznaczono, nie należy wyprzedzać kolejnych robót związanych z budową koryta przez roboty ziemne. Układanie nawierzchni takich, jak betonowe, jest najbardziej wydajne przy układaniu wąskich pasków podłużnych (podłużnym sposobem, patrz rozdział XIX). Budowa innych nawierzchni, jak asfaltobetonowych i innych utrwalańców materiałami wiążącymi, jest najbardziej wydajna przy układaniu długich, wąskich pasków o szerokości 8—15 m, zależnie do rodzaju nawierzchni. Dlatego też wykonywanie robót ziemnych na działkach o szerokości całej nawierzchni powodowałoby szkodliwe skutki, jak przesuszenie i nasiąkanie dna koryta, szczególnie w gruntach zwięzłych.

Oprócz tego wykonywanie robót na całej szerokości nawierzchni może powodować zmniejszenie postępu robót zasadniczych. Śląd wynika, że szerokość działek robót ziemnych powinna być ograniczona i ze względu na wygodę pracy maszyn powinna zwykle wynosić około 20 m, najwyżej 30 m.

Wykonanie jednak robót ziemnych nie na całej szerokości koryta jest nie zawsze możliwe ze względu na to, iż projekty robót ziemnych koryta zwykle opracowywane są przy założeniu poprzecznego, w stosunku do osi nawierzchni, bilansu mas ziemnych. W takich przypadkach nieuniknione jest prowadzenie zasadniczych prac ziemnych przy odpajaniu i transporcie na całej szerokości nawierzchni, z pozostawieniem, o czym już była poprzednio mowa, ochronnej warstwy gruntu, usuwanej dopiero bezpośrednio przed przygotowaniem koryta, dla urządzenia drenażu i ułożenia podsypki.

Zrozumiałe jest, że we wszystkich przypadkach szerokość działki robót ziemnych przyjmuje się jako równą szerokości nawierzchni, wówczas kiedy przewidywane jest wykonanie nawierzchni odcinkami o określonej długości, lecz na całej szerokości nawierzchni, chociażby i pasami podłużnymi.

Przy wykonywaniu robót mogą zachodzić przypadki zmian kolejności wykonania ostatnich czynności, przewidywanych dla wykonania całości robót ziemnych. Mianowicie w wielu przypadkach powstaje konieczność wzmocnienia niedostatecznie wytrzymałych gruntów koryta różnymi sposobami stabilizowania, jak np. mieszaniem ich z odpowiednimi mineralnymi składnikami, cementowaniem, wapniowaniem, dodaniem materiałów wiążących; szczególnie dotyczy to gruntów pylastych, lessów, warstw humusowych o znacznej miąższości itd.

We wszystkich tego rodzaju przypadkach ostateczne wyrównanie i zagęszczenie gruntu przeprowadza się po jego wzmocnieniu. Poza tym przed dodaniem środków wzmacniających należy uprzednio dodatkowo spulchnić grunt, aby umożliwić jego lepsze zmieszanie ze środkami wzmacniającymi. W ten sposób poszczególne czynności robót ziemnych i przygotowania podłoża mogą się wzajemnie zezębiać i łączyć.

Wszystkie te szczególne przypadki dotyczące wykonania robót powodują zmiany w składzie i kolejności robót, w typach potrzebnych maszyn i powinny być uwzględnione przy planowaniu potoku dla wykonania nawierzchni, a w związku z tym i potoku robót ziemnych wchodzących w zakres przygotowania koryta.

Rozdział X

WYKONANIE ROBÓT ODWADNIAJĄCYCH

Roboty odwadniające polegają na urządzeniu drenazowych i odprowadzających wodę ciągów na polu wlotów i przy nawierzchniach ulepszonych. Ciągi te mają za zadanie przyjęcie i odprowadzenie powierzchniowych lub gruntowych wód. W skład tych robót wchodzi: wyznaczenie i ustalenie w terenie kierunków ciągów odwodnieniowych i urządzeń z nimi związanych, wykonanie podłoża pod rury, układanie rur, wykonanie połączeń stykowych rur, zasypanie rowów, wykopanie i obrobienie otwartych rowów, zakrytych i otwartych ścieków i inne. Ze względu na duży wpływ jakości wykonania robót drenarskich i sieci kanałów odprowadzających wodę na późniejszy stan użytkowy lotniska wykonywaniu robót odwadniających powinna być poświęcona specjalna uwaga.

Znaczna część wspomnianych robót jest ukryta, czyli po zakończeniu całości robót staje się niewidoczna na powierzchni pola wlotów. Dlatego roboty te powinny odbywać się pod nieustannym dozorem i przy odpowiednim kierownictwie technicznym. Wszystkie stosowane materiały, a szczególnie rury, powinny być odpowiednio sprawdzone i odpowiadać wymaganiom technicznym oraz projektowi.

Każda zanikająca robota, po jej wykonaniu na przestrzeni całego odcinka, na przykład pomiędzy sąsiednimi studzienkami rewizyjnymi, podlega sprawdzeniu i odbiorowi. Następne roboty można rozpoczynać dopiero po odbiorze poprzedzających i po usunięciu spostrzeżonych braków.

Typowym przykładem robót odwadniających jest budowa kolektora wzdłuż drogi startowej. W kolejności wykonywania robót kolektorowych będą w niniejszym rozdziale opisane odpowiednie fragmenty robót z nawświetleniem szczególnych cech budowy sieci drenarskich na polu wlotów.

WYZNACZANIE ROBÓT W TERENIE

Wyznaczanie robót w terenie składa się przede wszystkim z przeniesienia w teren danych projektowych dotyczących sieci odwadniającej, jak również wytyczenia konstrukcyjnych szczegółów zasadniczych elementów.

Przeniesienie w teren danych projektowych polega na ustaleniu w terenie kierunków wszystkich otwartych rowów, zbieraczy siatki drenarskiej i kolektorów wzdłuż dróg startowych oraz na trwałym oznaczeniu punktów charakterystycznych. W zbieraczach i kolektorach takimi punktami są środki studzienek rewizyjnych, punkty przecięcia z kierunkami

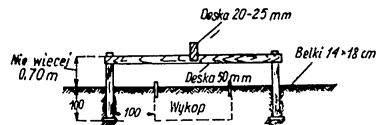
drenów i środki wylotów. Przy otwartych rowach utrwała się początki i końce odcinków prostych, wierzchołki-kątów na załamaniach i punkty pośrednie na zakrętach. Oprócz tego utrwała się zgodnie z planem punkty pikietażowe i plusowe, a w razie konieczności i dodatkowe. Wszystkie punkty numeruje się według kolejności przyjętej w planie i niweluje się. Wspomniane prace wykonuje się za pomocą teodolitu i niwelatora i prowadzi się kolejno od wylotu do górnych końcowych punktów.

Wszystkie wyniki zapisuje się w dzienniku tyczenia. Głębokości robót notuje się na palikach-świadkach. Przy rowach otwartych na zakrętach notuje się również kąty wierzchołkowe, tangensy, promienie, dwusieczne kątów.

Osie siatki drenarskiej przenosi się w teren po zakończeniu zasadniczych robót ziemnych, bezpośrednio przed kopaniem rowów. Prace te można przeprowadzać za pomocą węgelnicy i goniometrów, jednak głębokości początków i punktów pośrednich należy wyznaczyć za pomocą niwelatora.

Punkty utrwała się w terenie za pomocą palików wbijanych na początku i u wylotu poszczególnych ciągów, na ich osi. Szerokość wykopu oznacza się również palikami i wykopanymi rowkami na krawędziach. Wszystkie dalsze roboty mogą być rozpoczęte tylko po odbiorze zasadniczego wytyczenia.

Krawędzie wykopów ustala się ściśle, stosując się do przewidzianych w projekcie nachyleń skarp i szerokości dna rowów lub wymiarów dna wykopów. Krawędzie te oznacza się również palikami, a przy większych rowach — dodatkowo przekopaniem rowków wzdłuż krawędzi. Dla umożliwienia późniejszego sprawdzenia wytyczenia i kontroli prowadzonych robót przy wykonaniu kolektorów, zbieraczy i podobnych ważnych ciągów ustawia się ławy drewniane (rys. 89).



Rys. 89. Ława drewniana przy wykonywaniu kolektora

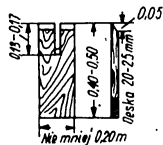
Przy zmechanizowanym wykonawstwie ustawia się ławy po wykopaniu rowów, przy ręcznej pracy — od razu po zasadniczym wytyczeniu robót. Ławy wykorzystuje się przy wykonywaniu robót ziemnych, wyznaczaniu dna wykopów, budowie studzienek, wykonaniu podłoża i układaniu rur.

Ławy robi się i ustawia w następujący sposób: na środkach studzienek rewizyjnych i na każdym pikiecie, prostopadle do osi rowu, w odległości 0,75—1,0 m od krawędzi wkopuje się na głębokość jednego metra słupki z okrągłaków o \varnothing 14—18 cm. Na wysokości 0,5 do 1,0 m od powierzchni ziemi po oddolnej (według kierunku spływu) stronie słupków, dokładnie w poziomie, wcina się i mocno przybija deskę 50 mm nazywaną ławą.

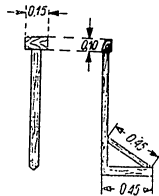
Na ławach oznacza się dokładnie 5-calowymi gwoździami wbitymi w górną krawędź deski (ławy) oś kolektora i krawędzie wykopu.

Do ławy przybija się deseczki o grubości 25 mm, szerokości nie mniejszej niż 20 cm i długości co najmniej 40—50 cm (rys. 90).

Górną krawędź deseczki ściosa się i robi się w niej nacięcie odpowiadające osi rurociągu. Ściosa się także za pomocą niwelatora tak, aby linia łącząca ściosa krawędzie była równoległa do projektowanego dna rurociągu. Następnie na ławie wypisuje się obliczoną głębokość rowu licząc od ściosa krawędzi deseczki oraz notuje się numer pikietu, średnicę rury i inne dane projektowe. W miejscach zmiany średnicy rur zaznacza się na ławie obydwie średnice w postaci ułamka; w mianowniku podaje się większą średnicę.



Rys. 90. Nieruchoma deseczka



Rys. 91. Ruchomy krzyż

Takie przygotowanie ław pozwala następnie przy kopaniu rowu łatwo sprawdzić głębokość jego prostym pomiarem od górnej krawędzi deseczki umieszczonej na ławie lub od drutu naciągniętego pomiędzy ławami; dla sprawdzenia głębokości rowu w pośrednich punktach między ławami stosuje się również krzyże o specjalnej konstrukcji (rys. 91).

W korzystnych warunkach (małe spadki dna rowu) deseczki nie są używane, lecz ławy ustawia się według projektowanego spadku rurociągu.

WYKONANIE WYKOPÓW DLA RUROCIĄGÓW

Zależnie od kategorii gruntu i wielkości wykopów dla zbieraczy (kolektorów) udział poszczególnych czynności, związanych z budową rurociągów, jest następujący:

wykop	40—60%
zasypanie z zagęszczeniem	25—35%
układanie rur $d = 125 - 400$ mm	
z wykonaniem stykowych połączeń i ułożeniem podłoża	10—23%

Jak widać z powyższego, wykonanie wykopu jest najbardziej pracochłonne ze wszystkich czynności wchodzących w zakres robót odwadniających i dlatego powinno być jak najbardziej zmechanizowane.

Do wykonania wykopów stosuje się koparki wielonaczyniowe i koparki z łyżką przedsiębierzną. Grunt wydobyty z wykopu, aby nie przeszkadzał w wykonaniu następnych robót, należy składować z jednej strony wykopu.

Dla lepszego wykorzystania koparki niewielkie nierówności wzdłuż osi rurociągu uprzednio usuwa się za pomocą spycharek lub równiarek. Aby

uniknąć przekopów i ułatwić wykonanie podłoża, wykopu nie wykonuje się do projektowanej głębokości, lecz zależnie od gruntu, konstrukcji łyżki i doświadczenia operatora o 5—10 cm płycej. Wykończenia wykopu dokonuje się ręcznie.

Wyboru maszyny dla wykonania wykopu należy dokonać zależnie od przewidzianych jego wymiarów. Wymiary wykopów wykonywanych koparkami wielonaczyniowymi i podsiębiernymi podane są w tabelach 19 i 20.

Tabela 19

Typ koparki wielonaczyniowej	Największa osiągalna głębokość m	Szerokość dna wykopu m
ET-351, MK-1-M	3,5	0,8 — 1,8
MK-1 SSSM-127	2,25	0,775
MK-11 SSSM-750	6	1,2
MK-11	4	0,65
MK-IV	1,20	0,34

Tabela 20

Typ koparki podsiębiernej	Największa osiągalna głębokość m	Szerokość dna wykopu m
E-252	4,4	0,8
D-0,35	4,5	0,845
E-505, E-502	6,6	—

Spśród koparek wielonaczyniowych najczęściej używana do kopania rowów jest koparka typu ET—351, MK—2—M jako stosunkowo bardzo wydajna (80—100 m³/godz.) i pozwalająca na wykonywanie wykopów o różnej szerokości dna (0,8; 1,05; 1,5 i 1,80 m), o głębokości do 3,5 mb. Poza tym dzięki posiadanym 16 biegom, koparka ta daje możliwość szerokiego regulowania szybkości pracy zależnie od rodzaju gruntu. Ta sama zaleta odznacza się i wielonaczyniowa koparka produkcji 1948 roku, o maksymalnej głębokości kopania 2,5 m.

Do wykonywania małych wykopów, szczególnie rowów dla wstępnego odwodnienia, najwłaściwszy jest plug PKB—56, wyposażony w urządzenie do kopania rowów; wykopuje on rowy o szerokości dna 20 cm, głębokości 70 cm i szerokości górą 50 cm.

Spśród koparek łyżkowych najczęściej stosowane są koparki podsiębierne o pojemności łyżki 0,25; 0,35; 0,50 m³.

Koparki wielonaczyniowe i łyżkowe są najbardziej korzystne przy kopaniu rowów za jednym przejściem. W przypadkach kiedy przewidziana szerokość wykopu jest większa od zasięgu koparki, dalsze poszerzenie wykonuje się za pomocą ręcznego obsuwania gruntu ze skarp w dół i wybieranie tego gruntu koparką z dna wykopu.

Jeżeli szerokość wykopu wykonywanego koparką jest większa, niż jest potrzebne, pracę koparki prowadzi się tylko do przewidywanego poziomu wierzchu rury, dolną zaś część wykopu wykonuje się ręcznie według projektowanych wymiarów. Przy dużych głębokościach wykonanie poszerzonego wykopu koparką może spowodować znaczne zwiększenie obciążenia rur, doprowadzić do przekroczenia dopuszczalnych obciążeń i nawet spowodować zgniecenie rury. Przy niewielkich głębokościach, do 1,5—1,75 m, można prowadzić pracę koparką do dna wykopu, gdyż zwiększenie obciążenia spowodowane poszerzeniem wykopu jest nieznaczne.

We wszystkich wątpliwych przypadkach, przy konieczności wykonywania wykopów szerszych od przewidzianych w projekcie, konieczne jest przeliczenie wytrzymałości rur.

Szczególnej uwagi wymaga wykonywanie rowów dla zbieraczy. Niezbędne jest jak najszersze stosowanie pluga PKB—56 z urządzeniem do kopania rowów. Użycie koparek lub wszelkich innych środków mechanicznych wykonujących rowy za szerokie może być dozwolone tylko przy niskich kosztach zasypywania. W przeciwnym przypadku przerost wydatków przy zasypywaniu lub komplikacje w pracy spowodują tylko podrobie roboty nie przynosząc żadnych korzyści.

Przy dużym koszcie zasypywania i braku właściwych środków mechanicznych wykop rowów dla zbieraczy wykonuje się ręcznie. Rowy wykonuje się ręcznie sztychówką na szerokość jednego sztychu, w suchych i zwilżonych gruntach — ze ściankami pionowymi, w gruntach sypkich — ze stromymi skarpami. W ostatnim przypadku początkowo kopie się rów z pionowymi ściankami, następnie ustala się pochylenie skarpy i wybiera się pozostały grunt. Grunt odrzuca się na bok co najmniej o 30—40 cm od krawędzi rowu. Dno dokładnie wyrównuje się za pomocą krzyży odpowiednio do projektowanego spadku.

Dla zapobieżenia obsunięciom i zawaleniom się rowów dla zbieraczy i kolektorów skarpy wykopów zabezpiecza się przez zastosowanie umocnień przy głębokościach większych od niżej podanych:

w kurzakach i mokrych piaskach	0,25 m
w słabych i sypkich gruntach (żwir, piasek, słabe piaszczyste grunty)	0,75 m
grunty średniozwięzłe	1,25 m
grunty zwięzłe	2,00 m

Umocnienia stosuje się odpowiednio do danych tabeli 21.

Tabela 21

Warunki gruntowe	Głębokość wykopu	
	do 3 m	3 do 5 m
Grunty o normalnej wilgotności (z wyjątkiem sypkich)	Poziome deskowanie co drugą deską	Pełne deskowanie poziome
Grunty o zwiększonej wilgotności i sypkie	Pełne deskowanie poziome lub pionowe	
Wszystkie grunty przy silnym dopływie wód gruntowych	Ścianki szelone (nie płycej jak o 0,75 m poniżej dna wykopu)	

Dla zapobieżenia zsypaniu się gruntu przez krawędź wykopu, deskowanie powinno wystawać ponad krawędź wykopu co najmniej o 15 cm, a szerokość półki powinna wynosić co najmniej 0,5 m.

Odbiór wykopanego rowu polega na sprawdzeniu zgodności osi z danym kierunkiem rurociągu i stwierdzeniu właściwej głębokości i szerokości rowu według danych z projektu. Odbiór dokonywany jest po wygładzeniu dna wykopu.

WYKONANIE PODŁOŻA POD RUROCIĄGI

Podłoże rurociągów powinno zabezpieczać rury przed osiadaniem i złagodzić miejscowe ich przeciążenia pod działaniem stałych i ruchomych obciążeń. Znaczenie i rola podłoża mogą być wyjaśnione w sposób następujący:

Po wykopaniu rowu następują pewne zmiany warunków początkowych, polegające na miejscowym nierównomiernym naruszeniu zwłóknienia niższej leżącego gruntu, osłabionego w porównaniu z otaczającym gruntem na tej samej głębokości. Osłabienie podłoża gruntowego jest jedną z przyczyn osiadania rurociągów. Drugą przyczyną polega na zwiększonym obciążeniu podłoża rur spowodowanym ciśnieniem świeżego nasypu poprzez rury (szczególnie w okresie przejściowego osiadania gruntu) w porównaniu z obciążeniem dna wykopu zasypką między rurą a ścianką wykopu. Dlatego należy zawsze stosować środki sprzyjające bardziej równomiernej obciążeniu dna wykopu.

Do takich środków należą:

- a) zasypywanie rurociągu piaskiem do wysokości 0,5 m (rys. 92 c);
- b) wyrobienie w dnie wykopu łożyska dla rury do 0,25 długości jej obwodu (rys. 92 a);
- c) wykonanie różnego rodzaju sztucznych podłoży.

Podłoże nie może ulegać uszkodzeniom od działających na nie sił tnących.

Zwykły rodzaj podłoża określa projekt w zastosowaniu do miejscowych warunków. Obecnie stosuje się typy podłoży pokazane na rys. 92 i 93.

Przy jednostajnych, wytrzymałych gruntach oraz przy zastępowaniu rur łączonych na pióro i wpust o średnicy nie większej niż 450 mm, rury układa się wprost na wygładzone dno rowu.

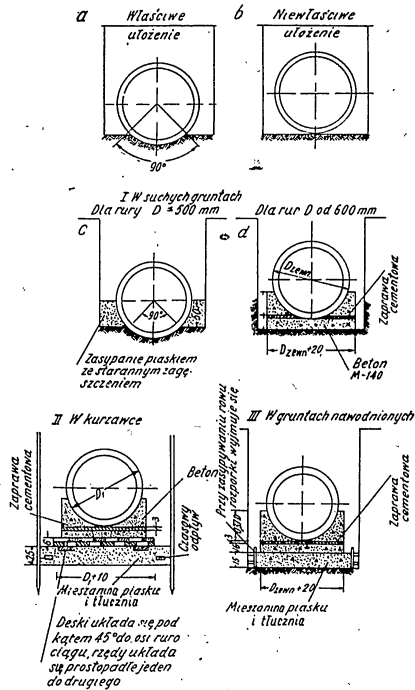
W tym przypadku wykonanie podłoża polega na ręcznym wyczyszczeniu rowu do projektowanej głębokości i na wygładzeniu dna. Dla zabezpieczenia pewnego oparcia rury na podłożu, przy ostatecznym wygładzeniu dna rowu, w suchych, gliniastych gruntach daje się podsypanie piaskową o grubości 0,5 do 1 cm.

Wyczyszczenie rowu należy zaczynać po sprawdzeniu krzyżami grubości warstwy gruntu, jaka powinna być usunięta. W toku pracy należy uważać, aby nie przebrać gruntu poniżej projektowanej głębokości. W przypadku przekopania podsypane się odpowiednią ilość piasku i dokładnie ubija ręcznym ubijakiem.

Podłoże uważa się za przygotowane, jeżeli po sprawdzeniu krzyżami co 1 do 5 m (zależnie od spadku rurociągu) różnice nie przekraczają 5 mm. Dla sprawdzenia równości podłoża stosuje się latę o długości 3 m. Prześwity pomiędzy latą a powierzchnią dna nie powinny przekraczać 5 mm.

Odbiór wykopu i podłoża w danym przypadku odbywa się jednocześnie. Przy odbiorze sprawdza się stan dna wykopu, zgodność szerokości, głębokości i spadku rowu z danymi z projektu.

Jeżeli przed układaniem rur w gliniastych gruntach wykop był zalany wodą, dno jego oczyszcza się z mokrej i rozrobionej gliny i na dno daje się piaskową podsypkę.



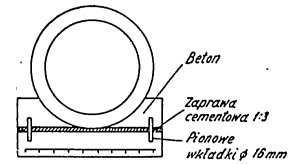
Rys. 92. Typowe podłoża pod rurociągi

Przy tych samych rurach w gruntach IV i V kategorii i w gruntach skalistych podłoża wykonuje się w postaci poduszki z gruboziarnistego piasku lub z pospółki układanej na całej szerokości dna wykopu warstwą

15 do 20 cm, zależnie od średnicy rur. Pospółka dla poduszki dostarczana jest samochodami i wyladowywana bezpośrednio do wykopu podczas ruchu samochodu wzdłuż wolnej krawędzi rowu. Zagęszczania pospółki dokonuje się wibratorami lub ręcznie.

Odbioru robót, tak jak i w poprzednim przypadku, dokonuje się po wykopaniu rowu i po wykonaniu podłoża.

Przy takich samych gruntach jak wyżej, lecz przy średnicy rur większej od 600 mm stosuje się ławę betonową z chudego betonu o grubości



Rys. 93. Żelbetowe podłoża pod rurociągi

15 cm, układa się ją na warstwie tłuczniowej o grubości 8—10 cm lub na innej podsypce; szerokość ławy powinna być o 20 cm większa od zewnętrznej średnicy rury. Dla wykonania ławy ustawia się deskowania z desek o grubości 4—5 cm. Ławę betonuje się zależnie od średnicy układanych rur do wysokości o 2—3 cm niższej od poziomu projektowanego. Wierzch ławy powinien być równy. Jeżeli stosuje się rury kolnierzowe, w betonie ławy pozostawia się odpowiednie zagłębienia.

Warstwę uzupełniającą wierzch ławy układa się z zaprawy cementowej (skład 1:6) bezpośrednio przed układaniem rur, żeby zapewnić pewne oparcie i dokładne położenie rur na odpowiedniej wysokości. Przestrzenie z boków rur stanowiące otulinę wypełnia się niezwłocznie po ułożeniu rur. Beton zagęszcza się wibratorem lub ubijakiem, w ciasnych zaś miejscach, na przykład pod rurami, podbija się prętami.

Odbiór robót odbywa się po zakończeniu wykopu, po wykonaniu dolnej części ławy i po zakończeniu betonowania otuliny. Wierzch ławy betonowej uważany jest za wystarczająco równy, jeżeli przeswity między łąką 3 m i powierzchnią ławy nie przekraczają 1 cm. Typy podłoży stosowane przy innych gruntach pokazane są na rys. 92.

Przy układaniu rur poniżej poziomu wody gruntowej przy znacznym jej dopływie szczególnej uwagi wymaga odprowadzenie wody z wykopu. Dla odprowadzenia wody napływającej do wykopu wskazane jest wykonanie podłoża drenażowego (z tłucznia, żwiru itp.). Woda po drenażowej warstwie spływa do czasowych studzienek zbiorczych, z których jest pompowana. Wykorzystanie podłoża jako warstwy drenażowej znacznie upraszcza i zmniejsza koszty roboty.

Poza rozpatrzonych mogą być stosowane podłoża o innych układach, na przykład betonowe ławy na filtrującej podsypce z drenażowymi korytami i inne.

W kurzawce i błotnistych gruntach, a więc nieośnionych, podłoża do rur stanowią żelbetowe płyty na palach i inne. Wykonanie takich podłoży opisane jest w specjalnych podręcznikach.

UKŁADANIE RUROCIĄGU

Zbudowany i podlegający odbiorowi rurociąg powinien odpowiadać szeregowi warunków: rurociąg musi być prosty; dolna tworząca wewnętrznej powierzchni rurociągu powinna mieć spadek zgodny z projektem i znajdować się na projektowanej głębokości; nieprześlakliwość rurociągu i sprężystość styków, wewnętrzna średnica, grubość ścianek i opieranie się na podłożu powinny odpowiadać projektowi; rury i materiały użyte do ułożenia rurociągu powinny odpowiadać technicznym warunkom.

Do czynności wykonawczych należą: przygotowanie rur i podłoża do układania, spuszczenie rur do wykopu i układanie ich na miejsce, umocowanie rur, wykonanie styków.

Przygotowanie rur do układania polega na ułożeniu ich wzdłuż wykopu z jednoczesnym sprawdzeniem ich stanu.

Zgodnie z obowiązującymi technicznymi warunkami rury powinny być dostarczane na budowę ze świadectwem produkującej wytwórni. Ceramiczne, azbestowo-cementowe rury powinny odpowiadać znormalizowanym warunkom. Betonowe i żelbetowe rury, wykonywane na miejscu lub na podstawie umów w wytwórniach, powinny odpowiadać wymaganiom projektu i następującym ogólnym warunkom.

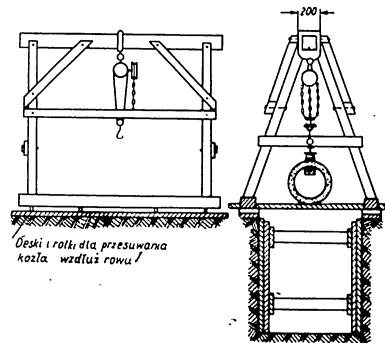
Rury powinny mieć kształt cylindryczny. Różnica grubości ścianek na całym obwodzie dopuszczalna jest z tolerancją $\pm 5\%$. Największa różnica długości wewnętrznej średnicy w dowolnym kierunku nie może przekraczać 7 mm dla $d \leq 300$ mm i 10 mm dla $d > 300$ mm. Tworzące wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni powinny być proste, odchylenia nie mogą być większe od ± 5 mm na 1 mb rury dla rur wszystkich średnic. Powierzchnie czołowe powinny być prostopadłe do osi rur, różnice nie powinny być większe od ± 3 mm. W ściankach rur nie może być pęknięć, raków, obnażonego zbrojenia i miejsc ze źle zagęszczonym betonem. W rurach, które nie będą znajdować się pod ciśnieniem, dopuszczalne jest uzupełnianie raków. Rury podlegają sprawdzeniu na wodoszczelność i wytrzymałość. Mechaniczną próbę wytrzymałości przeprowadza się na prasach budowlanych lub w odpowiednich laboratoriach po 28 dniach od chwili wykonania. Obciążenie niszczące powinno przekraczać obliczeniowe co najmniej półtorakrotnie. Wyniki prób rur powinny być protokołowane z dokładnym opisem wszystkich czynności i przebiegu prób.

Zanieczyszczone rury należy dokładnie oczyścić wewnątrz i z zewnątrz. Szczególnie dokładnie należy oczyścić krawędzie rur i powierzchnię wewnętrzną kolnierzy przy stykach wykonywanych z zastosowaniem asfaltu lub cementu.

Rury kolnierzowe dobiera się tak, aby koniec jednej rury swobodnie wchodził w kolnierz sąsiedniej rury. Dla przyspieszenia układania rury kolnierzowe niewielkich średnic, do 300—400 mm, łączone są po dwie, trzy, zależnie od długości rur. Styki w łączonych odcinkach są wykonywane nie na dole w wykopie, lecz na górze w miejscu ich łączenia w położeniu pionowym. Przesunięcie łączonych odcinków do wykopu i opuszczenie ich na dół odbywa się również przy zachowaniu pionowego położenia.

Opuszczanie do wykopu i układanie na miejscu lekkich rur przeprowadza się ręcznie za pomocą sznurów i pochylni z desek. Opuszczanie i układanie na właściwe miejsce ciężkich rur przeprowadza się za pomocą wielokrążków lub dźwigarek zmontowanych na trójnogach lub na kozłach umieszczonych ponad wykopem (rys. 94). Rury podtacza się pod wielokrążek po balach lub belkach ułożonych w poprzek wykopu, następnie podno-

si się je przy użyciu wielokrążka i po usunięciu bali lub belek podtrzymujących — ostrożnie opuszcza się na właściwe miejsce. Najcięższe rury opuszcza się na miejsce samochodowymi dźwigami (rys. 95). Z braku innych środków opuszczanie rur może być wykonane za pomoc ciągnika. Ru-

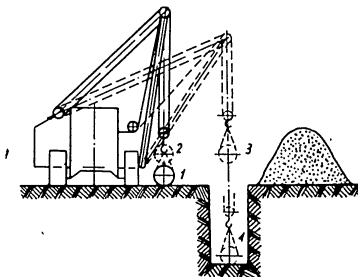


Deski i rolki dla przesuwania kolia wzdłuż rowu!

Rys. 94. Kozły dla układania rur

rę toczy się do krawędzi wykopu, owija się ją liną od ciągnika i powoli opuszcza przy stopniowym posuwaniu się ciągnika w kierunku wykopu.

Przy układaniu rury na miejsce należy koniecznie dopilnować, aby układana rura była ściśle dosunięta do poprzednio ułożonej, bez zbędnego



Rys. 95. Układanie rur za pomocą mechanicznego układacza

UKŁADANIE RUROCIĄGU

Zbudowany i podlegający odbiorowi rurociąg powinien odpowiadać szeregowi warunków: rurociąg musi być prosty; dolna tworząca wewnętrznej powierzchni rurociągu powinna mieć spadek zgodny z projektem i znajdować się na projektowanej głębokości; nieprześlakliwość rurociągu i sprężystość styków, wewnętrzna średnica, grubość ścianek i opieranie się na podłożu powinny odpowiadać projektowi; rury i materiały użyte do ułożenia rurociągu powinny odpowiadać technicznemu warunkom.

Do czynności wykonawczych należą: przygotowanie rur i podłoża do układania, spuszczenie rur do wykopu i układanie ich na miejsce, umocowanie rur, wykonanie styków.

Przygotowanie rur do układania polega na ułożeniu ich wzdłuż wykopu z jednoczesnym sprawdzeniem ich stanu.

Zgodnie z obowiązującymi technicznymi warunkami rury powinny być dostarczane na budowę ze świadectwem produkującej wytwórni. Ceramiczne, azbestowo-cementowe rury powinny odpowiadać znormalizowanym warunkom. Betonowe i żelbetowe rury, wykonywane na miejscu lub na podstawie umów w wytwórniach, powinny odpowiadać wymaganiom projektu i następującym ogólnym warunkom.

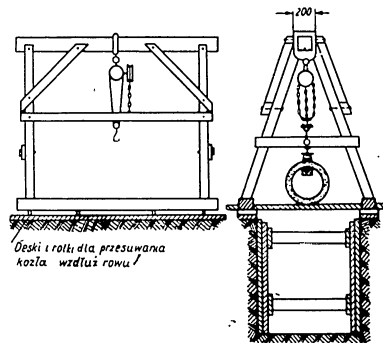
Rury powinny mieć kształt cylindryczny. Różnica grubości ścianek na całym obwodzie dopuszczalna jest z tolerancją $\pm 5\%$. Największa różnica długości wewnętrznej średnicy w dowolnym kierunku nie może przekraczać 7 mm dla $d \leq 300$ mm i 10 mm dla $d > 300$ mm. Tworzące wewnętrznej i zewnętrznej powierzchni powinny być proste, odchylenia nie mogą być większe od ± 5 mm na 1 mb rury dla rur wszystkich średnic. Powierzchnie czołowe powinny być prostopadłe do osi rur, różnice nie powinny być większe od ± 3 mm. W ściankach rur nie może być pęknięć, raków, obnażonego zbrojenia i miejsc ze źle zagęszczonym betonem. W rurach, które nie będą znajdować się pod ciśnieniem, dopuszczalne jest uzupełnianie raków. Rury podlegają sprawdzeniu na wodoszczelność i wytrzymałość. Mechaniczną próbę wytrzymałości przeprowadza się na prasach budowlanych lub w odpowiednich laboratoriach po 28 dniach od chwili wykonania. Obciążenie niszczące powinno przekraczać obliczeniowe co najmniej półtorakrotnie. Wyniki prób rur powinny być protokolowane z dokładnym opisem wszystkich czynności i przebiegu prób.

Zanieczyszczone rury należy dokładnie oczyścić wewnątrz i z zewnątrz. Szczególnie dokładnie należy oczyścić krawędzie rur i powierzchnię wewnętrzną kołnierzy przy stykach wykonywanych z zastosowaniem asfaltu lub cementu.

Rury kołnierzowe dobiera się tak, aby koniec jednej rury swobodnie wchodził w kołnierz sąsiedniej rury. Dla przyspieszenia układania rury kołnierzowe niewielkich średnic, do 300—400 mm, łączone są po dwie, trzy, zależnie od długości rur. Styki w łączonych odcinkach są wykonywane nie na dole w wykopie, lecz na górze w miejscu ich łączenia w położeniu pionowym. Przesunięcie łączonych odcinków do wykopu i opuszczenie ich na dół odbywa się również przy zachowaniu pionowego położenia.

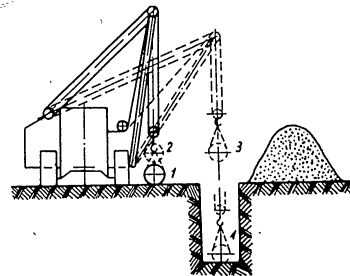
Opuszczanie do wykopu i układanie na miejscu lekkich rur przeprowadza się ręcznie za pomocą sznurów i pochylni z desek. Opuszczanie i układanie na właściwe miejsce ciężkich rur przeprowadza się za pomocą wielokrążków lub dźwigarek zmontowanych na trójnogach lub na kozłach umieszczonych ponad wykopem (rys. 94). Rury podtacza się pod wielokrążek po balach lub belkach ułożonych w poprzek wykopu, następnie podno-

si się je przy użyciu wielokrążka i po usunięciu bali lub belek podtrzymujących — ostrożnie opuszcza się na właściwe miejsce. Najcięższe rury opuszcza się na miejsce samochodowymi dźwigami (rys. 95). Z braku innych środków opuszczanie rur może być wykonane za pomoc ciągnika. Ru-



Rys. 94. Kozły dla układania rur

rę toczy się do krawędzi wykopu, owija się ją liną od ciągnika i powoli opuszcza przy stopniowym posuwaniu się ciągnika w kierunku wykopu. Przy układaniu rury na miejsce należy koniecznie dopilnować, aby układana rura była ściśle dosunięta do poprzednio ułożonej, bez zbędnego



Rys. 95. Układanie rur za pomocą mechanicznego układacza

luzu pomiędzy czolami, aby prawidłowo przylegała do podłoża i odpowiednio była umieszczona w planie i w przekroju podłużnym.

Do sprawdzenia prawidłowości ułożenia rur używa się pionu przesuwanego po naciągniętym na ławach drucie, szablonu z desek i krzyża z wysuniętą podstawą, ustawianego na dnie rury. Szablon z desek jest wąską listwą o długości równej wewnętrznej średnicy rury. Na krawędzi listwy oznacza się środek rury. Szablon wkłada się do rury równo z czołem. Zgodność linii pionu z oznaczonym środkiem świadczy o prawidłowym położeniu rury w planie.

W przypadku układania krótkich odcinków rur o niewielkiej średnicy centrowanie ich może być dokonane przez korzystanie z samego drutu naciągniętego tuż przy grzbiecie rur. Potrzebny spadek otrzymuje się przez układanie rur według poziomnicy.

Przy takim sposobie układania w dno wykopu, według osi rurociągu, wbija się za pomocą niwelatora paliki w odległości 3—5 m jeden od drugiego. Górne poziomy palików powinny zgadzać się z projektowaną linią dna rurociągu. Paliki służą układowi do kontrolowania prawidłowości utrzymywanego spadku. Jako przyrządy do kontrolowania służą — sprawdzona poziomnica i wąska lata o długości 1—2 m z zaznaczonym miejscem dla poziomnicy.

Poziomnicę sprawdza się uprzednio w odpowiednich warunkach. Latę z poziomnicą układa się na dwóch palikach ustawionych za pomocą niwelatora według wyznaczonego spadku. Na poziomnicy oznacza się kreską położenie pęcherzyka i wypisuje się wielkość spadku.

W ten sam sposób ustala się położenie pęcherzyka dla innych spadków.

Przy sprawdzaniu prawidłowości położenia rury latę wkłada się w rurę tak, aby koniec z zaznaczonym miejscem dla poziomnicy wystawał z niej, a lata leżała na dnie rurociągu. Na wysuniętym końcułaty ustawia się poziomnicę i zależnie do położenia pęcherzyka podsympuje się lub usuwa piasek z podłoża, aby podnieść lub opuścić koniec rury. Przy zbliżeniu się do kołka kontrolnego latę kładzie się jednym końcem na palik, drugim na dno ułożonego rurociągu. Przy należywym ustawieniu się pęcherzyka układanie prowadzi się dalej, w przeciwnym przypadku — zmienia się położenie.

Rury kolnierzone układa się kolnierzami od dołu do góry, rury z piórami i wpustami układa się tak, aby wpust znajdował się przeciw prądowi wody.

Rury w wykopie lepiej jest układać od dołu do góry. Na czas przerwy w pracy i na okres, dopóki nie zostanie zakończona cała sieć odprowadzająca wodę, otwory rurociągów o niewielkich średnicach należy zabezpieczać czasowymi filtrami, aby ochronić rury przed zanieczyszczeniem. Rury o dużych średnicach zabezpiecza się przykrywkami odpowiednich rozmiarów.

Umocowanie rur wykonuje się od razu po ułożeniu, szczególnie przy układaniu rur małych. W celu umocowania rurę ostrożnie obsypuje się gruntem lub innym materiałem (zależnie od ustalonego składu materiału do zasypywania) jednocześnie z obydwu stron — początkowo w kilku miejscach, potem przez całą długość rurociągu z wypełnieniem przestrzeni do skarp. Przy stykach zostawia się odcinki wolne. Te odcinki są zasypywane po wykonaniu styków. Zasypywany grunt starannie zagęszcza się ręcznymi ubijakami; zagęszczanie zasypanego gruntu pod spodem i z bo-

ków rur wykonuje się wąskimi latami i ubijakami z ukośnym spodem na długich rączkach.

Przy rurach o niewielkiej średnicy (do 250 mm) zasypanie doprowadza się prawie do grzbietu rur. Przy cięższych rurach wystarcza zasypanie do 1/3 — 1/2 wysokości rur. Rury o średnicy ponad 450—600 mm posiadają znaczny ciężar i nie trzeba ich umocowywać przez zasypanie.

Aby przekonać się, że rury przy początkowym zasypywaniu i zagęszczaniu nie zsunęły się, sprawdza się rurociąg „na światło”. Jeżeli przeciwnie otwór rurociągu jest widoczny w postaci pełnego koła, znaczy to, że położenie rur nie uległo zmianie. Inny kształt otworu wskazuje na przesunięcie rurociągu i jest dowodem, że konieczna jest przeróbka.

Wykonywanie szczelnych styków przy rurach kolnierzowych zbieraczy i kolektorów składa się z dwóch czynności: z początku uszczelnia się dokładnie smolowanymi pakułami pierścieniowy otwór pomiędzy kolnierzem a rurą, potem resztę przestrzeni zapelnia się asfaltową masą, w gruntach zaś wodonośnych — zaprawą cementową.

Według „warunków technicznych” ustala się następujący porządek postępowania przy wykonywaniu połączeń stykowych: końce łączonych rur należy dokładnie oczyścić stalowymi szczotkami, obmyć i ściśle docisnąć do siebie. W kolnierz lub mufę należy włożyć smolowane pakuly i ubijać uszczelniaczem bez użycia młotka. Rurę należy owinać 2—3 razy smolowanymi pakułami związanymi w powrót z trzech lub czterech zwojów, o ciężarze około 100 g/mb. Pakuly powinny zajmować przestrzeń równą jednej do dwóch trzecich długości kolnierza (polowę mufy), resztę przestrzeni pomiędzy kolnierzem (mufą) a rurą wypelnia się asfaltową masą lub zaprawą cementową.

Przy stykowych połączeniach wykonywanych przy użyciu asfaltowej masy można stosować żelazne lub drewniane formy rozbiieralne, nakładane na rury (rys. 96), z otworem do wlewania w górnej części. Szparę pomiędzy rurą a formą zalepia się tustą gliną; cienką warstwą gliny pokrywa się również wewnętrzną ściankę formy. Masę asfaltową wlewa się do przestrzeni pomiędzy kolnierzem a rurą przez otwór do wlewania aż do wypełnienia (rys. 97). Masę asfaltową przyrządza się z trzech części naturalnego asfaltu i 1—2 części bitumu marki III. Przy zastosowaniu masy asfaltowej może stać się konieczne suszenie kolnierza, gdyż wewnętrzna powierzchnia wgłębienia musi być sucha.

Styki rur łączonych na pióro i wpust wykonuje się w formie opaski z zaprawy cementowej jednocześnie z układaniem rur (rys. 98).

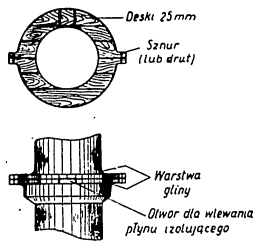
Początkowo całą powierzchnię styku dwóch rur, po oczyszczeniu stalowymi szczotkami i obmyciu, pokrywa się gęstym mlekiem cementowym; następnie rury przysuwa się ściślej do siebie i przyciska tak, aby mleko wystąpiło na połączeniu. Na styk nakłada się żelazną lub drewnianą skrzynkową formę z otworem u góry. Przez otwór formę wypelnia się zaprawą cementową 1 : 2. Początkowo zaprawę wlewa się na jedną stronę tak, aby wypelniała formę z drugiej strony do jednej trzeciej wysokości. Następnie zalewanie prowadzi się równomiernie w obie strony. Dla umożliwienia wypelnienia styku od dołu przy zalewaniu zaprawą, w dolnej części rur przy podłożu przerywa się smarowanie gęstym mlekiem cementowym wykonywane na początku.

Styki rur bez kolnierzy i piór, przy łączeniu na dotyk, owija się 1 do 3 razy pasem z rubeoidu, borulinu lub papy i przylepia gorącą smolą;

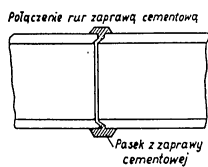
szerokość pasa 20 do 25 cm (rys. 99). W przypadkach zastosowania muru styki wykonuje się tak samo jak przy rurach kolnierżowych.

Rury drenujące układa się ściśle jedna za drugą i styki, zgodnie z projektem, dla ochronienia rur od zamulania okłada się mchem, paskiem papy lub innego materiału.

Odbiór rurociągu odbywa się po częściowym zasypianiu rur, jak to było opisane poprzednio. Przy układaniu rur na betonowej lawie odbiór odbywa się po wykonaniu otuliny. Dokładność ułożenia rurociągu w prostej



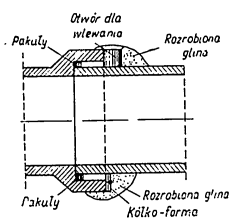
Rys. 96. Forma dla zalewania styków rur masą izolacyjną



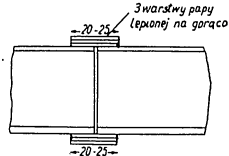
Rys. 98. Połączenie rur z piórem i wpustem opaska z zaprawy cementowej

linii sprawdza się „na światło”. Przy rurach o małych średnicach używa się do sprawdzenia „na światło” sztucznego oświetlenia. Przy dużych głębokościach rowów i innych utrudnieniach odbiór „na światło” może być dokonany z powierzchni ziemi za pomocą luster.

156



Rys. 97. Ustawienie formy dla zalewania styków



Rys. 99. Styk rur izolowany taśmą papy

Jakość wykonania połączeń na stykach sprawdza się przez dokładne oględziny zewnętrzne, połączenia zaś kolektorów o średnicy 1,0 m i większych sprawdza się również i od środka.

Dla sprawdzenia właściwego wykonania i ścisłości połączeń zakończone odcinki kolektorów i zbieraczy poddawane są próbom na wodoszczelność. Zasadniczo poddawane są próbie odcinki pomiędzy studzienkami rewiżijnymi. W gruntach wodonośnych wodoszczelność sprawdza się przez pomiar przyboru wody w studzienkach przy zamkniętym odpływie i dopływowej rurach (zbieraczy, drenów itd.). Wodoszczelność jest wystarczająca, o ile dobowy dopływ z 1 km nie jest większy od 30—40 m³ wody.

W suchych gruntach wodoszczelność kolektorów sprawdza się przez napełnienie wodą odcinka kolektora do wysokości 2 m ponad grzbiet rur w górnym końcu sprawdzanego odcinka. W tym celu wysokość studzienek w razie konieczności powiększa się przez nadbudowanie czasowych szczytów skrzyń drewnianych lub z innego materiału. Pomiar ubytku, przez określenie zużycia wody na podtrzymanie stałego poziomu w ciągu 20 minut, daje wielkość przesiąkania. Wodoszczelność jest wystarczająca przy przesiąkaniu 30—40 m³ na dobę na 1 km rurociągu.

ZASYPYWANIE WYKOPÓW

Wykopy zasypuje się równymi warstwami za pomocą spycharek. Do wysokości 40—50 cm ponad grzbiet rurociągu zagęszczenie gruntu wykonuje się ręcznie — za pomocą drewnianych ubijaków bez okucia — warstwami o grubości 10—15 cm w stanie spulchnionym, w ciasnych miejscach, a szczególnie z dołu i z boków rur — za pomocą wąskich lat i ubijaków z ukośnym spodem na długich rączkach. Górne warstwy zwiększa się do grubości 20 cm i zagęszcza się cięższymi ubijakami.

W miarę zasypywania wykopu usuwa się deskowania. Przy poziomym deskowaniu wyjmuje się po jednej desce od dołu po uprzednim ustawieniu dodatkowych rozpór powyżej usuwanych desek, wybija się dolne rozpory i odpilowuje się słupki w miarę usuwania desek poziomych. Ścianki szczelne wyciąga się dźwigarkami za pomocą liny lub za pomocą dźwigów. Zasypywanie dokonuje się niezwłocznie po ułożeniu rur i po odbiorze rurociągu. Aby podczas wykonywania robót uniknąć uszkodzeń przy wykonywaniu połączeń z zaprawy cementowej, zasypywanie rozpoczyna się nie wcześniej niż po dwóch dniach od wykonania połączeń.

Dreny zasypuje się materiałem filtrującym tak samo jak gruntem, tzn. warstwami, lecz wyłącznie z ręcznym zagęszczeniem na całej wysokości. Grubość warstw nie może być większa niż 10—15 cm, zależnie od kształtu i gładkości ziaren. Szczególnie ostrożnie należy zagęszczać materiał nad rurociągiem.

Materiał do zasypywania drenów powinien być wybrany zgodnie z warunkami projektu. Zanieczyszczony materiał powinien być przemyty. Odpowiednią granulację osiąga się przez przesiewanie.

W pylastych i drobnociastych gruntach, gdzie jest możliwe spływanie skarp, filtrujący materiał należy oddzielić od skarp za pomocą mchu lub darni. W niektórych przypadkach na szerokości rowu stosuje się materiał o różnej granulacji. Zasypywanie wówczas dokonuje się przy zastosowaniu deskowań oddzielających poszczególne gatunki warstwami o grubości 10—15 cm. Po zasypianiu i zagęszczeniu każdej warstwy deskowanie podciąga się wyżej i następuje układanie następnej warstwy.

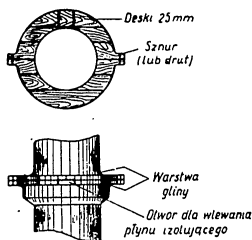
Przy drenażu wykonywanym pod nawierzchnią, szczególnie ważne jest zabezpieczenie przed osiadaniem i zniekształcaniem się powierzchni. W tym

157

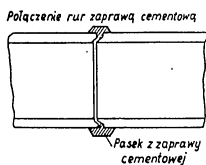
szerokość pasa 20 do 25 cm (rys. 99). W przypadkach zastosowania muf styki wykonuje się tak samo jak przy rurach kolnierżowych.

Rury drenujące układa się ściśle jedna za drugą i styki, zgodnie z projektem, dla ochronienia rur od zamulania okłada się mchem, paskiem papy lub innego materiału.

Odbiór rurociągu odbywa się po częściowym zasypianiu rur, jak to było opisane poprzednio. Przy układaniu rur na betonowej lawie odbiór odbywa się po wykonaniu otuliny. Dokładność ułożenia rurociągu w prostej



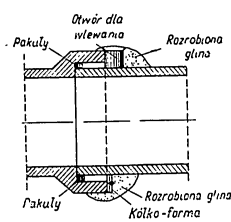
Rys. 96. Forma dla zalewania styków rur masą izolacyjną



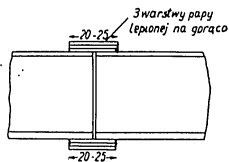
Rys. 98. Połączenie rur z piórem i wpustem opaską z zaprawy cementowej

linii sprawdza się „na światło”. Przy rurach o małych średnicach używa się do sprawdzenia „na światło” sztucznego oświetlenia. Przy dużych głębokościach rowów i innych utrudnieniach odbiór „na światło” może być dokonany z powierzchni ziemi za pomocą luster.

156



Rys. 97. Ustawienie formy dla zalewania styków



Rys. 99. Styk rur izolowany taśmą papy

Jakość wykonania połączeń na stykach sprawdza się przez dokładne oględziny zewnętrzne, połączenia zaś kolektorów o średnicy 1,0 m i większych sprawdza się również i od środka.

Dla sprawdzenia właściwego wykonania i ścisłości połączeń zakończone odcinki kolektorów i zbieraczy poddawane są próbom na wodoszczelność. Zasadniczo poddawane są próbie odcinki pomiędzy studzienkami rewiżyjnymi. W gruntach wodonośnych wodoszczelność sprawdza się przez pomiar przyboru wody w studzienkach przy zamkniętym odpływie i dopływowych rurach (zbieraczy, drenów itd.). Wodoszczelność jest wystarczająca, o ile dobowy dopływ z 1 km nie jest większy od 30—40 m³ wody.

W suchych gruntach wodoszczelność kolektorów sprawdza się przez napełnienie wodą odcinka kolektora do wysokości 2 m ponad grzbień rur w górnym końcu sprawdzanego odcinka. W tym celu wysokość studzienek w razie konieczności powiększa się przez nadbudowanie czasowych szczytów skrzyń drewnianych lub z innego materiału. Pomiar ubytku, przez określenie zużycia wody na podtrzymanie stałego poziomu w ciągu 20 minut, daje wielkość przesiąkania. Wodoszczelność jest wystarczająca przy przesiąkaniu 30—40 m³ na dobę na 1 km rurociągu.

ZASYPYWANIE WYKOPÓW

Wykopy zasypuje się równymi warstwami za pomocą spycharek. Do wysokości 40—50 cm ponad grzbień rurociągu zagęszczanie gruntu wykonuje się ręcznie — za pomocą drewnianych ubijaków bez okucia — warstwami o grubości 10—15 cm w stanie spulchnionym, w ciasnych miejscach, a szczególnie z dołu i z boków rur — za pomocą wąskich lat i ubijaków z ukośnym spodem na długich rączkach. Górne warstwy zwiększa się do grubości 20 cm i zagęszcza się cięższymi ubijakami.

W miarę zasypywania wykopu usuwa się deskowania. Przy poziomym deskowaniu wyjmuje się po jednej desce od dołu po uprzednim ustawieniu dodatkowych rozpór powyżej usuwanych desek, wybijają się dolne rozpory i odpinuje się słupki w miarę usuwania desek poziomych. Ścianki szczelne wyciąga się dźwigarkami za pomocą liny lub za pomocą dźwignów. Zasypywanie dokonuje się niezwłocznie po ułożeniu rur i po odbiorze rurociągu. Aby podczas wykonywania robót uniknąć uszkodzeń przy wykonywaniu połączeń z zaprawy cementowej, zasypywanie rozpoczyna się nie wcześniej niż po dwóch dniach od wykonania połączeń.

Dreny zasypuje się materiałem filtrującym tak samo jak gruntem, tzn. warstwami, lecz wyłącznie z ręcznym zagęszczaniem na całej wysokości. Grubość warstw nie może być większa niż 10—15 cm, zależnie od kształtu i gładkości ziaren. Szczególnie ostrożnie należy zagęszczać materiał nad rurociągiem.

Materiał do zasypywania drenów powinien być wybrany zgodnie z warunkami projektu. Zanieczyszczony materiał powinien być przemyty. Odpowiednią granulację osiąga się przez przesiewanie.

W pylastych i drobnoziarnistych gruntach, gdzie jest możliwe spływanie skarp, filtrujący materiał należy oddzielić od skarp za pomocą mchu lub darni. W niektórych przypadkach na szerokości rowu stosuje się materiał o różnej granulacji. Zasypywanie wówczas dokonuje się przy zastosowaniu deskowań oddzielających poszczególne gatunki warstwami o grubości 10—15 cm. Po zasypianiu i zagęszczeniu każdej warstwy deskowanie podciąga się wyżej i następuje układanie następnej warstwy.

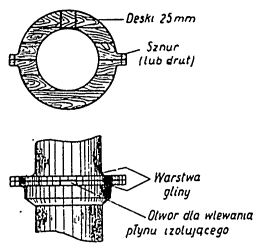
Przy drenażu wykonywanym pod nawierzchnią, szczególnie ważne jest zabezpieczenie przed osiadaniami i zniekształcaniem się powierzchni. W tym

157

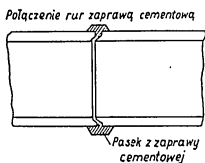
szerokość pasa 20 do 25 cm (rys. 99). W przypadkach zastosowania muf styki wykonuje się tak samo jak przy rurach kolnierżowych.

Rury drenujące układa się ściśle jedna za drugą i styki, zgodnie z projektem, dla ochronienia rur od zamulania okłada się mchem, paskiem papy lub innego materiału.

Odbiór rurowości odbywa się po częściowym zasypianiu rur, jak to było opisane poprzednio. Przy układaniu rur na betonowej lawie odbiór odbywa się po wykonaniu otuliny. Dokładność ułożenia rurowości w prostej



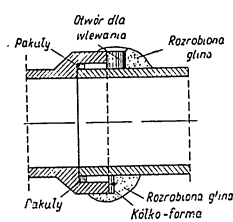
Rys. 96. Forma dla zalewania styków rur masą izolacyjną



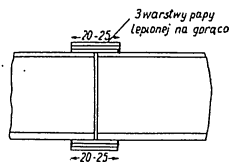
Rys. 98. Połączenie rur z piórem i wpustem opaską z zaprawy cementowej

linii sprawdza się „na światło”. Przy rurach o małych średnicach używa się do sprawdzenia „na światło” sztucznego oświetlenia. Przy dużych głębokościach rowów i innych utrudnieniach odbiór „na światło” może być dokonany z powierzchni ziemi za pomocą luster.

156



Rys. 97. Ustawienie formy dla zalewania styków



Rys. 99. Styk rur izolowany taśmą papy

Jakość wykonania połączeń na stykach sprawdza się przez dokładne oględziny zewnętrzne, połączenia zaś kolektorów o średnicy 1,0 m i większych sprawdza się również i od środka.

Dla sprawdzenia właściwego wykonania i ścisłości połączeń zakończone odcinki kolektorów i zbieraczy poddawane są próbom na wodoszczelność. Zasadniczo poddawane są próbie odcinki pomiędzy studzienkami rewiżijnymi. W gruntach wodonośnych wodoszczelność sprawdza się przez pomiar przyboru wody w studzienkach przy zamkniętym odpływie i dopływowych rurach (zbieraczy, drenów itd.). Wodoszczelność jest wystarczająca, o ile dobowy dopływ z 1 km nie jest większy od 30—40 m³ wody.

W suchych gruntach wodoszczelność kolektorów sprawdza się przez napalenie wodą odcinka kolektora do wysokości 2 m ponad grzbiet rur w górnym końcu sprawdzanego odcinka. W tym celu wysokość studzienek w razie konieczności powiększa się przez nadbudowanie czasowych szczytnych skrzyń drewnianych lub z innego materiału. Pomiar ubytku, przez określenie zużycia wody na podtrzymanie stałego poziomu w ciągu 20 minut, daje wielkość przesiąkania. Wodoszczelność jest wystarczająca przy przesiąkaniu 30—40 m³ na dobę na 1 km rurowości.

ZASYPYWANIE WYKOPÓW

Wykopy zasypuje się równymi warstwami za pomocą spycharek. Do wysokości 40—50 cm ponad grzbiet rurowości zagęszczanie gruntu wykonuje się ręcznie — za pomocą drewnianych ubijaków bez okucia — warstwami o grubości 10—15 cm w stanie spulchnionym, w ciasnych miejscach, a szczególnie z dołu i z boków rur — za pomocą wąskich łat i ubijaków z ukośnym spodem na długich rączkach. Górne warstwy zwiększa się do grubości 20 cm i zagęszcza się cięższymi ubijakami.

W miarę zasypywania wykopu usuwa się deskowania. Przy poziomym deskowaniu wyjmuje się po jednej desce od dołu po uprzednim ustawieniu dodatkowych rozpór powyżej usuwanych desek, wybija się dolne rozpory i odpilowuje się słupki w miarę usuwania desek poziomych. Ścianki szczelne wyciąga się dźwigarkami za pomocą liny lub za pomocą dźwigoz. Zasypywanie dokonuje się niezwłocznie po ułożeniu rur i po odbiorze rurowości. Aby podczas wykonywania robót uniknąć uszkodzeń przy wykonywaniu połączeń z zaprawy cementowej, zasypywanie rozpoczyna się nie wcześniej niż po dwóch dniach od wykonania połączeń.

Dreny zasypuje się materiałem filtrującym tak samo jak gruntem, tzn. warstwami, lecz wyłącznie z ręcznym zagęszczeniem na całej wysokości. Grubość warstw nie może być większa niż 10—15 cm, zależnie od kształtu i gładkości ziaren. Szczególnie ostrożnie należy zagęszczać materiał nad rurowością.

Materiał do zasypywania drenów powinien być wybrany zgodnie z warunkami projektu. Zanieczyszczony materiał powinien być przemyty. Odpowiednią granulację osiąga się przez przesiewanie.

W pylastych i drobnoziarnistych gruntach, gdzie jest możliwe spływanie skarp, filtrujący materiał należy oddzielić od skarp za pomocą mchu lub darni. W niektórych przypadkach na szerokości rowu stosuje się materiał o różnej granulacji. Zasypywanie wówczas dokonuje się przy zastosowaniu deskowań oddzielających poszczególne gatunki warstwami o grubości 10—15 cm. Po zasypianiu i zagęszczeniu każdej warstwy deskowanie podciąga się wyżej i następuje układanie następnej warstwy.

Przy drenażu wykonywanym pod nawierzchnią, szczególnie ważne jest zabezpieczenie przed osiadaniami i zniekształcaniem się powierzchni. W tym

157

przypadku bardzo ważne jest dobranie odpowiedniego uziarnienia dla każdej warstwy, w tej liczbie dla warstwy górnej, łączącej się z podsypką piaskową pod nawierzchnią. Poza tym zagęszczenie powinno być wykonane bardzo starannie.

Jeżeli zasypuje się rurociąg, który zgodnie z projektem powinien być obłożony mchem lub innym włóknistym materiałem, zagęszczenie wykonuje się wówczas z możliwie największą starannością, dopóki nie znikną najmniejsze odkształcenia. Należy zauważyć, że zastosowanie włóknistych materiałów w drenażu pod nawierzchnią jest uzasadnione w nader rzadkich przypadkach, w większości zaś przypadków jest wadą projektu, likwidowaną przez zastosowanie materiału filtrującego w postaci odpowiednio granulowanego żwiru lub tuczni.

WYKONANIE ROWÓW OTWARTYCH

W skład robót związanych z wykonaniem rowów otwartych wchodzi: przygotowanie terenu, wykopanie rowów i ułożenie gruntu na odkład, obróbka i wyrównanie dna i skarpy oraz umocowanie ich w odpowiedni sposób. Przygotowanie terenu polega na usunięciu drzew, pni i krzaków, przeszkadzających ruchowi i pracy maszyn oraz na wyrównaniu z grubsza terenu dla lepszego wykorzystania maszyn. W tym samym celu rowy dzieli się na możliwie długie odcinki o jednakowej głębokości (w przybliżeniu). Wstępne wyrównanie wykonuje się spycharkami lub równiarkami.

Do robót przygotowawczych należy też przygotowanie podłoża dla odkładów. Przy braku spadku poprzecznego jako podłoże może służyć grunt naturalny po zdjęciu z niego darni. Przy niewielkich spadkach poprzecznych, dla zabezpieczenia przed ześlizgiwaniem się odkładu, grunt należy zorać. Przy znacznych spadkach podłoże przygotowuje się w postaci stopni ze skarpami 1 : 0,25 przy przejściach od stopnia do stopnia, o szerokość, stopni 0,5 do 2 m i z odwrotnym spadkiem powierzchni górnej stopni 0,03—0,04.

Wykop rowu, zależnie od wymiaru przekroju poprzecznego, wykonuje się równiarką lub koparką wespół z równiarką. Przy gruntach zwięzłych, pozwalających na zastosowanie stromych skarp, wykopy wykonuje się koparkami rowowymi.

Równiarką z normalnym ustawieniem lemieszka można wykopać rowy przy przejściu po jednej lub po obu stronach. Równiarką można kopać rowy o nachyleniu skarp do 1:1,5. Dla wykonania bardziej stromych skarp stosuje się równiarkę ze skarpiarką, za pomocą której można osiągnąć pochylenie skarp do 1:1. Skarpiarkę doczepia się po wykonaniu zasadniczych robót ziemnych. Przy braku skarpiarki skarpy wyrabia się ręcznie.

Największą głębokość rowu można do osiągnięcia przy zastosowaniu równiarki wynosi:

$$h = (0,22 \text{ do } 0,28) l,$$

gdzie: l — długość lemieszka.

Kierunek wykonania wykopu ustala się zależnie od położenia odkładów. Przy odkładach obustronnych, wykop prowadzi się od środka rowu do krawędzi. Przy jednostronnych odkładach, wykop prowadzi się od krawędzi przeciwnej w stosunku do odkładu w kierunku do krawędzi położonej przy odkładzie. Szerokie rowy wykopuje się równiarką na całą możliwą głębokość h warstwami równoległymi do skarpy od strony odkładu, ze stopniowym poprzecznym przesuwaniem równiarki w potrzebnym kie-

runku. Sprawdzenia skarp dokonuje się za pomocą poprzecznych szablów, sprawdzania głębokości i spadku — za pomocą krzyżów.

Wykopanie szerokich rowów w gruntach zwięzłych można przyspieszyć przez uprzednie spulchnienie gruntu.

Grunt wykopany z rowu przeczuwa się na odkład, zależnie od odległości, równiarką, spycharką lub inną maszyną i układa się za skarpami o pochyleniu odpowiadającym kątowi stoku naturalnego. Ostateczne wyrobienie skarp wykonuje się równiarką. Wierzch odkładu wyrównuje się równiarką z poprzecznym spadkiem 0,02. W odkładzie umieszczanym na górnej stronie pozostawia się przejścia dla przepuszczenia wody z przyłączających zlewni.

Brzegi rowu o szerokości dostatecznej dla przechodzenia maszyn planuje się równiarką ze spadkiem 0,02 w stronę rowu.

Głębokie rowy wykonuje się za pomocą koparek wielonaczyniowych zaopatrzonych w skarpiarki lub za pomocą koparek podsiębiernych.

Dno i dolną część skarp umacnia się do poziomu wody przez obrukowanie kamieniem polnym o średnicy 15—25 cm. Brukowanie prowadzi się do dolnej krawędzi skarpy. Jako podkładu używa się mchu, bowiem zwykła piaskowa podsypka ulega szybkiemu wypłukaniu spod bruku i dlatego bez mchu nie stosuje się jej.

Górną część skarpy umacnia się darnią. Cięcie i układanie darniny lepiej wykonywać wczesną wiosną lub późną jesienią (na początku lub przy końcu wegetatywnego okresu), układanie w lecie można wykonywać tylko w okresie deszczów. Darninę do układania wycina się pasami o jednakowej szerokości, z pochyłymi krawędziami, z warstwą ziemi przynajmniej 5 cm, związaną korzeniami traw. Wyciętą darninę należy niezwłocznie układać.

Skarpe obsypuje się dobrą ziemią roślinną o grubości warstwy najmniej 5 cm. Darninę starannie układa się na przygotowanym podłożu, ściśle jeden płat przy drugim, przestrzenie w szelinach wypełnia się ziemią. Ułożoną darninę ubija się ubijkami i przybija kółkami. Na 1 m² zużywa się 10—20 sztuk kółków, zależnie od rodzaju i wielkości płatów darniny. Grunt podłoża powinien być wilgotny, w razie potrzeby powierzchnię darniny polewa się wodą.

Odbiór wykończonego rowu polega na sprawdzeniu zgodności z projektem spadków i wysokości dna, szerokości dna i nachylenia skarp, jakości umocnienia, prawidłowości usypania i umieszczenia odkładów, dokładności wyrównania brzegów.

WYKONANIE ŚCIEKÓW, STUDZIENEK REWIZYJNYCH I INNYCH URZĄDZEŃ

Wykonanie ścieków

Otwarte ścieki na drogach startowych, drózkach manipulacyjnych i miejscach postojów są częścią nawierzchni i wykonywane są jednocześnie z nawierzchnią. Projektowany kształt nawierzchni w kierunku poprzecznym osiąga się przez odpowiednie ustawienie deskowań, w środkowej zaś części płyt za pomocą drewnianych szablów.

Ścieki kryte wykonuje się przez układanie betonu na miejscu w odpowiednich deskowaniach. Deskowań używa się przenośnych, składających się z wewnętrznych i zewnętrznych płyt o odpowiednich wymiarach. Dla ułatwienia rozbiórki poprzeczne rozpórki, zarówno wewnętrzne jak i ze-

wewnętrzne, powinny być klinowe. Wewnętrzną powierzchnię ścieku pokrywa się tłustą zaprawą cementową i zaciera żelaznymi packami.

Przykrywy ścieków krytych wykonuje się w wytwórni betoniarskiej w żelaznych formach z betonu wibrowanego. Powierzchnia ułożonych przykryw powinna zgadzać się z poziomem nawierzchni, nierówności nie mogą przekraczać 2 mm.

Studzienki rewizyjne

Studzienki rewizyjne wykonuje się przed ułożeniem rurociągów. W skład robót związanych z wykonaniem studzienek wchodzi: wykonanie podłoża, ustawienie studzienki z gotowych elementów i zasypanie.

Za podłoże służy zwykle betonowa lub żelbetonowa płyta na tłuczniowej warstwie. Dla ustawienia i umocnienia dolnego ogniwa studzienki układa się na podłożu warstwę zaprawy cementowej o grubości 2 cm. Taką samą warstwę zaprawy układa się na wierzchniej krawędzi dolnego ogniwa studzienki przy ustawianiu następnego ogniwa. Czynności te powtarza się aż do ustawienia całej studzienki. Wyciśniętą zaprawę usuwa się i szczelinę zaciera się obustronnie żelazną packą. Gotowe ogniwa studzienek opuszcza się za pomocą trójnoża i wielokrążka, dźwigu samobieżnego lub specjalnego mechanicznego urządzenia.

Otwory wejściowe w ogniwach dla rur o średnicach większych od 300 mm wykonuje się przy produkcji samych ogniw. W poszczególnych przypadkach, otwory wejściowe dla rur o średnicy mniejszej od 300 mm wybija się w gotowych ogniwach studzienek. Niewielkie pęknięcia powstałe przy wybijaniu wypełnia się zaprawą cementową. Ogniwa studzienek z dużymi pęknięciami na całą wysokość należy wymieniać.

Rury zakłada się w ściankach studzienek rewizyjnych, w taki sposób, aby dolna wewnętrzna tworząca była na projektowanej wysokości. Przy sztywnym połączeniu rury ze studzienką szczelinę wypełnia się zaprawą cementową; większe otwory wypełnia się betonem. Wypełnienie musi być obustronnie wygładzone.

Przy betonowaniu studzienek na miejscu w deskowaniach, beton układa się warstwami o grubości 15—20 cm, zagęszczenia zaś dokonuje się przez staranne ubijanie żelaznym prętem. Rury wlotowe umocowuje się jednocześnie z betonowaniem studzienek.

Przy budowie studzienek rewizyjnych z cegły do murowania używa się zaprawy cementowej marki 50, muruje się na puste fugi z późniejszym fugowaniem taką samą zaprawą. Próżnie wewnątrz muru są niedopuszczalne. Wewnętrzne ścianki studzienek pokrywa się zaprawą cementową z dodaniem cerezytu. Rury wlotowe zamurowuje się podczas wykonywania studzienek.

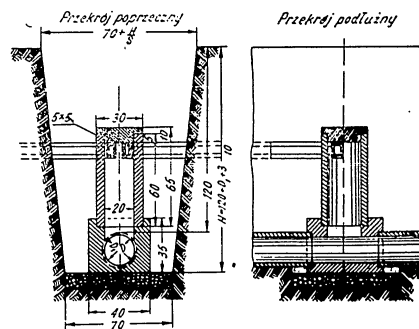
W głębszych studzienkach na wewnętrznej powierzchni umieszcza się żelazne klamry z ząbionymi końcami w odległości 30—50 cm jedna pod drugą.

Studzienki zasypuje się poprzednio wykopanym gruntem warstwami o grubości 15—25 cm, dokładnie zagęszcza i polewa wodą.

Połączenie drenów ze zbieraczami

Kształtki lub ich części, jak również pionowe części połączeń (rys. 100) przygotowuje się uprzednio w wytwórniach betoniarskich. Pionowe części wykonuje się z otworami dla drenów oraz w celu odwodnienia otaczającego je części gruntu. Otwory do odwodnienia o średnicy 1—2 cm pozosta-

wia się w dolnej części. Wszystkie połączenia kształtki z podstawą pionowej części, z rurami, jak również pionowej części z drenami uszczelnia się smolcowanymi pakulami. Połączenia zasypuje się gruntem lub filtrującymi materiałami, zgodnie z projektem. Otwory do odwodnienia, pozosta-



Rys. 100. Wykonanie połączenia drena z zbieraczem

wione w dolnej części pionowej połączenia, przykrywa się filtrującymi sączkami z odpowiedniego materiału. Połączenia murowane wykonuje się na zaprawie cementowej. Również ściek na dnie studzienki wyrabia się w zaprawie cementowej; ściek wykonuje się w kształcie półokrągłym, z dnem umieszczonym na jednym poziomie ze spodem wnętrza rury zbieracza.

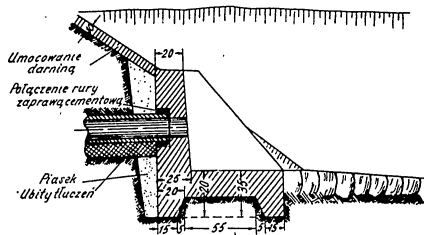
Wyloty kolektorów

Fundamenty ścianek wylotów kolektorów wykonuje się z kamienia łamanego na zaprawie cementowej lub półcementowej albo z betonu. Ścianki wylotów z betonu, cegły lub kamienia niczym nie różnią się w wykonaniu od normalnych robót budowlanych. Rurę kolektora lub zbieracza umocowuje się w ścianie wylotu w czasie jej wykonywania.

Od wewnętrznej strony ścianek wylotu pokrywa się warstwą masy izolacyjnej, zewnętrzną stronę tynkuje się jak studzienki rewizyjne. Żelazne kraty lub inne zamknięcia ochraniające wyloty smaruje się bitumem. Ściankę zasypuje się warstwami, które następnie starannie się zagęszcza, szczególnie przy rurze w pobliżu ścianki. Aby wykluczyć możliwość osiadania, wzmacnia się dodatkowo podłoże rury na końcowym odcinku. Przy gruntach pylastych, za ścianką wylotu, do głębokości przemarzania, wy-

konuje się sącdek o grubości 15—20 cm z piasku lub żwiru dla uniknięcia uszkodzeń ścianki podczas mrozów (rys. 101).

Należy zwracać baczna uwagę na środki zapobiegające podmyciu początkowego odcinka rowu odprowadzającego przy wylocie kolektora. Sto-



Rys. 101. Konstrukcja wylotu

sowane są tutaj bruki pojedyncze lub podwójne, układane na mchu lub innej podściółce (siano lub słoma). Do bruku używa się kamieni o jednakowych wymiarach i jednakowym kształcie; bruk układa się bardzo ściśle i tak, aby kamienie były oparte na podściółce. Opieranie poszczególnych kamieni na sąsiednich jest niedopuszczalne.

Rozdział XI

ZADARNIENIE PÓL WZLOTÓW

W rozdziale tym omówione są pokrótce zagadnienia wykonywania i odbioru robót związanych z zadarnieniem lotnisk, przy całkowitym pominięciu teoretycznego zagadnienia zadarnienia.

Roboty przy zadarnieniu dzielą się na trzy zasadnicze fazy:

1. Przygotowanie gleby.
2. Nawożenie.
3. Zasiewy lub roślinyjadne zadarnienie pól wzlotów.

Każda faza robót składa się z kilku wykonywanych różnymi sposobami czynności, których zastosowanie i kolejność uzależnione są od określonych warunków. W praktyce jednak podane fazy nie zawsze są ściśle rozgraniczone i mogą często zająć się.

Na przykład druga faza — nawożenie — często w całości lub częściowo połączona jest z pierwszą lub trzecią fazą.

W związku z tym nie można trzymać się szablonu w odniesieniu do różnorodnych warunków, w jakich wykonywane są lotniska w ZSRR. Poniżej podany jest zasadniczy schemat (tabela 22) sposobów i kolejności wykonywania robót, które mogą ulegać zmianom w zależności od ściśle określonych warunków.

PRZYGOTOWANIE GLEBY

Do robót przygotowania gleby należą: orka, kultywacja, bronowanie, walowanie, a czasem i gryzowanie. Kolejność wykonywania robót wyznacza się na podstawie tabeli 22 łącząc, w razie konieczności, czynności przygotowania z nawożeniem.

Wszystkie czynności przygotowania powinny być wykonywane przy nawilgoceniu gleby w granicach 40 do 60% jej nasiąkliwości. Przy tym stopniu nawilgocenia osiąga się dobrą jakość przygotowania gleby. Grunt jest należycie rozkruszony, nie przylega do narzędzi i nie kurzy się. Wpływa to również na zmniejszenie zużycia maszyn rolniczych, paliwa i smarów i na wzrost wydajności pracy.

Orka

Orka jest jedną z zasadniczych czynności przygotowania gleby pod zasiew na działkach nie wymagających wykonania robót ziemnych. Oprócz tego orkę stosuje się niekiedy dla przykrycia nawozów, jak również dla

spulchnienia wierzchniej warstwy gruntu na działkach wymagających wykonania plantowania.

W zależności od właściwości gruntu i celu przygotowania go stosuje się orkę:

1. Z całkowitym odwróceniem skiby.
2. Z niecałkowitym odwróceniem — odrzuceniem skiby.
3. Z rozdrobieniem skiby.
4. Z odwróceniem i rozdrobieniem skiby.

Przy wykonywaniu robót ziemnych i plantacyjnych, jak również przy małym odstępie czasu między orką a zasiewem traw, co na lotniskach ma często miejsce, tj. gdy podniesiona skiba podlega niezwłocznemu rozdrobieniu, ważniejsze znaczenie posiada nie położenie skiby, a osiągnięcie przez orkę i następnych czynnościach — spulchnienie gruntu.

Dla osiągnięcia należytego i równomiernego spulchnienia gruntu niezbędne jest, aby bruzdy były jednakowej szerokości i głębokości, a skiby dobrze do siebie przylegały.

Osiąga się lepsze rozdrobienie i przemieszanie cząstek gleby przy węższym zasięgu pluga, dlatego też im cięższy jest grunt pod względem swego mechanicznego składu i im bardziej zwiezły, tym węższa powinna być skiba. Na lekkich gruntach szerokość skiby może być zwiększona. Przez zwiększenie szybkości orki osiąga się również wyższy stopień spulchnienia gruntu.

Przed rozpoczęciem orki należy pole podzielić na rząd długich, równoległych do siebie działek o szerokości nie mniejszej niż 40 m, zwanych zagonami.

Każdy zagon orze się po kolei, przy czym na pierwszym zagonie orkę należy rozpocząć od środka równoległymi do brzegów działki bruzdami (orka „na skład”), na drugim zaś — od brzegów do środka (orka „na rozkład”), na trzecim — od środka do brzegów itd. Przy orce „na skład” na środku zagonu tworzy się grzbiec, a przy orce „na rozkład” — bruzda rozdzielcza.

Przy stosowaniu prawidłowej kolejności orki „na skład” i „na rozkład” ilość grzbiętów i bruzd rozdzielczych spada dwukrotnie.

Początki i końce zagonów, na których dokonuje się obrotu zespołu ciągnika z plugiem, należy zorać poprzecznie po zakończeniu orki zagonu.

W zależności od rodzaju gruntu głębokość orki powinna wynosić zasadniczo 18 do 22 cm. Mniejsze głębokości orki mogą być stosowane jedynie na lekkich, piaszczystych gruntach, gdyż dla krzewiących się traw konieczna jest do czasu ich okrzepnięcia spulchniona warstwa gruntu o dostatecznej grubości.

W północnych nieczarnoziemnych okęgach, jak również na kasztanowych i brunatnych gruntach głębokość orki powinna wynosić nie mniej niż 18 cm. Przy grubości horyzontu A < 15 cm na gruntach popielistych stosuje się orkę do głębokości 14—16 cm z obowiązkowym zastosowaniem organicznych i mineralnych nawozów.

Na czarnoziemiu stosuje się orkę o głębokości nie mniejszej od 20—22 cm. Na gruntach lekkich, o małej zwiezłości i nie zachwaszczonych, orka może być zastąpiona kultywacją do głębokości 8—10 cm.

Zasadniczymi wymaganiami do jakości orki są:

1. Na powierzchni zoraanej płaszczyny nie mogą pozostawać miejsca nie przorane, kawałki nie przeciętej darniny, nawozu bydłowego i słomy.
2. Na całej zoraanej działce położenie odwróconych skib powinno być jednakowe, powierzchnia równomiernie sfalowana.

3. Głębokość orki nie powinna być w poszczególnych miejscach większa niż o 2—3 cm od wyznaczonej.

W przypadku silnego zadarnienia, które z trudnością poddaje się prawidłowej głębokiej orce, należy dokonać wstępnego płytkiego przygotowania gleby do głębokości 5—10 cm przez tzw. łuszczenie.

Łuszczenia dokonuje się specjalnymi wieloskibowymi plugami łuszczącymi, talerzowymi łuskownikami lub talerzowymi kultywatorami.

Kultywacja

Kultywacja jest to spulchnienie gleby do głębokości 12 cm, przemieszanie jej cząstek, z jednoczesnym oczyszczeniem z korzeni i kłaczy.

W procesie przygotowania gleby kultywację wykonuje się dla rozdrobnienia skib po dokonanej orce i w celu wstępnego spulchnienia rżysk oraz zadarnionych gruntów dla lepszego i łatwiejszego dokonania orki. Na lekkich glebach stosuje się kultywację jako wstępne przygotowanie zamiast orki.

Oprócz tego stosuje się kultywatory dla spulchnienia i przemieszania warstwy gleby z nawozami, jak również dla zniszczenia powierzchniowej skorupy.

Stosowane są kultywatory talerzowe, łopatkowe i sprężynowe. Talerzowe kultywatory nadają się do wszystkich przypadków kultywacji. Łopatkowe i sprężynowe, oprócz spulchnienia i przemieszania gleby, stosuje się do usuwania chwastów i zbierania kłaczy dla vegetacyjnego zadarnienia.

Talerzowania dokonuje się również zagonami, ale szerszymi niż przy orce. Pierwsze talerzowanie postępuje wzdłuż kierunku orki, następne w poprzek. Ilość przejeżdżonych jest od stanu uprawianej powierzchni.

Dla rozdrobnienia skib wystarczy zwykle dwa do trzech przejeżdż. Dla ciężkich gruntów, jak również dla calizn należy stosować 3—4 i więcej przejeżdż z całkowitym obciążeniem kultywatora.

Głębokość talerzowania regulowana jest obciążeniem i dźwigniami kultywatora. Przy pełnym obciążeniu kultywatora osiąga się rozdrobienie gleby do głębokości 15 cm.

W zależności od warunków miejscowych włókowanie stosuje się niekiedy dla wyrównania zoraanej powierzchni, przeważnie na gruntach lekkich przed talerzowaniem. Na działkach poleśnych, jak również przy niedostatecznym odwróceniu skib w czasie orki, przed talerzowaniem zachodzi konieczność stosowania ciężkich, szynowych włóków, których zadaniem jest wyciąganie korzeni i wygładzenie skib. Na działkach o glebie lżejszej, jak również dla wygładzania spulchnionej powierzchni po talerzowaniu, stosuje się lekkie włoki z drewnianych bal.

Bronowanie

Bronowanie w zasadzie zastępuje kultywację. Jest to także uzupełniająca spulchnienie, którego efekt uzależniony jest od ogólnego ciężaru bronny i konstrukcji jej części roboczych. Brona spulchnia glebę na głębokość od 1—3 do 6—7 cm.

Bronowanie stosuje się:

1. Dla uzupełniającego spulchnienia powierzchni gleby po ostatecznym wyrównaniu (przed wałowaniem).

Wyszczególnienie czynności dla przygotowania gleby do jej

Dla działek z robotami ziemnymi			
Gleby popieliste i szare leśne		Gleby czarnoziemne i kasztanowe	
Gliniaste i gliniasto - piaszczyste	Piaszczysto - gliniaste i piaszczyste	Gliniaste i gliniasto - piaszczyste	Piaszczysto - gliniaste i piaszczyste
1	2	3	4
1. Orka plugiem lub spulchnienie innymi narzędziami - spulchniaczem frezem	1. Zdjęcie i przemieszczenie humusu na odwał przy pomocy równiarki, spycharki itp. (W razie konieczności uprzednia orka)	1. Orka lub głębokie spulchnienie	1. Zdjęcie i przemieszczenie humusu na odwał (w razie konieczności orka lub spulchnienie).
2. Zwałowanie humusu	2. Roboty ziemne	2. Roboty ziemne (uprzednie wykonanie haldowanie humusu na działkach, na których po ściegu pozostaje mniej niż 12-15 cm warstwy urodzajnego humusu)	2. Roboty ziemne
3. Roboty ziemne	3. Transport humusu z odwalu na miejsce przeznaczenia	3. Pokrycie trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych kultywatorami lub broną/ talarzową	3. Transport humusu z odwalu na miejsce przeznaczenia
4. Transport humusu odwalu na miejsce przeznaczenia	4. Pokrycie organicznych trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych	4. Walowanie walcem drogowym	4. Pokrycie organicznych i trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych
5. Pokrycie organicznych i trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych (talarzowaniem, podorywką itp.)	5. Przewalowanie ciężkim walcem	5. Przedsięwzięcie spulchnienie zwykłą broną lub kultywatorami. Pokrycie łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych (przy nieznacznej przerwie między czynnościami z pktu 3 i 5 wszystkie nawożenia odbywają się w pktu 3	5. Przewalowanie ciężkim walcem

zadarnienia (określenie i kolejność robót)

Tabela 22

Dla działek bez robót ziemnych				
Działki nie zadarnione				Działki z nie nadającym się do eksploatacji zadarnieniem
Gleby popieliste i szare leśne		Gleby czarnoziemne i kaszt.		
Gliniaste i gliniasto - piaszczyste	Piaszczysto - gliniaste i piaszczyste	Gliniaste i gliniasto - piaszczyste	Piaszczysto - gliniaste i piaszczyste	
5	6	7	8	9
1. Orka	1. Głębokie spulchnienie kultywatorami lub broną talarzową z pokryciem obornika i trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych	1. Orka	1. Głębokie spulchnienie kultywatorami lub broną talarzową z pokryciem obornika i trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych	1. Orka plugiem z przedplużkiem
2. Rozdrobnienie skiby kultywatorami lub bronami talarzowymi (z następnym bronowaniem zwykłymi bronami)	2. Bronowanie i powierzchniowe wyrównanie	2. Rozdrobnienie skiby talarzowymi lub łopatkowymi kultywatorami z pokryciem trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych	2. Bronowanie i powierzchniowe wyrównanie	2. Uzupelnianie broną talarzową lub kultywatorami łopatkowymi z jednoczesnym pokryciem trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych lub obornika + nawozy mineralne
3. Pokrycie organicznych i trudno rozpuszczalnych nawozów mineralnych	3. Przewalowanie ciężkim walcem	3. Bronowanie i powierzchniowe wyrównanie	3. Przewalowanie ciężkim walcem	3. Bronowanie i powierzchniowe wyrównanie
4. Bronowanie i powierzchniowe wyrównanie	4. Przedsięwzięcie bronowanie z pokryciem łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych	4. Przewalowanie walcem drogowym	4. Przedsięwzięcie bronowanie z pokryciem łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych	4. Przewalowanie walcem
5. Przewalowanie ciężkim walcem	5. Zasiew traw lub pokrycie darnią przy stosowaniu obu sposobów łącznie, pokrycie łączy, a następnie zasiew traw	5. Przedsięwzięcie bronowanie (dla bardzo zwietrzonych gleb kultywacja i bronowanie z zastosowaniem łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych przy nieznacznej przerwie między czynnościami z pktu 2 i 5	5. Zasiew traw lub pokrycie darnią (przy stosowaniu obu sposobów łącznie, pokrycie łączy, a następnie zasiew traw)	5. Przedsięwzięcie bronowanie (na ciężkich, podmokłych glebach talarzowanie i bronowanie) z pokryciem łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych przy nieznacznej przerwie między czynnościami z pktu 2 i 5

Dla działek z robotami ziemnymi			
Gleby popieliste i szare leśne		Gleby czarnoziemne i kasztanowe	
Gliniaste i gliniasto-piaszczyste	Piaszczysto-gliniaste i piaszczyte	Gliniaste i gliniasto-piaszczyste	Piaszczysto-gliniaste i piaszczyte
1	2	3	4
6. Powierzchniowe wyrównanie za pomocą bronowania lub wiókowania	6. Przewalowanie i pokrycie łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych	6. Zasiew traw lub pokrycie darnią (przy stosowaniu obu sposobów łącznie pokrycie kłączy, a następnie zasiew traw)	6. Przewalowanie i pokrycie łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych
7. Przewalowanie walcem drogowym	7. Zasiew traw lub pokrycie darnią (przy stosowaniu obu sposobów łącznie pokrycie kłączy, a następnie zasiew traw)		7. Zasiew traw lub pokrycie darnią (przy stosowaniu obu sposobów łącznie pokrycie kłączy, a następnie zasiew traw)
8. Przewalowanie na głęb. 3-4 cm (na podmokłych, zwilżonych glebach telerzowanie i bronowanie). Pokrycie łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych (przy nieznacznej przerwie między czynnościami z pktu 5 i 8 wszystkie nawożenia odbywają się wg pktu 5.			
9. Zasiew traw lub pokrycie darnią (przy stosowaniu obu sposobów łącznie pokrycie kłączy, a następnie zasiew traw).			

Uwaga: Na glebach odmiennych, nie wymienionych w powyższej tabeli, należy przyjmować takie kolejności i metody wykonawstwa, jakie odpowiadają glebom zbliżonym co do swojej jakości i umieszczonym w powyższej tabeli.

Dla działek bez robót z ziemnymi				
Działki nie zadarnione				Działki z nie nadającym się do eksploatacji zadarnieniem
Gleby popieliste i szare leśne		Gleby czarnoziemne i kaszt.		
Gliniaste i gliniasto-piaszczyste	Piaszczysto-gliniaste i piaszczyte	Gliniaste i gliniasto-piaszczyste	Piaszczysto-gliniaste i piaszczyte	
5	6	7	8	9
6. Przewalowanie (na podmokłych, zwilżonych glebach telerzowanie i bronowanie) z jednoczesnym zastosowaniem łatwo rozpuszczalnych nawozów mineralnych (przy nieznacznej przerwie między czynnościami z pktu 3 i 6 wszystkie nawożenia odbywają się wg pktu 3		2 i 5 wszystkie nawożenia odbywają się wg pktu 2) 6. Zasiew traw lub pokrycie darnią (przy stosowaniu obu sposobów łącznie pokrycie kłączy, a następnie zasiew traw)		wszystkie nawożenia odbywają się wg pktu 2). 6. Zasiew traw lub pokrycie darnią (przy stosowaniu obu sposobów łącznie pokrycie kłączy, a następnie zasiew traw)
7. Zasiew traw lub pokrycie darnią (przy stosowaniu obu sposobów łącznie pokrycie kłączy, a następnie zasiew traw)				

2. Po wałowaniu pola, jeżeli zasiew traw odłożony jest na dłuższy okres czasu.
 3. Bezpośrednio przed zasiewem traw.
 4. Dla przykrycia nawozów mineralnych i nasion traw.
- Brony bywają talerzowe (kultywatory), sprężynowe i zwykłe — zębate.

Bronowanie, jak i talerzowanie wykonuje się zagonami, wzdłuż i poprzecznie do działki. Często stosuje się bronowanie równocześnie z talerzowaniem przez doczepienie do bron talerzowych bron sprężynowych i zębatach.

Wałowanie

Wałowanie stosuje się:

1. Dla wyrównania powierzchni gleby z jednoczesnym zagęszczeniem.
2. Dla zagęszczenia gleby w celu stworzenia warunków dla kapilarnego podnoszenia się wilgoci do powierzchni gleby (wałcami gładkimi).
3. Dla głębinowego zagęszczenia w celu utrzymania wilgoci w okregach o małych opadach atmosferycznych (wałcami palczastymi i zębataymi).
4. Dla przywałowania wysianych nasion, kłączy i świeżo ułożonej darniny.

W zależności od warunków stosowane są walce o ciężarze od 0,2—0,5 do 4—5 ton, o nacisku 2,2 kg/cm². Na glebach lekkich stosuje się walce średnie i ciężkie, na gruntach ciężkich odwrotnie — walce lżejsze. Walce lekkie stosowane są również na glebach o dużej zawartości cząstek pyłowych, skłonnych do zapływania i tworzenia się skorupy.

Do przykrycia nasion używa się najczęściej lekkich walców drewnianych o ciężarze 0,2—0,3 t. Na gruntach piaszczystych mogą być używane walce 2—3-tonowe. Wałowanie przeprowadza się po śladach poprzedniego wałowania. Dla uwałowania gleby po przykryciu kłączy i po ułożeniu darniny stosowane są walce ciężkie.

Gryzowanie

Gryzowaniem nazywa się szczególną uprawę gleby polegającą na polączonych czynnościach orki i kultywacji (a nawet i bronowania).

Gryzowanie przeprowadza się za pomocą przyczepnych albo samobieżnych glebogryzarek o następującej zasadzie działania.

W czasie ruchu maszyny obraca się wał (bęben), na którym zmontowane są robocze elementy w postaci haków, noży (prostych lub zgiętych) albo łopatek. Robocze elementy wcinają się w glebę i silnie ją spulchniają przez odrzucanie jej cząstek do tyłu i do ścianek płaszczki pokrywającego bębna; cząstki gleby opadając tworzą poza gryzarką warstwę gruntu dostatecznie spulchnioną i przemieszaną.

Gryzarka może spulchniać glebę do głębokości 8—25 cm i może być użyta:

1. Dla uprawy zadarnionych powierzchni (bez większych korzeni).
2. Dla rozdrobnienia po orce silnie zadarnionych skib.
3. Dla ścięcia i rozrzużenia kępek, bez naruszenia między nimi zadarnienia.
4. Dla przemieszania gleby z obornikiem i nawozami mineralnymi.

170

Wydajność robót przy przygotowywaniu gleby

Wszystkie czynności przy przygotowywaniu gleby, jak i wszystkie roboty wchodzące w zakres budowy lotnisk powinny być maksymalnie zmechanizowane.

Dla zwiększenia wydajności należy koniecznie wszystkie roboty, jak np. orkę, kultywację, talerzowanie itp., wykonywać z maksymalną dopuszczalną szybkością ciągników. Oprócz tego należy w szerokim zakresie stosować łączenie jednorodnego, jak i różnorodnego sprzętu rolniczego przez zestawienie zespołów zdolnych do wykonywania całego szeregu następujących po sobie czynności, jak np. do pluga doczepiać bronie talerzowe, do talerzowych kultywatorów — sprężynowe i zębate bronie z wółkiem itp.

Na glebach ciężkich do orki lub spulchniania stosuje się zwykle jako środki pociągowe ciągniki CzTZ-65, dla pozostałych robót agrotechnicznych — STZ-NATI.

Orientacyjne dane dotyczące wydajności robót przy przygotowywaniu gleby różnymi środkami (wg A. Dalina) podane są w tabeli 23.

Tabela 23

Nazwa sprzętu rolniczego	Jednostka miary	Wydajność	Środki pociągowe
Jednoskibowy plug K-56-P . . .	ha/godz.	0,13	W lekkich warunkach ciągniki kołowe
Plug ZK-54	"	0,60	W ciężkich warunkach STZ-NATI CzTZ-65
Pięcioskibowy plug o szybkości poruszania się 4,5 km/godz. . . .	"	0,84	CzTZ-65
Czteroskibowy zrywak	"	0,05	"
Ciężki zrywak dla ciężkich gleb o głębokości spulchniania 25 cm	"	0,4	Na lekkich gruntach STZ-NATI
Lekki zrywak w tych samych warunkach	"	0,25	Na średnich i ciężkich
Ciężki zrywak do usuwania korzeni o średnicy do 20 cm	"	0,15	CzTZ-65 Jak wyżej
Lekki zrywak w tych samych warunkach	"	0,07	" "
Ciężki 20-talerzowy kultywator w zespole z 2 broniami	"	2,0	STZ-NATI
Zespół 2 kultywatorów TR-17	"	3,0	Jak wyżej
Zespół 2 kultywatorów UK	"	3,2	" "
Zespół z 32 ogniw zębatej brony Glebogryzarka WIME-F5 w ciężkich warunkach	"	5-6	" "
Glebogryzarka WIME-F5 w lekkich warunkach	"	0,4-0,5	CzTZ-65
Glebogryzarka WIME-F5 w lekkich warunkach	"	0,6-0,7	" "

NAWOŻENIE

Wszystkie nawozy dzielą się na dwa zasadnicze rodzaje:

1. Organiczne.
2. Mineralne.

Nawozy organiczne zawierają wielką ilość substancji organicznych, które wskutek własnego rozkładu w glebie wyzwalają związki mineralne niezbędne dla roślin.

171

Nawozy mineralne są to nieorganiczne substancje, zawierające elementy bezpośrednio zdolne do żywienia roślin lub nie posiadające ich, ale bezpośrednio współdziałające w rozwoju roślin.

Nawozy dzielą się na bezpośrednie, jeżeli zawierają jedną lub więcej pożywek, i na pośrednie, jeżeli nie zawierają pożywek, ale polepszają w glebach fizyczno-chemiczne i mikrobiologiczne procesy i pośrednio współdziałają w rozwoju roślin. Stosowane są również nawozy z bio-rzecz, czyli sztucznie przygotowane komposty, i pomocnicze, tj. różnego rodzaju gospodarce i przemysłowe odpady.

Tabela 24

Organiczne nawozy	Mineralne nawozy				Zbiorecze i pomocnicze
	Bezpośrednio			Pośrednio	
	Azotowo	Fosforowo	Potasowo		
1. Torf	1. Siarczan amonu	1. Superfosfat	1. Sylwinit	1. Wapień mielony	1. Komposty
2. Obornik	2. Cyjanamid wapnia	2. Precypitat	2. Chlorek potasu	2. Margiel	2. Przemysł. odpady
3. Nawozy zielone	3. Azot-amon (salertra amonowa)	3. Mączka fosforowa	3. Sól potasowa	3. Tuf wapienny	3. Ludzkie odchody
4. Nawozy bakteryjne (nitrogen, azotogen)	4. Chlorek amonu	4. Mączka kostna	4. Siarczan potasowy	4. Wapno palone (gasszone i nie gasszone)	
	5. Salertra potasowa (norweska)	5. Tomaszyna	5. Siarczan potasowo-magnezowy	5. Kreda mielona	
	6. Salertra sodowa (czilijaska)	6. Termofosfat	6. Kainit	6. Gips	
	7. Salertra montanowa			7. Wapno z javor	
				8. Martwica torfowa	
				9. Fosfogips	

ZASTOSOWANIE NAWOZÓW ORGANICZNYCH

Nawozy organiczne stosuje się na glebach mało lub wcale nie zawierających próchnicy. Substancje organiczne polepszają roślinom warunki wilgotności, napowietrzenia, ciepłe i żywienia, przyczyniają się do uzyskania prawidłowej struktury gleby i rozmnażania się mikroorganizmów. Gleby, posiadające warstwy humusu o grubości mniejszej niż 10 cm, bezwzględnie wymagają stosowania nawozów organicznych.

Zastosowanie torfu

Zastosowanie torfu jako nawozu jest najbardziej efektywnym środkiem zasadniczego poprawienia gleb niekorzystnych w użytkowaniu. Do nawożenia używa się należyte przesuszony torf lub specjalnie przygotowany kompost torfowy.

Przesuszenie torfu stosowane jest w celu utlenienia na powietrzu kwaśnych związków żelaza i obniżenia wilgotności; kompostowanie — dla podwyższenia stopnia rozkładu i uzupełnienia pożywnych substancji.

Przeważnie przesuszaniu poddaje się torfy nizinnych błot (nizinny łąkowy torf). Torf wyżynnych błot, (wyżyny, mchowy torf), kwaśny i trudno podlegający rozkładowi zwykle kompostuje się.

Przesuszenia torfu dokonuje się w przymach (zwałach) lub ułożonych warstwach, na powietrzu, w ciągu 7—15 dni i dłużej aż do osiągnięcia wilgotności około 60—75%.

Dla przesuszenia torfu na osuszonym błoście usuwa się uprzednio drzewa, krzewy, pnie, następnie kożuch (wierzchnia, słabo rozłożona warstwa przeważnie o grubości do 15 cm), po czym powierzchnię torfu orze się i talerzuje lub tylko talerzuje się kultywatorami na możliwie największą głębokość (nie mniej niż 10 cm).

W takim stanie pozostawia się torf dla przesuszenia. Przesuszony torf halduje się w postaci wałów. W przypadku dostatecznej grubości warstwy torfu i konieczności jej dalszej eksploatacji powtarza się wyżej wymienione czynności.

Kompostowanie torfu dokonuje się przez dodanie i zmieszanie z nim obornika, wapna, fosforowej mączki lub drzewnego popiołu. Ma to na celu aktywizację procesów rozkładu torfu i nagromadzenie w nim jak największej ilości pożywnych dla roślin substancji, jak również osiągnięcie lepszej kleistości.

Kompostowanie odbywa się w zwałach (przeważnie o kształtach wydłużonych) o szerokości podstawy 2,5—3 m, wysokości 1,0—2,5 m w ciągu 2—3-letnich miesięcy. W okresie kompostowania zwały należy 1—2 razy przerzucić łopatą. Wilgotność należy zachowywać w granicach 60—75% (w stosunku do wagi w stanie nawilgocenia). Przy nadmiernym przesuszeniu torfu bakteryjne procesy zostają przerwane i w ten sposób dalsze właściwe kompostowanie zostaje wstrzymane.

Zmieszanie wyżej wymienionych materiałów z torfem wykonuje się na miejscu układania zwałów kompostowych lub miejscu przesuszenia torfu. Przy zastosowaniu drugiego sposobu — po spalchnieniu i przesuszeniu warstwy torfu — dodatkowe materiały używane do kompostowania rozrzucają się na powierzchni torfu i zmieszane z torfem przez powtórne talerzowanie. Spreparowany w ten sposób torf formuje się w waly (zwały), w których dojrzewa do właściwego kompostu.

Normy zużycia dobrze rozłożonego, rozdrobnionego i przesuszonego torfu wahają się w granicach 100—400 ton/ha; na mało urodzajnych glebach o cienkiej warstwie humusowej należy stosować:

na glebach płaszczystych	200—250 m ³ /ha
na glebach gliniastych i ciężkich gliniasto-płaszczystych	150—200 "
na glebach lekkich gliniasto-płaszczystych i piaszczysto-gliniastych	100—150 "

Podane normy należy uważać jako orientacyjne, które w zależności od konkretnych warunków mogą być zmieniane w szerokich granicach. Przy doborze norm zużycia torfu należy uwzględnić, iż niewielkie ilości torfu mogą poprawić rozwój roślin, ale okazać się niedostateczne dla osiągnięcia podwyższenia odporności zadarnionych powierzchni, natomiast wysokie zużycie torfu może zbyt zwiększyć nasycalność gleby i przez to uniemożliwić korzystanie z lotniska w okresach deszczowych na wiosnę i na jesieni.

Najbardziej celową metodą doboru norm jest wypróbowanie kilku wariantów na drobnych działkach próbnych i jeżeli jest to możliwe, w konkretnych warunkach.

W zależności od rodzaju kompostu dla torfu kompostowanego normy mogą być obniżone od 50% lub takie jak dla torfu przesuszonego.

Wprowadzenia przesuszonego i kompostowanego torfu do gleby dokonuje się z takim obliczeniem, aby był on równomiernie rozdzielony w całej grubości meliorowanej warstwy. W tym celu torf w ilości wyznaczonej według normy wprowadza się w różnych dawkach 2—4-krotnie. Pierwszą czynnością jest równomierne rozrzućenie (mechaniczne) odpowiedniej części wyznaczonej ilości torfu na powierzchnię gleby i przemieszanie jej z gruntem na całą głębokość meliorowanej warstwy za pomocą talerzowych kultywatorów lub innego spulchniającego sprzętu. Następnie stopniowo rozrzuca się dalsze dawki, postępując z każdą z nich, jak podano wyżej.

Na glebach gliniastych za pomocą torfu melioruje się warstwę na głębokość do 10—12 cm, na piaszczystych — do 15—18 cm.

Przesuszony i kompostowany torf wprowadza się do gleby na wiosnę, w lecie (w okresach deszczowych) i na jesieni.

Zastosowanie nawozów zielonych

Stosowanie nawozów zielonych jest to sposób użytkowania gleby polegający na wyhodowaniu roślin bogatych w pożywne substancje, zaoranie ich na pniu lub skoszenie i użycie do zaorania w innym miejscu. Zielone nawozy stosuje się przeważnie dla gleb bezpróchnicowych lub ubogich w próchnicę.

Jako nawozów zielonych używa się: łubin, saradeli, wyki, nostrzyku, lucerny, koniczy i innych strąkowych roślin.

Użycie nawozów zielonych związane jest z uprzednim ich wyhodowaniem w ciągu 2,5—3 miesięcy, dlatego też zastosowanie ich jest możliwe tylko wtedy, gdy rozporządzamy odpowiednią rezerwą czasu.

Ze względu na swoje właściwości najlepszy z nawozów zielonych jest łubin. Rośnie on szybko i przy dobrej technice rolnej może dać do 1 000 cetnarów zielonej masy z 1 ha, nie licząc zakorzenienia, które także posiada znaczną objętość i dodatnie znaczenie w przypadku zaorania zielonego łubinu.

Zasiew łubinu wykonywany jest na wiosnę lub wczesną jesienią na przygotowanych, jak i dla innych traw, glebach. Norma zużycia nasion waha się w granicach 160—250 kg/ha dla jednoletniego łubinu i 90—100 kg/ha — dla wieloletniego. Nasiona powinny być zagłębione 2—4 cm; mniejszą głębokość stosuje się na ciężkich, dostatecznie wilgotnych glebach, większą głębokość — na lekkich glebach suchych obszarów.

Oznaką najkorzystniejszego okresu dla zaorania łubinu (największe zgromadzenie pożywnych substancji) jest moment pojawienia się na nim blyszczących strąków.

Zaorania łubinu należy dokonywać na glebach ciężkich do 12 cm głębokości i na lekkich — do 15—18 cm; wskazane jest uprzednie talerzowanie.

W 2—4 tygodnie po zaoraniu łubinu dokonuje się spulchnienia i przemieszania gleby, w ślad za tym następuje zwykle zadarnienie pola wzdłużów.

Zastosowanie nawozów bakteryjnych

Nawozy bakteryjne są to zbiorowiska żywych, kumulujących azot bakterii, skoncentrowanych na specjalnym substracie. Stosowane są dla aktywizacji żywienia traw azotem.

Dla roślin strączkowych stosuje się nawóz bakteryjny znany pod nazwą „nitrogen”. Dla roślin trawiastych — „azotogen”.

Nitrogen jest to gruntowa masa, w której mieści się wielka ilość zbiorowisk bakterii akumulujących azot. Sprzedawany jest w półlitrowych butelkach. Dla bakteryjnego zakażenia jednego hektara gleby wystarcza jedna butelka.

Nitrogen wprowadzany jest do gleby przy siewie wraz z nasionami lub z jakimkolwiek neutralnym materiałem (piasek, opłuki, proszek torfowy) na zadarnioną powierzchnię (po ścięciu traw i bronowaniu), w której nie stwierdzono istnienia bakterii akumulujących azot.

W tym celu zawartość butelki rozcieńcza się wodą dla uzyskania masy zbliżonej swym wyglądem do kaszy. Masę tę należy dokładnie przemieszać z nasionami (lub neutralnym materiałem) i w tym samym dniu wysiać.

Azotogen, stosowany dla polepszenia zaopatrzenia roślin trawiastych w azot, przygotowuje się na przegnoionej glebie (czasem na torfie) lub na pożywce agarowej. Pierwszy sprzedawany bywa w skrzynkach, drugi — w postaci galaretowatej masy w butelkach.

W przypadku stosowania glebowego azotogenu ilość nasion trawiastych, przypadających według norm na hektar, należy zwilżyć wodą, następnie zapisać azotogenem w ilości 3 kg/ha i dokładnie przemieszać.

W przypadku stosowania agarowego azotogenu do butelki zawierającej azotogen należy dodać 1 szklanek wody i dotąd wstrząsać, aż zniknie szarobrazowy nalot na ściankach butelki. Otrzymany mętny płyn należy rozrzedzić w 2—5 litrach wody i tą rozwodnioną mieszaniną zwilżyć, przy dokładnym przemieszaniu, ilość nasion przypadającą według normy na hektar.

Dosypywania nawozów bakteryjnych (nitrogen i azotogen) do nasion traw należy dokonywać w miejscach zabezpieczonych od działania słońca zabójczo działającego na bakterie.

Zasiewu dokonuje się w tym samym dniu, w którym nasiona zostały zmieszane z nawozem bakteryjnym, w godzinach rannych lub wieczornych, lub w czasie pochmurnej pogody.

Wszystkie nawozy bakteryjne należy przechowywać w suchych, ocieplonych pomieszczeniach, bez gwałtownych zmian temperatury otoczenia. Nitrogen można przechowywać do 1 roku, azotogen do 6 miesięcy — po tych okresach tracącają swoją wartość.

ZASTOSOWANIE NAWOZÓW MINERALNYCH

Bezpośrednie nawozy mineralne

Na lotniskach stosowane są wszystkie rodzaje nawozów mineralnych: azotowe, fosforowe i potasowe. Dawki nawozów ustalane są zwykle w kilogramach pożywnych substancji (azotu N, bezwodnika fosforowego P₂O₅, tlenku potasu K₂O) na hektar. Nazwy nawozów, najbardziej odpowiednie

dla różnych gleb, jak również normy zużycia N, P₂O₅, K₂O na 1 ha powierzchni wskazane są w tabeli 25.

Normę zużycia nawozów znajduje się jako iloraz podzielenia dawki a (rubryka 4, tabl. 25) przez procentową zawartość b pożywnych substancji w nawozie rubryka 5, tabl. 25), tj.:

$$X = \frac{a}{b} \cdot 100 \text{ kg/ha} \quad \text{lub} \quad Y = \frac{a}{b} \text{ cctn./ha.}$$

Dla ustalenia normy zużycia nawozu konieczne jest uwzględnienie oprócz właściwości gleby również właściwości samych nawozów, w szczególności rozpuszczalności ich w danej glebie. Np. fosfor w postaci superfosfatu rozpuszcza się prawie całkowicie w pierwszym roku i działa w ciągu 2-3 lat, fosfor zaś, wprowadzony do gleby w postaci mączki fosforowej, rozpuszcza się całkowicie dopiero w trzecim roku i działa przez 5-8 lat. Aby więc uzyskać w obu przypadkach jednakowe efekty w pierwszym roku, należy zwiększyć normy zużycia dla mączki fosforowej co najmniej dwukrotnie.

Pora roku, w której stosuje się nawozy mineralne, uzależniona jest od rodzaju nawozu.

Nawozy azotowe, jako współdziałające w rozwoju wegetacyjnych części roślin, ale poniżające ich mrozoodporność, należy stosować na wiosnę i w lecie. Natomiast nawozy potasowe i fosforowe odwrotnie, zwiększają mrozoodporność roślin, mogą więc być stosowane w każdej porze roku, najskuteczniej jednak na jesieni.

Tabela 25

Dane dla stosowania głównych nawozów mineralnych

Nazwa nawozu	Wpływ na reakcję gleby	Gleby, na których należy stosować	Normy orientacyjne: N, P ₂ O ₅ lub K ₂ O w kg/ha	Zawartość w nawozie N, P ₂ O ₅ lub K ₂ O w %	U w a g i
1	2	3	4	5	6
Azotowo Siarczan amonu (NH ₄) ₂ SO ₄	Kwaśno	Na wszystkich glebach. Na mocno kwaśnych i czerwonych z warunkiem wapnowania	Zasadn. 30-60 Dodatk. 10-20	20-21	Stosować niedługo przed siewem. Dodatek na wiosnę, w lecie
Chlorek amonu NH ₄ Cl	Jak wyżej	Jak wyżej	Zasadn. 45-50 Dodatk. 10-20	24-25	Jak wyżej
Cyjanek wapnia CaCN ₂ (z domieszką CaO)	Alkaliczno	Na kwaśnych średnio ciężkich Na lekkich - w małych dawkach. Na błotnistych nie zaleca się	Zasadn. 45-60	20-21	Stosować z wyprzedzeniem, dobrze miesza się z glebą. Jako uzupełnienie nie zaleca się

1	2	3	4	5	6
Azotan amonu NH ₄ NO ₃	Słabokwaśno	Na wszystkich glebach, z wyjątkiem silnokwaśnych	Zasadn. 30-50 Dodatk. 10-20	34-35	Stosować bezpośrednio przed siewem. Dodatkowo na wiosnę, w lecie. Jak wyżej
Norweska saletra (wapnienna saletra) Ca(NO ₃) ₂	Alkaliczno	Na wszystkich glebach. Szczególnie pożyteczne na kwaśnych	Zasadn. 20-45 Dodatk. 10-15	13-15	Jak wyżej
Człijska saletra (sodowa) NaNO ₂	Jak wyżej	Na wszystkich glebach. Szczególnie pożyteczne na kwaśnych	Zasadn. 20-45 Dodatk. 10-15	15-16	Stosować bezpośrednio przed zasiewem. Dodatkowo na wiosnę, w lecie
Fosforowe Superfosfat CaH ₂ (PO ₄) ₂ i H ₂ O+2CaSO ₄	Kwaśno	Na wszystkich glebach. Na mocnokwaśnych jałowych z warunkiem wapnowania	Zasadn. 40-80 Dodatk. 20-40	14-20	Stosować niedługo przed zasiewem. Dodatkowo od wiosny do jesieni
Precipitat CaHPO ₄ · 2H ₂ O	Neutralne lub słabozasadowo	Na glebach o kwaśnej i słabokwaśnej reakcji	Zasadn. 40-80 Dodatk. 20-40	30-35	Jak wyżej
Mączka fosforytowa Ca ₃ (PO ₄) ₂ (z domieszką gliny, piasku CaCO ₃ , H ₂ O)	Alkaliczno	Na glebach o kwaśnej i słabokwaśnej reakcji	Zasadn. 80-135	14-23	Stosować z wyprzedzeniem. Długo działający nawóz (6-8 i więcej lat). Dopuszczalnie łączne użycie kwaśnych związków azotu
Tomasyna 4CaO · P ₂ O ₅ (z domieszką 35-55% CaSiO ₃)	Alkaliczno	Jak wyżej	60-90	14-18	Jak wyżej
Mączka kostna Ca ₃ (PO ₄) ₂ + CaCO ₃	Jak wyżej	Jak wyżej	60-90	15-30	Jak wyżej
Potasowe Sylvinit (naturalna mieszanina sylvinitu (KCl) z solą kamienną (NaCl))	Neutralno lub kwaśno	Na wszystkich glebach	Zasadn. 45-90 Dodatk. 20-40	12-15	Stosować z wyprzedzeniem przed zasiewem. Dodatkowo na jesieni.
Chlorek potasu KCl	Jak wyżej	Jak wyżej	Zasadn. 30-60 Dodatk. 10-20	50-60	Stosować bezpośrednio przed zasiewem. Dodatkowo od wiosny do jesieni.
Sól potasowa 30 i 40% KCl	Jak wyżej	Jak wyżej	Zasadn. 30-60 Dodatk. 10-20	30-40	Jak wyżej

Pośrednie nawozy mineralne

Pośrednie nawozy mineralne stosuje się przeważnie przy kwaśnej reakcji gleby dla poprawienia fizyczno-chemicznych właściwości gleby i lepszego przyswojenia bezpośrednich pożywnych substancji.

Zasadniczymi sposobami są: wapnowanie i gipsowanie gleb.

W a p n o w a n i e stosowane jest dla zmniejszenia zakwaszenia gleby. Prawie wszystkie trawy używane do zadarniania pól są roślinami wymagającymi w pewnym stopniu kwaśnej reakcji gruntu, dlatego też normy zużycia wapna powinny być takie, aby po zastosowaniu wapnowania w glebie miała miejsce słabokwaśna reakcja. Przy $\text{pH} > 5,5$ nie zaleca się wapnowania.

Wyniki zastosowania wapna zależne są również od stopnia nasycenia gleby zasadami. Przy nasyceniu zasadami większym od 50% dodatni wpływ wapna gwałtownie spada, nawet przy wielkim zakwaszeniu gleby. Orientacyjne normy zużycia wapna w zależności od pH i stopnia nasycenia zasadami podane są w tabeli 26. W tej samej tabeli podano czasokresy, w jakich należy stosować nawozy wapienne.

G i p s o w a n i e stosowane jest również dla zmniejszenia zakwaszenia gleb, gdyż przy wykorzystaniu do tego celu węgla wapnia CaCO_3 lub siarczanu wapnia — gipsu $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ powstaje to samo zjawisko — zastąpienie wodoru przez wapień. Jednakże w rejonach kwaśnych gleb gips jest materiałem deficytowym, dlatego też stosuje się go przeważnie przy chemicznej melioracji gleb solniskowych dla usunięcia pochłoniętego sodu. Węgiel wapnia jest w tym przypadku nie do zastosowania, gdyż spowodowałby utworzenie się sody, nie mniej szkodliwej w glebie od pochłoniętego sodu.

Tabela 26

Dane dla wyboru i określenia norm zużycia wapiennych materiałów

pH	Stopień nasycenia zasadami %	Normy orientacyjne dla wapna w t/ha			U w a g i
		na piaszczystych i piaszczysto-glinistych gl.	na gliniasto-piaszczystych glebach	na gliniastych glebach	
$\wedge 4,5$	$\wedge 50$	3—4	5—6	7—8	Ustalono normy zużycia dla młodego wapnia, wapiennego tufu lub kredy, normy dla marglu stosować należy ze współczynnikami 1,5, dla palonego gaszonego wapna 0,7 i niegaszonego 0,5. Stosuje się wapienne nawozy przed siewem w miarę możliwości wcześniej. Do darniny stosuje się wszystkie nawozy prócz gaszonego i niegaszonego wapna. Stosowanie tylko na jesieni.
$\wedge 4,5$	50—70	1,5—2	2,5—3	3,5—4	
$\wedge 4,5$	$\vee 70$	—	—	1,5—2	
4,5—5,5	$\wedge 50$	1—2	3—4	5—6	
4,5—5,5	50—70	0,5—1	1,5—2	2,5—3	
4,5—5,5	$\vee 70$	—	—	0,5—1	

Normy zużycia gipsu ustala się dla każdego przypadku w zależności od właściwości gleb solniskowych i ilości pochłoniętego sodu. Zwykle wahają się one w granicach od 3—10 ton/ha i dla całkowitego usunięcia pochłoniętego sodu należy stosować gipsowanie 2—3 razy, z przerwami co 7—8 lat.

Przechowanie i technika użycia nawozów mineralnych

Nawozy mineralne powinny być przechowywane w opakowaniu lub luzem w ochronionych od działań atmosferycznych pomieszczeniach-skladach, gdyż w przeciwnym razie ulegają szybkiemu zniszczeniu.

Dla każdego rodzaju nawozu powinny być przewidziane w składach oddzielne zasieki.

Przed użyciem nawozy powinny być uprzednio zmielone i przesiane. Jest to szczególnie konieczne w stosunku do nawozów łatwo ulegających zleżeniu, jak amoniakalna saletra, sylwinit, chlorek wapnia, wapno. Zleżałe bryły należy ręcznie rozdrobnić i przesiał przez sита o otworach 3—6 mm.

Wprowadzenia do gleby dokonuje się zwykle w postaci mieszaniny kilku nawozów. Jednak nie wszystkie nawozy i nie zawsze można mieszać jedno z drugim. Nawozy, między którymi nie zachodzą reakcje, można zawsze mieszać i przechowywać je w takim stanie w ciągu długiego okresu czasu. Nawozy, między którymi zachodzą reakcje w sposób powolny, można mieszać nie wcześniej niż na 1—2 dni przed ich wysianiem. Nawozy, między którymi szybko zachodzą reakcje, w żadnym przypadku nie mogą być ze sobą mieszane.

Dla praktycznego rozwiązania tego zagadnienia należy posługiwać się zawsze przygotowanym graficznym wykresem (rys. 102). Wykres składa się z pustych klatek pokrzyżowanych i zakreskowanych, z oznaczeniem nazw nawozów na osiach. Linia przecięcia nazw nawozów w odpowiednich klatkach wskazuje na dopuszczalność mieszania tych nawozów. Puste klatki oznaczają nawozy, które zawsze można mieszać, pokrzyżowane — przed wprowadzeniem do gleby i zakreskowane — nawozy, których nie wolno mieszać.

Wapno, jak to wskazuje schemat, chociaż może być mieszane z niektórymi nawozami, jednak z powodu wielkiej odmienności w dozowaniu, okresach jego stosowania i głębokości wprowadzenia go do gleby, nie nadaje się do mieszania, gdyż nie zawsze rezultaty bywają pozytywne. Dla wykonania mieszaniny wszystkie jej składniki powinny być dobrze rozdrobnione i przesiane.

Wprowadzenia nawozów dokonuje się wysiewem rzędowo lub przez rozpylenie roztworów. Przy budowie lotnisk zasadniczym sposobem jest stosowanie rozrzutu nawozu. Dla zabezpieczenia równomierności wysiewu działkę roboczą należy podzielić na jednakowe co do powierzchni pasy i dla każdego z nich odważyć ustaloną normę zużycia ilości nawozu. Po dokonaniu wysiewu nawozy należy przykryć gruntem za pomocą włóków zębatych i bron sprężynowych, kultywatorów łopatkowych i talerzowych lub pługów. Najbardziej równomierne przykrycie uzyskuje się za pomocą narzędzi zębatych i łopatkowych, mniej równomierne — za pomocą talerzowych, a nierównomierne — za pomocą pługów.

Łatwo rozpuszczalne gatunki nawozów (azotowe, potasowe nawozy, superfosfaty i inne) przykrywa się płytko — do 2,5 cm — lub w ogóle nie przykrywa się, ciężko rozpuszczalne gatunki (mączka fosforowa, mączka

kostna, tomasyna i inne) należy przykrywać głębiej — do 10 — 12 cm, a wapienne nawozy zezwala się przykrywać za pomocą pługów na pełną głębokość skiby, a następnie talerzować.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Siarczan amonu	1														
Cyjanek wapnia	2														
Azotan amonu	3														
Chlorek amonu	4														
Nawózka saletra	5														
Wapienne nawozy	6														
Superfosfat	7														
Tomasyna	8														
Fosforytowa maczka	9														
Kasina maczka	10														
Preceptat	11														
Sylwinit	12														
Chlorek potasu 50% 40%	13														
Sól potasowa	14														
Wapno	15														

Rys. 102. Graficzny wykres mieszania nawozów.

OBSIEW PÓL WZLOTÓW

Do liczby przedsięwziętych robót, oprócz przedsięwzięcia przygotowania gleby i wysiewu nawozów, zaliczyć należy sprawdzenie jakości nasion, korektę projektowanych norm zużycia nasion w związku z ich jakością, przygotowanie niezbędnych materiałów, związanych z obsiewem oraz narzędzi siewnych.

Sprawdzenie jakości nasion

Wszystkie nasiona zaprojektowanej mieszanki nasiennej, przeznaczonej do wysiewu, powinny być sprawdzone co do ich rzeczywistej gospodarczej przydatności. Sprawdzenia dokonuje się mniej więcej na miesiąc przed siewem za pomocą najbliższej kontrolno-nasiennej stacji lub we własnym zakresie.

Rzeczywista gospodarcza przydatność nasion jest to wskaźnik procentowej zawartości czystych (o typowym zewnętrznym wyglądzie) nasion, posiadających normálną siłę kiełkowania. Dlatego też rzeczy-

wista gospodarcza przydatność nasion może być ustalona na podstawie określenia ich siły kiełkowania i czystości.

Średnia próbka nasion z partii przeznaczonej do siewu i przekazana do zbadania w kontrolno-nasiennej stacji powinna posiadać ciężar 0,5—0,6 kg*. Bezpośrednio z powyższej próbki odcypuje się dla jednorazowego zbadania 1—1,5 do 100 g, w zależności od wyglądu nasion. Jedną część z nich bada się na siłę kiełkowania, drugą — na czystość.

Siłę kiełkowania określa się na podstawie 400 szt. wybranych z próbki czystych nasion, które układa się do kiełkownika zabezpieczającego nasionom odpowiednią wilgotność. W takim stanie znajdują się nasiona w ciągu określonego czasu w pomieszczeniu pozbawionym światła, przy temperaturze otoczenia od 20—30°C**. W zależności od wyglądu nasion dla wstępnego zbadania na kiełkowanie przeznacza się okres od 2 do 7 dni, a dla pełnego zbadania — od 5 do 14 dni (tabl. 27).

Podlicza się ilość kiełkujących nasion (b) w określonych okresach czasu i ustala się procent kiełkujących w stosunku do całej ilości nasion podlegających zbadaniu (A):

$$B = \frac{b}{A} \cdot 100, \quad (32)$$

gdzie: B = siła kiełkowania nasion w procentach.

Tab. 27

Okresy czasu badania nasion na siłę kiełkowania

Nazwa trawy	Okres badania w dniach		Nazwa trawy	Okres badania w dniach	
	wstępny	pełny		wstępny	pełny
Koniczyna	3	7	Stokłosa bezostna	5	10
Lucerna niebieska	2	5	Wyczyniec	7	14
Lucerna żółta	3	10	Wicelina	7	14
Komonica	3	10	Kostrzewa czerwona	7	14
Lubin	4	10	„ lakowa	5	10
Nostrzyk	3	10	„ owcza	7	14
Wyka	3	8	Mietlica biaława	6	10
Bekmiana robaczkowata	7	14	„ zwykła	6	10
Grzebieńca	7	14	Rajgras	5	10
Kupkówka	7	14	Tymotka	3	8
Perz	5	10			

Czystość z nasion (C) określa się przez wybranie z próbki wszelkich zanieczyszczeń, jak również obcych nasion nie należących do danego

* Taką samą kontrolną próbkę przechowuje się na miejscu na wypadek powtórzenia badania lub konieczności dokonania arbitrażu.
 ** O ile chodzi o szczegóły; patrz H. Mąszarzenko. Diernowyże pokrycia aerodromów (rukowództwo k laboratorym robotom), LKWWJA.

gatunku i obliczenie ciężaru czystych nasion (p) w procentach w stosunku do wagi całej próbki pobranej do analizy (P):

$$C = \frac{P}{p} \cdot 100 \quad (33)$$

Przy określaniu czystości nasion należy zwrócić szczególną uwagę na zanieczyszczenie obcymi nasionami, w liczbie których mogą znajdować się śmieciuchy, półpaszyty i pasożyty (kianianka macierzankowa, szelężnik, przerień różowy, gnidosz czubaty, świetlik lekarski, mleczyk polny i inne). W razie stwierdzenia takich domieszek nasiona nie powinny być użyte do wysiewu.

Gospodarczą przydatność określa się mając już dane dotyczące siły kiełkowania i czystości ze wzoru:

$$G_g = \frac{B \cdot C}{100} \quad (34)$$

gdzie: G_g — rzeczywista gospodarcza przydatność w procentach.

Korekta norm zużycia nasion

Jak wiadomo, dla obliczenia normy zużycia nasion posługujemy się wzorem:

$$N = k \cdot \frac{Z \cdot U}{100} \quad (35)$$

gdzie: Z — norma zużycia nasion w kg/ha w przypadku 100-procentowego udziału danego rodzaju, przy teoretycznej (średniej lub stuprocentowej) gospodarczej przydatności tych nasion (tab. 28);

U — rzeczywisty procent udziału danego rodzaju w mieszance traw;

K — współczynnik wyrównawczy zależny od stopnia użytkowania.

$$(k = 0,25 - 5,0).$$

Obliczona na podstawie tego wzoru projektowana norma N powinna ulec korekcie w oparciu o rzeczywistą gospodarczą przydatność nasion. Dla korygowania norm stosuje się wzór:

$$N_1 = \frac{N \cdot G_{zg}}{G_{rz}} \quad \text{lub} \quad N_1 = \frac{100N}{G_{rz}} \quad (36)$$

gdzie: N_1 — rzeczywista norma wysiewu nasion w kg/ha;
 N — projektowana norma wysiewu nasion w kg/ha;
 G_{zg} — średnia gospodarcza przydatność nasion w procentach;
 G_{rz} — rzeczywista gospodarcza przydatność nasion w procentach (tabela 28).

Tabela 25

Dane dla obliczenia norm zużycia nasion traw wchodzących w skład mieszanek

Nazwa traw	Norma zużycia nasion w kg/ha dla 100-procentowego udziału danego rodzaju					
	Popieliste i leśno-stepowe obszary		Stepowe obszary		Pustynno-stepowe obszary	
	Przy 100% gospodarczej przydatności	Przy średniej (1/1 kl.) gosp. przydatności	Przy 100% gosp. przydatności	Przy średniej (1/1 kl.) gosp. przydatności	Przy 100% gosp. przydatności	Przy średniej (1/1 kl.) gosp. przydatności
1	2	3	4	5	6	7
Bekmiana robaczkowata	57,0	119,8	68,4	143,8	—	—
Włośnice syberyjski	186,0	—	223,0	—	203,5	—
Grochobiona pospolita	30,0	35,1	36,0	42,1	42,5	50,0
Kupkówka	72,0	100,0	86,4	102,0	102,0	141,0
Perz grzebieniasty	—	—	132,2	185,0	157,3	218,5
Perz pusłynny	126,0	175,0	—	210,0	178,5	247,9
Tomka wonna	36,0	—	43,2	—	—	—
Stoklossa bezostna	210,0	291,6	252,0	350,0	297,5	413,2
Wyczyniec łąkowy	48,0	80,0	57,6	96,0	68,0	113,3
Wiechlina szorstka	9,6	17,4	11,5	20,8	—	—
Wiechlina łąkowa	15,0	27,1	18,0	32,6	21,3	38,7
Kostrzewa łąkowa	111,0	154,7	133,2	170,3	157,3	201,1
Kostrzewa czerwona	66,0	91,7	79,2	110,0	—	—
Kostrzewa bruzdkowana	36,6	—	43,9	—	51,9	—
Kostrzewa owcza	39,0	76,5	46,8	91,7	55,3	108,4
Perz miękki	171,0	237,5	205,2	285,2	242,3	336,5
Perz rozłogowy	186,0	274,4	233,2	343,0	293,5	387,5
Perz galpisty	—	—	180,0	—	212,5	—
Brzegówka słona	—	—	—	—	35,7	—
Babka zwyczajna	15,0	—	18,0	—	21,3	—
Mietlica biaława	9,0	14,1	—	—	—	—
Łajgras angielski	129,0	165,0	154,8	198,0	—	—
Łajgras francuski	162,0	196,5	194,4	235,8	229,5	278,4
Łajgras westerwoldzki	93,0	136,8	111,6	164,1	131,8	193,8
Psi ząb	—	—	stosują się jako kłocze 2000	—	—	—
Tymotka	25,2	31,2	30,2	37,5	35,7	44,2
Trzawnik pospolity	8,4	—	10,1	—	11,9	—
Koniczyna biała	41,4	68,4	49,7	82,0	—	—
Koniczyna czerwona	108,0	140,6	129,6	168,0	—	—
Koniczyna różowa	43,8	65,9	52,6	79,1	—	—
Koniczyna ciemna	90,0	—	108,0	—	127,5	—
Lucerna niebieska	117,0	143,4	140,4	172,1	165,8	203,2
Lucerna żółta	81,0	115,0	97,2	137,9	114,8	162,8
Komonica ² zwyczajna róż- kowa	57,0	81,7	68,4	98,1	80,8	115,8
Saradela	207,0	253,7	248,4	304,4	293,3	359,4
Przelat zwyczajny	279,0	—	336,8	—	395,0	—

Wykonanie wysiewu

Dla wykonania wysiewu nasion stosowane są dwa sposoby: rzędowy i rozrzut.

Najlepszym sposobem wysiewu traw zadarniających jest rozrzut, który wykonywany jest za pomocą siewników rozrzutowych.

Jako rozrutowych siewników używa się specjalnych siewników do traw, ziarno-nasiennych lub zwykłych rządowych siewników, w których radełka (czasem i przewody nasienne) zamienione są na urządzenia dla rozrztu nasion.

Nasiona różnych gatunków traw różnią się między sobą rozmiarami, ciężarem, kształtem, jak również stopniem ciekliwości w czasie wysiewu.

Większe nasiona wymagają głębszego przykrycia, mniejsze — płytszego. Dlatego wszystkie nasiona, wchodzące w skład mieszaniny nasion, dzieli się na dwie grupy, w zależności od swych rozmiarów: większe nasiona — o długości lub średnicy ≥ 5 mm, i drobne, o długości lub średnicy < 5 mm (tab. 29).

Tabela 29

Podział nasion według ich wielkości			
Trawy	Wielkość nasion	Trawy	Wielkość nasion
Kupkówka	wielkie	Wiechlina łąkowa	drobne
Perz grzebieniasty	"	" szorstka	"
Perz puszysty	"	" błotna	"
Tomka wonna	"	Kostrzewa owcza	"
Stokłosa bezosłona	"	Bekmania robaczkowata	"
Wycyzniec łąkowy	"	Grzebienica pospolita	"
Perz rozłogowy	"	Konieczyna biała	"
Perz miękki	"	" czerwona	"
Rajgras francuski	"	" różowa	"
" angielski	"	Komonica różkowa zwyczajna	"
" westerwaldzki	"	Lucerna	"
Kostrzewa łąkowa	"	Tymotka	"
" czerwona	"	Brzegówka słona	"
Saradola	"	Psi ząb	"

Zasiewu pola wzlótów dokonuje się zagonami w kształcie prostokątów, na oddzielnych działkach roboczych. Wysiewu nasion każdej grupy dokonuje się krzyżowo. W pierwszej kolejności wysiewa się mieszaninę z większych nasion, które przykrywa się za pomocą zębatach bron. Następnie, prostopadle do kierunku pierwszego wysiewu, wysiewa się drugą grupę mieszaniny drobnych nasion, które przykrywa się za pomocą lekkich zębatach bron, włóków z chrustu lub tylko przez przywalowanie.

Dla osiągnięcia równomiernej ciekliwości z siewnika nasion różniących się ciężarem i rozmiarami oraz sposobem pokrycia przewalowanej mieszanki nasion należy nasiona zmieszać z jakimkolwiek wilgotnym balastem (opilki, piasek) w stosunku 1:2 lub 1:3.

Do mieszaniny nasion jednakowych co do rozmiarów i stopnia ciekliwości balastu nie dodaje się, ale wysiewa się ją, jak w pierwszym przypadku, w dwóch fazach: najpierw jedną połowę — wzdłuż, następnie drugą — w poprzek. Przykrycia w tym przypadku dokonuje się jednorazowo po wysiewie drugiej połowy za pomocą bron zębatach, bron gwoździowych lub włókami z chrustu, w zależności od rozmiarów nasion.

Większe nasiona przykrywa się za pomocą brony dwukrotnie — wzdłuż i w poprzek, a drobne nasiona — w jednym kierunku.

Po dokonaniu wysiewu drobnych nasion należy przewalować glebę lekkim walcem, a na lekkich glebach (piaszczystych i piaszczysto-gliniastych) — 3-tonowym walcem. Nie należy stosować walowania na glebach mających skłonność do tworzenia skorupy.

Głębokość przykrycia nasion określa się w zależności od ich rozmiarów, jak również od mechanicznego składu gleby i klimatycznych warunków. Na ciężkich glebach wszystkie nasiona przykrywa się płycej niż na lekkich, jak również w wilgotnym klimacie na wszystkich glebach płycej niż w warunkach niedostatecznej wilgotności (tabl. 30).

Tabela 30

Nazwa gleby	Głębokość przykrycia w cm			
	W okresach o normalnej i nadmiernej wilgotności		W okresach o niedostatecznej wilgotności	
	większe	drobne	większe	drobne
Gliniaste	0,5—1,0	0—0,5	1,0—2,0	0,5—1,0
Gliniasto-piaszczyste	1,0—2,0	0,5—1,0	2,0—3,0	1,0—1,5
Piaszczysto-gliniaste	2,0—3,0	1,0—2,0	3,0—4,0	1,5—2,0

Na głębokość przykrycia nasion należy zwracać szczególną uwagę. Przy za głębokim przykryciu warstwa gleby nad nasionami przeszkadza rozwojowi łodyg, a przy za płytkim nasiona mogą nie wykiełkować z powodu niedostatecznej wilgotności; mogą one również być wydmuchane przez wiatry lub wydziobane przez ptaki.

We wszystkich przypadkach pewien procent nasion przepada. Przy prawidłowym przykryciu straty w nasionach są mniejsze.

Čzasokresy wysiewu

Na wzejście runi i jej rozwój mogą oddziaływać negatywnie dwa czynniki:

1. Niedostateczna wilgotność w glebie.
2. Niskie temperatury otoczenia.

W związku z tym siał można o każdym czasie, gdy tylko nie ma miejsc szkodliwe działanie tych dwóch czynników.

Trzeba pamiętać, że nasiona, które jeszcze nie wypuściły kielków, wytrzymują lepiej niskie temperatury niż młode, nieokrzepłe kielki. Dlatego biorąc pod uwagę okres wzejścia traw (tabl. 27), jak również warunki klimatyczne danego okręgu, okres opadów oraz wiosennych i jesiennych przymrozków, zawsze można wybrać najodpowiedniejszy okres czasu dla wysiewu.

Najlepszy okres dla wiosennego wysiewu traw zbiega się z okresem siewów jarych zbóż w danym okręgu, a najlepszym okresem dla jesiennego wysiewu jest okres siewów ozimych zbóż.

Jednakże w zależności od specyfiki warunków klimatycznych w ciągu roku w różnych okręgach mogą okazać się bardziej pewne siewy wyłącznie wiosenne lub tylko jesiennie.

Przedzimowy wysiew nasion traw może być wykonywany w tych okręgach, w których występują trwale przymrozki. Licząc się jednak z tym, że

nie są to okresy całkowicie bezpieczne, należy normy zużycia nasion zwiększyć o 15—20% i stosować taki wysiew na lekkich co do mechanicznego składu i wolnych od chwastów glebach.

Trawy strączkowe, jako bardziej delikatne rośliny, należy wysiewać, we wszystkich przypadkach, jedynie na wiosnę.

SZCZEGÓLNE WARUNKI ZADARNIENIA

Powyżej podane sposoby zadarnienia są najbardziej powszechne i używane. Jednak zdarzają się szczególne przypadki zadarnienia, a mianowicie:

1. Zastosowanie wegetacyjnego i wegetacyjno-nasiennego sposobów zadarnienia.
2. Zadarnienie obnażonych podhumusowych warstw gleby.
3. Zadarnienie słonych gleb.
4. Zadarnienie lessowych gleb.

Wegetacyjne i wegetacyjno-nasienne zadarnienie

Wegetacyjnym zadarnieniem nazywa się zadarnienie dokonywane drogą układania płatów żywej darniny lub zasadzenie kłączy traw tworzących darniny. Gdy sposób ten połączony jest z podsiewem nasion traw, nosi wówczas nazwę wegetacyjno-nasiennego.

1. Zadarnienie drogą układania darniny jest to sposób dosyć pracochłonny i stosowany dla naprawy zużytych działek pola wzdłuż i w poszczególnych przypadkach dla przyspieszonego wykonania dróg startowych, ale nie dla całkowitego zadarnienia całego terenu pola wzdłuż. W praktyce budowy lotnisk takim sposobem wykonywano drogi startowe na północy i na południowych glebach piaszczystych. Zaletą tego sposobu jest możliwość szybkiego przekazania odcinka do użytkowania — niekiedy nawet w ślad po wykonaniu darniowania.

Dla wykonania darniowania powinny być przygotowane płaty darniny w celu ułożenia ich na uprzednio przygotowanych działkach. Cięcia darniny dokonuje się maszynowo lub ręcznie.

Do maszynowego cięcia używa się specjalnego sprzętu, za pomocą którego wykonuje się tę czynność potokowo. Powyższy sprzęt posiada pionowe noże, tnące darninę i poziome — podcinające płaty. W rezultacie otrzymujemy płaty darniny w postaci taśm, które następnie rozcina się na prostokąty i przewozi na miejsce układania lub, w tym samym celu, nawija się taśmy na bęben zmontowany na specjalnym wózku lub samochodzie. Do pionowego cięcia darniny może być użyty również ciężki kultywator o pionowych, odpowiednio rozstawionych nożach.

Długość taśm waha się zwykle od 1 do 10 m, a szerokość — od 2 do 0,5 m. Prostokąty darniny wycinane są w rozmiarach od 20 x 20 do 20 x 60 cm.

Grubość darniny powinna być możliwie największa i obejmować przy podcinaniu całość zakorzenienia. Dla średnich i ciężkich gleb odpowiada to 8—10 cm, a dla lekkich — piaszczystych — 12—18 cm.

Płaty darniny nie w kształcie prostokątów i o różnej grubości po ułożeniu dają zawsze wyniki nie zadowalające.

Podłoże gleby pod ułożoną darniną powinno być uprzednio przygotowane w postaci koryta ze spulchnioną, użyźnioną nawozem i splantowaną po-

wierzchnią, o wysokości krawędzi niewiele mniejszej od grubości płatów darniny i w ten sposób ustalonej, aby po uwalnianiu (albo ubiciu) darniny górna jej powierzchnia zrównała się z sąsiednimi powierzchniami.

Układania płatów darniny dokonuje się prawidłowymi rzędami, ze szczególnym przyleganiem do siebie i z zasypianiem szczelin małą ziemią roślinną.

W przypadkach układania darniny na piaskach lub na pochyłych powierzchniach płaty darniny umocowywane są za pomocą drewnianych kółków.

Po ułożeniu darniny dokonuje się walowania jej ciężkimi wałcami, a przy małych płaszczyznach stosuje się ubijanie.

Prace przy układaniu darniny powinny być przeprowadzone w deszczowych okresach lata, a w przypadku suszy po ułożeniu darniny należy ją koniecznie periodycznie mocno zlewać wodą aż do czasu nastania wystarczająco ulewnej deszczu.

2. Zadarnienie przez sadzenie kłączy polega na tym, że wszystkie trawy kłączowe mogą wyrastać nie tylko z nasion, ale i wegetacyjnie — z kłączy (podziemnych łodyg), a niektóre z nich, jak np. psi żąb, brzegówka stona — wyłącznie wegetacyjnie, gdyż nasiona ich posiadają małą gospodarczą przydatność.

W celu wykonania takiego rodzaju zadarnienia wyrzuca się kłącza na plantacjach traw kłączowych, następnie wyczesuje się je za pomocą zębatach lub sprężynowych bron albo kultywatorów i zgarnia się w stosy w celu pojęcia ich i transportu.

Do sadzenia nadają się wilgotne (nie mniej 30% wilgotności), świeże kłącza, dlatego też nie wolno ich przetrzymywać przez dłuższy czas w stosach, aby nie uległy przeschnięciu. W razie konieczności stosy powinny być przykryte mokrym brezentem lub jakimkolwiek wilgotnym materiałem (ziemią, opilkami, torfem, słomą). Te same środki ostrożności należy stosować również przy transporcie kłączy.

Cięcia kłączy na kawałki od 5 do 20 cm wykonuje się przed sadzeniem, w zależności od wygody — na miejscu sadzenia lub na miejscu ich przygotowania.

Sadzenia kłączy dokonuje się na dobrze przygotowanej, splantowanej i użyźnionej nawozem powierzchni takim samym sposobem jak przy wysiewie nasion. Kłącza rozrzuca się ręcznie na powierzchnię gleby, następnie przykrywa się za pomocą wieloskibowych łuskowników, plugów lub lopatkowych kultywatorów na głębokość do 10—12 cm. Powstałe przy tym nierówności gleby wyrównuje się włokowaniem. Po przykryciu kłączy należy glebę uwalniać ciężkim (na lekkich glebach) wałcem i średnim (na średnich glebach).

Sadzenie należy wykonywać w okresach dostatecznej wilgotności gleby.

Pełna norma zużycia świeżych kłączy wynosi 2 000 kg/ha, a w przypadku zastosowania dodatkowego podsiewu traw (patrz niżej) powyższa norma obniża się w stopniu uzależnionym od procentowej zawartości nasion danej kłączowej trawy w mieszaninie nasion. Oblicza się ją, w takich przypadkach, na podstawie wzoru:

$$N = \frac{2000 \cdot Z}{100}, \quad (37)$$

gdzie: Z — procent zawartości w mieszaninie nasion rodzaju trawy sadzonej kłączowo.

Po 2—2,5 miesiąca od daty zadarnienia kłaczowego następuje pełna użytkowana wartość darniny.

3. **Wegetacyjno-nasienne zadarnienie** przy użyciu kłaczy celowe jest zawsze stosować, gdyż darnina nie będzie pełnowartościowa w użytkowaniu, o ile jej trawy będą tylko jednego, nawet pierwszorzędowego gatunku. Jak wiadomo, mieszanina nasion traw powinna składać się z 3—7 gatunków, dlatego też po zasadzeniu kłaczy wykonuje się podсів nasion traw uzupełniających zgodnie z przepisem.

Podсів nasion traw wykonuje się natychmiast po przykryciu i uwalowaniu kłaczy. Opóźnienie podśiewu może spowodować, iż wyrosłe z kłaczy trawy zagłuszą nieokrępele, młode kiełki traw nasiennych.

Sposób i normy zużycia dla podśiewu w danym przypadku nie różnią się od stosowanych przy zwykłym wysiewie mieszaniny nasion traw. Normy zużycia kłaczy oblicza się na podstawie wzoru (37).

Zadarnienie odsłoniętych podhumusowych warstw gleby

Po wykonaniu ziemnych i plantacyjnych robót często należy zadarnić odsłonięte podhumusowe warstwy gleby. Najczęściej spotykamy się z takimi robotami na glebach jałowych, które do celów tych są najbardziej niekorzystne. Szczególnie nieodpowiednimi właściwościami wyróżnia się podhumusowy rozmiywalny podhoryzont A_2 , na którym jeżeli go w sposób radykalny nie zmeliorować, wyrastają rzadkie, niskie, zniekształcone rośliny, które nie są w stanie utworzyć darniny o dostatecznej do użytkowania jakości.

Poniżej położony podhoryzont B_1 posiada bardziej odpowiednie właściwości, w związku z czym wymaga on mniej kłopotu dla jego zadarnienia i sam może być wykorzystany dla poprawienia podhoryzontu A_2 .

Dla zadarnienia odsłoniętego podhoryzontu A_2 najważniejszą rolę (na podstawie dokonanych doświadczeń) grają organiczne wiążące materiały.

Najbardziej dostępnym organicznym materiałem jest torf (w ilości 100—150 m³/ha) lub kompost torfowy (w ilości 80—100 m³/ha). Może być również użyty dobrze przegniły obornik (w ilości 40—80 m³/ha), jak również takie materiały, jak emulsja bitumiczna (w ilości 4—6% bitumu od wagi meliorowanej warstwy gleby) lub il z jezior (w ilościach 200—300 ton/ha). Powinny one być dokładnie przemieszane z meliorowaną warstwą gleby.

Oprócz organicznych substancji należy stosować pełne mineralne nawożenie — azot, fosfor i potas w przepisanej ilości. Przy $pH < 5,5$ gleby należy wapnować.

W przypadku nieznacznej grubości warstwy podhoryzontu A_2 (nie więcej od 15 cm) i zalegania pod nią bardziej żyznego horyzontu B o mechanicznym składzie gruntu gliniasto-piaszczystym za pomocą głębokiej orki (nie mniej 20—22 cm) można go wydobyc na powierzchnię i taki sam sposób (w niektórych przypadkach) można zastosować zamiast wprowadzenia organicznych substancji. W takich przypadkach celowe jest stosować łatwo rozpuszczalne fosforowe nawozy w podwójnych — potrójnych dawkach.

Jeżeli odsłonięty horyzont B posiada odpowiednie fizyczne właściwości i dostateczną żyzność, może on być wykorzystany do zadarnienia bez nawożenia go organicznymi substancjami. Gdy jednak horyzont ten łatwo ulega rozmywaniu wskutek deszczu i tworzy skorupy (ciężki skład mechaniczny) lub na odwrót — jest on nie wiążący się (lekki skład mechaniczny), to oprócz mineralnych nawozów również należy stosować i organiczne.

W przypadku małej grubości warstwy humusowej ($A_1 < 10$ cm) można ją powiększyć i ulepszyć wprowadzając organiczne i mineralne nawozy według wyżej podanego sposobu. Można również wykorzystać szczególnie sposób kompostowania. W tym celu zaoruje się na głębokość 15—18 cm organiczne substancje: torf, obornik, w niektórych przypadkach słomę, trawę (lepiej strączkową) w ilości 20—40 ton/ha razem z pełnym mineralnym nawożeniem (azot, fosfor, potas) i w razie potrzeby — z wapnem.

W ten sposób zmeliorowaną warstwę gleby zgarnia się w wały i w takim stanie pozostawia się w ciągu 2—2,5-letnich miesięcy dla przetworzenia się w kompost, następnie przesuwa się ją z powrotem za przednią splantowaną powierzchnią.

Ten sam sposób można zastosować dla melioracji podhumusowej warstwy, odpowiednio zmienivszy normy zużycia organicznych nawozów. Po przygotowaniu gleby trawy sieje się zwykłym sposobem.

Zadarnienie gleb słonych

Według stopnia i rodzaju przesylenia solą gleby dzielą się na „solonczaki”, „salońce” i „solodzi”. Na bardzo przesyconych solą „solonczakach” i „salońcach” bez ich podstawowego zmechanizowania niemożliwe jest wyhodowanie należytego zadarnienia: na pierwszych z powodu obfitości swobodnych soli, na drugich z powodu złych fizycznych właściwości i silnej ługowej reakcji, powstałych wskutek przesylenia sodem.

Co się tyczy „solodzi”, to można uzyskać na nich zadarnienie bez szczególnych trudności. Siejąc soloodporne trawy (perz galezisty, perz rozłogowy, psi ząb, perze grzebieniaste i pustyne itp.) albo stosując nawozy (organiczne i mineralne) przy zachowaniu odpowiedniej wilgotności.

Z organicznych nawozów celowe jest stosować obornik w ilości 20—40 ton/ha albo torf w ilości 80—100 ton/ha. Jako mineralne nawozy nieodzowne są azot, fosfor i potas w pełnych dawkach (głównie pierwsze dwa).

Silnie przesycone solą „solonczaki” i „salońce” z zasady należy meliorować. Przede wszystkim według indywidualnie opracowanego projektu należy na miejscu zbadać warunki zasolenia i hydrobiologiczne z zastosowaniem wodno-chemicznej melioracji, która zwykle zawiera nawodnienie, drenaż i gipsowanie.

Przy małych przesolonych płaszczyznach, nie obejmujących całej płaszczyny lotniska, można stosować następujące sposoby.

W przypadku kożuchowych „solonczaków” należy usunąć z nich wierzchnią, przesyconą solą warstwę. Zamiast niej nasypuje się próchnicową ziemię (dostarczoną z zewnątrz), do której dodaje się, z dokładnym przemieszaniem, organiczne i mineralne nawozy. Sieje się nasiona soloodpornych traw.

W miejscach o wysokim zaleganiu zagęszczonej warstwy „solonców” (10 cm) należy ułożyć warstwę próchnicowej ziemi (5—7 cm) zmieszanej z nawozami, a następnie zasiać nasiona soloodpornych traw.

Jeżeli w „salońcach” zagęszczone warstwa zalega głębiej od 20 cm, zadarnienia wykonuje się tak jak przy obecności „solodzi”.

Na wielkich przesolonych płaszczyznach z obecnością „solodzi”, konieczne jest stosować gipsowanie powiązane z nawodnieniem i drenażem dla odprowadzenia słonych wód. Normy zużycia gipsu w zależności od warunków wahają się w granicach od 3—10 ton/ha.

Zadarnienie gleb lessowych

Gleby lessowe z zasady związane są swoistym szkieletem węglanów wapienia, który nadaje tym glebom pewną nieznaczną sztywność. Pomimo lekkiego mechanicznego składu (zawsze przeważa frakcja pyłów) szkielet węglanów wapienia współdziała w utrzymywaniu się pionowych skarp gleby i umożliwia występowanie w niej wielkich, często gąbczastych, pionowo skierowanych porów. Jednak przy naruszeniu rodzimej struktury, o ile są przesycone wodą, gleby te stają się nietrwałe i bardzo osiadają, nie tylko pod obciążeniem, ale nawet pod własnym ciężarem.

Jeżeli naruszenie rodzimej struktury, powstałe z tych lub innych przyczyn, wykonane jest na pewnej głębokości gleby, to w miejscach tych tworzą się wielkie zapadliny, do których mogą zsuwać się warstwy wyżej leżące, a nawet i warstwy powierzchniowe. W związku z tymi właściwościami przyjęto następujące metody zadarnienia lessów.

1. Przed posiewem traw należy dokładnie spulchnić glebę na możliwie wielką głębokość — nie mniej 25 cm.

2. Dla zwiększenia stabilizacji gleb lessowych celowe jest stosowanie organicznych materiałów wiążących. Wprowadzenie i przemieszanie ich z glebą związane jest z obowiązkiem zastosowania powtórnego spulchnienia. Nawozy powinny być zmieszane z warstwą gleby na głębokość 15 cm.

3. Spulchniona gleba powinna być możliwie obficie zwilżona wodą i dobrze uwalowana.

4. Dla jak najszybszego wzmocnienia powierzchni gleby należy do mieszanki nasion traw włączyć nasiona szybko rozwijających się i pokrewnych nasion, nawet jednorocznych, np. rajgrasu westerweldzkiego. Z wieloletnich traw należy stosować raczej kłaczowe, niskopienne trawy niż rzadko i gęsto krzewiące się wysokopienne trawy.

5. Normy zużycia nasion wieloletnich traw powinny być podwyższone — ze współczynnikiem $k \geq 2$.

6. Nawozy mineralne należy stosować fizjologicznie kwaśne i neutralne (ale nie ługil), np. siarczan amonu, chlorek amonu, superfosfat, chlorek potasu, sól potasowa.

7. W warunkach suszy celowe jest stosowanie systematycznego zwilżania darni. Szczególnie ważne jest to w 1—2 latach — do czasu całkowitego ustabilizowania się zadarnionej powierzchni i należytego rozwoju traw.

ODBIÓR ROBÓT

Po ukończeniu robót związanych z zadarnieniem pola wlotów stają się całkowicie podatne do ich użytkowania po okresach czasu zależnych przeważnie od zastosowanego sposobu zadarnienia. Najbardziej długiego okresu 1—1,5 roku będzie wymagał sposób wysiewu nasion, krótszego — 3—4 miesiące wegetacyjno-siewny sposób, a najkrótszego — 1—2 tygodni — darniowanie.

Okresy te jednak mogą być skracane lub przedłużane w zależności od glebowo-klimatycznych warunków, wariantów zadarnienia, jakości wykonanych robót i przewidywanych warunków użytkowania.

Observacje stanu zadarnionych powierzchni powinny być rozpoczęte natychmiast po zakończeniu zasadniczych robót zadarnienia. Dlatego też przed wyżej podanymi okresami należy nie tylko stwierdzić braki i usterek, ale i usunąć je.

Odbiór robót wykonuje się w dwóch zakresach:

I. Ustala się zgodność wykonanych robót z robotami wskazanymi w projekcie agrotechnicznym. Ten zakres odbioru robót związany jest ze sprawdzeniem dokumentów stwierdzających wykonanie robót agrotechnicznych. Powyższe sprawdzenie ustala: zgodność z projektem zastosowanych sposobów przygotowania gleby, zewnętrzny wygląd, normy zużycia i gatunki nasion i nawozów, okres czasu i technikę ich zastosowania itp.

II. Ustala się w naturze jakości zadarnienia.

Przy wysiewnym i wegetacyjno-siewnym sposobach zadarnienia należy żądać dotrzymania następujących technicznych wymagań:

1. powierzchnia zadarnionej gleby raczej powinna być równa i gładka — bez kepek, zapadlin, pagórków, kolein i wybojów;

2. rośliny użyte do zadarnienia powinny być wyłącznie trawami jadalnymi i strączkowymi, równomiernie rozmieszczonymi na całej płaszczyźnie. Zgodnie z projektem, a więc i z glebowymi, klimatycznymi warunkami, jak również z warunkami użytkowania, w zespole traw powinny znajdować się w odpowiednim stosunku ilościowym grupy traw odznaczające się różną formą krzewienia się (strączkowe, rzadko i gęsto krzewiące się) oraz wzrostem (niskopienne i wysokopienne).

3. Zespół traw darniny powinien być równomiernie zwarty, bez lysin lub przerzedzonych i zagęszczonych plam.

Zadarnienie uważa się za niedostateczne, o ile lysiny posiadają rozmiały $\geq 20 \text{ m}^2$ oraz przerzedzone plamy $\geq 100 \text{ m}^2$, przy ogólnej ich powierzchni $\geq 10\%$ całej użytkowanej działki.

4. Gęstość zespołu traw według liczby pedów powinna odpowiadać wskaźnikom podanym w tabeli 31. Określenia ilości pedów dla oceny jakości darniny co do gęstości zespołu traw wykonuje się przez stopniowe przykładanie drucianej lub drewnianej ramki o rozmiarach $20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$ i przez obliczenie pedów wewnątrz tej ramki. Na jednorodnych działkach ramkę nakłada się po przekątnej w odstępach 100 m, a na działkach z nierównomiernym zagęszczeniem traw — co 30—50 m. Prof. C. Smielow dowiódł, że między ilością nadziemnych pedów a ilością korzeni istnieje prosta korelacyjna zależność. Dlatego ocena darniny według gęstości zespołu traw może służyć jako pośrednia ocena jakości zakorzenienia.

Tabela 31

Jakość darniny w okręgach w zależności od ilości pedów zespołu traw na jednostce powierzchni 400 m²

Rodzaj darniny	Łąkowo-łąkowe i łąkowo-stepowe okręgi	Stepowe okręgi	Pustynno-stepowe okręgi
Wyborowa	> 400	> 200	> 100
Dobra	200 — 400	100 — 200	50 — 100
Zadawalająca	100 — 200	50 — 100	35 — 50
Mierna	< 100	< 50	< 35

Należy podkreślić, że w obrębie lotniśka stosowane są różne normy zużycia nasion traw. Różniczkowane są one w zależności od wyznaczonej intensywności użytkowania poszczególnych części lotniśka.

Zastosowanie ramek może być użytkowane również i dla otrzymania odpowiedzi na pytania postawione w punkcie 2. Dla tego celu, oprócz

podliczenia pędów traw, należy obliczyć ilość gatunków traw w każdej ramce, następnie podsumować je i określić w procentach od ogólnej ilości roślin wszystkich gatunków.

5. Grubość płata darniny powinna wynosić nie mniej niż 10—12 cm. Na glebach jałowych odpowiada ona grubości humusowej warstwy i łatwo ustala się na podstawie stwierdzenia ciemniejszego koloru w poprzecznym przekroju. Na innych glebach grubość płata może być ustalona na podstawie stosunkowo większej jego zwięzłości w porównaniu z poniżej leżącymi warstwami gleby.

6. Zwięzłość płata, zabezpieczana przez sieć zakorzeniaenia i zwięzłość samej gleby, może być określona następującym prostym sposobem. Wycięty kawałek darniny, o rozmiarach 15 x 6 cm i głębokości 12—15 cm, ostrożnie podniesiony za trawę, powinien pozostawać w całości, w przypadku gliniastej i gliniasto-piaszczystej darniny i w przypadku piaszczystej i piaszczysto-gliniastej darniny przy grubości jej nie mniejszej od 7—10 cm.

7. Wytrzymałość darniny na obciążenie na całej użytkowanej części pola wlotów powinna być równa i wynosić nie mniej niż 5 kg/cm² w okresach między roztopami (przy wilgotności gleby 50—60% krańcowej pełnej pojemności wilgoci). Wskaźnik ten można określić posługując się pałem o płaskim zakończeniu lub za pomocą ciężarowego samochodu, który posuwa się po badanym odcinku z szybkością 5—7 km/godz. Przy takich obciążeniach głębokość pogrążenia się pala lub głębokość koleiny nie powinny być większe od 3—4 cm.

Przy zadarnieniu przez układanie darniny należy dodatkowo zwrócić uwagę na następujące osobliwości:

a) Powierzchnia zadarniowanej części powinna być równa, bez opadów i wzniesień oddzielnych płatów. Miejsca styków płatów z nienaruszoną sąsiednią powierzchnią powinny być również na jednym poziomie.

b) Ułożone płaty darniny powinny do siebie i do podłoża przylegać. Szczeliny między płatami powinny być zasypane roślinną, próchnicową ziemią.

c) W przypadku piaszczystego podłoża, jak również na pochyłych powierzchniach (np. na skarpach rowów), bez względu na rodzaj podłoża, płaty darniny powinny być przymocowane drewnianymi kołkami. Wypluczyny są niedopuszczalne.

d) Wybrane na ślepo płaty darniny powinny wszystkie posiadać grubość nie mniejszą niż 8—10 cm oraz pionowy przekrój o płaskich powierzchniach cięcia.

CZĘŚĆ DRUGA

BUDOWA ULEPSZONYCH NAWIERZCHNI LOTNISKOWYCH

Na nowoczesnych lotniskach, zależnie od ich przeznaczenia, typów użytkowanych samolotów oraz warunków miejscowych, znajdują zastosowanie najróżniejsze rodzaje nawierzchni, od gruntowych do trwałych ulepszonych.

Nawierzchnie gruntowe, chociaż są mniej doskonale pod względem użytkowym, nie wymagają jednak dowozu materiałów z dalszej odległości, mogą być szybko budowane przy użyciu stosunkowo prostego i rozposzechnionego sprzętu i często, szczególnie w eksploatacji tymczasowej, mają również duże znaczenie, jak i nawierzchnie trwałe.

Poza tym nawierzchnie najprostsze wykorzystywane mogą być jako podłoża dla nawierzchni ulepszonych.

Z powyższych względów konieczne jest, przy omawianiu budowy nawierzchni lotniskowych, nie poprzestać na podaniu sposobów wykonania wyłącznie trwałych, ulepszonych nawierzchni, lecz przedstawić również wykonawstwo wszystkich mniej lub więcej charakterystycznych rodzajów nawierzchni, które mogą znaleźć zastosowanie przy budowie lotnisk.

W tej części książki rozpatrzone są następujące zasadnicze rodzaje nawierzchni i podłoża:

1. Nawierzchnie i podłoża z miejscowego gruntu ulepszonych przez zmianę uziarnienia, przez wprowadzenie organicznych i nieorganicznych materiałów wiążących.

2. Nawierzchnie i podłoża z materiałów kamiennych, jak tłuczniowe, żwirowe, z kamieni sztucznych.

3. Nawierzchnie utrwalone z zastosowaniem materiałów wiążących, które z kolei dzielimy na nawierzchnie z organicznymi materiałami wiążącymi i nieorganicznymi. Z pierwszych rozpatrzone są nawierzchnie utrwalone przez bitumowanie powierzchniowe, bitumowanie wgłębne oraz sposobem otaczania materiałów na miejscu lub w specjalnych wytwórniach. Nawierzchnie asfaltobetonowe, wykonywane również metodą mieszania materiałów w specjalnych wytwórniach, ze względu na ich znaczenie oraz pewną specyfikę przygotowania mieszanki, ujęte są w osobnym rozdziale.

Najwięcej miejsca, w porównaniu do innych nawierzchni, poświęcono na rozpatrzenie podstawowej nawierzchni drugiej podgrupy — nawierzchni betonowej, najbardziej obecnie rozpowszechnionej ze wszystkich ulepszonych nawierzchni trwałych.

4. Nawierzchnie rozbielalne z płyt stalowych i drewnianych ze względu na sposób wykonania zasadniczo różniących się od nawierzchni stałych.

R o z d z i a ł X I I

S T A B I L I Z A C J A G R U N T U

Niektóre tylko odmiany gruntów, pomimo znacznych wahań w ich nawilgoceniu, zachowują dostateczną nośność w ciągu całego roku. Do takich gruntów w szczególności należą gruboziarniste piaski, grunty żwirowe itd. Przeważająca jednak większość gruntów zachowuje dostateczną zwięzłość tylko w stosunkowo ograniczonych okresach roku, w których grunt posiada określoną wilgotność. Przy odchyleniu stopnia wilgotności gruntu w tę lub inną stronę od tzw. optymalnych granic, zwięzłość gruntu znacznie się zmniejsza. Grunty gliniasto-piaszczyste i gliniaste są dostatecznie zwięzłe w stanie suchym w lecie, wiosną zaś i na jesieni przy nadmiernej wilgoci lub po deszczach, tracą w pewnym stopniu swą zwięzłość, stają się lepkie i śliskie.

Grunty piaszczyste, odwrotnie, posiadają dostateczną zwięzłość w stanie wilgotnym — wiosną i na jesieni, w lecie zaś po wyschnięciu zwięzłość ich maleje.

Grunty pylaste są dostatecznie zwięzłe tylko przy wilgotnościach zawartych w bardzo wąskich granicach, bliskich do granicy plastyczności. Przy zwiększeniu wilgotności grunty pylaste tracą zwięzłość; przy wysychaniu stają się mało zwięzłe, a pod działaniem obciążeń od kół samolotów lub samochodów stają się luźne.

Dlatego też środki mające na celu sztuczne wzmocnienie gruntu skierowane są w zasadzie ku temu, aby możliwie skutecznie zapobiec szkodliwemu wpływowi na grunt wahań wilgotności w poszczególnych porach roku i przez to skrócić lub całkowicie wyeliminować okres czasu, gdy zwięzłość gruntu jest niedostateczna dla zapewnienia jego normalnej trwałości w nawierzchni lub podłożu.

Współczesna technika budowlana dysponuje wieloma sposobami stabilizacji gruntów. Przeważająca większość badań teoretycznych, dotyczących stabilizacji gruntów w nawierzchniach dróg lotniskowych, jest zasługą uczonych rosyjskich*. Niektóre z opracowanych sposobów stabilizowania polegają na zmianie składu gruntu przez wprowadzenie do niego brakujących ziarn potrzebnej wielkości, inne — na wprowadzeniu do gruntu różnego rodzaju materiałów wiążących, które spajając poszczególne ziarna gruntu, przestają one w monolit dostatecznie zwarty przy wszelkich

* Prof. M. F i l a t o w, Osnovy dorozhnogo gruntowiedeniija, 1936 r. prof. W. O c h o t i n, Gruntowiedeniije, 1940 r., W. B e z r u g i A. Ł y s i c h i n, Osnovy stabilizacji gruntow w dorozhnem stroitelstwie, 1944, i inne.

zmianach wilgotności; jeszcze inne mają za zadanie oddziaływać tą lub inną drogą w zasadzie tylko na gliniasto-koloidalną część gruntu, będącą jego najbardziej aktywnym składnikiem. Istnieją również sposoby wzmocnienia gruntów, przy których zachodzi jednocześnie kilka wymienionych procesów.

W warunkach budownictwa lotniskowego, jak również i drogowego najbardziej rozpowszechnione są obecnie następujące sposoby stabilizowania gruntów:

1. Zwiększanie zwięzłości gruntu przez zastosowanie domieszek granulowanych (stworzenie tzw. optymalnych piaszczysto-gliniastych mieszanin).
2. Stabilizowanie gruntu z zastosowaniem organicznych materiałów wiążących.
3. Wzmacnianie gruntu przez dodanie cementu lub wapna.

Ze stabilizowanych tym lub innym sposobem gruntów mogą być wykonywane w odpowiednich warunkach (lekkie samoloty, lotniska niższych klas) nawierzchnie dróg stratowych i dróg manipulacyjnych, jak również nawierzchnie drugorzędnych dróg dojazdowych, częściej jednak grunty stabilizowane wykorzystywane są jako sztuczne podłoża dla ulepszonych nawierzchni w celu zmniejszenia ich grubości.

S T A B I L I Z A C J A G R U N T U P R Z E Z Z M I A N Ę U Z I A R N I E N I A

Obserwacje zachowania się gruntów naturalnych na drogach i lotniskach wykazały, że zarówno w czasie suszy, jak i w okresach deszczowych najlepiej zachowują się grunty o określonym składzie granulometrycznym, zawartym w stosunkowo wąskich granicach, i posiadające ściśle określone właściwości fizyczno-mechaniczne. Przeprowadzane w tej dziedzinie liczne badania teoretyczne i doświadczalne umożliwiły ustalenie podstawowych przesłanek dla uzasadnionego doboru składu takich materiałów gruntowych.

Okazało się, że najlepsze pod względem przydatności do pracy w nawierzchniach są szkieletowe materiały gruntowe, których próżnie przy grubopiaszczystym szkielecie wypełnione są drobniejszymi cząsteczkami piaszczystymi i pylastymi, a całość związana jest roztworem gliniastym. Takie materiały w swej strukturze są jednocześnie najbardziej zwięzłe.

W związku z tym zasadnicze wymagania odnośnie materiałów dla nawierzchni gruntowych mogą być sformułowane w sposób następujący:

1. Zawartość dostatecznej ilości cząsteczek piasku, które tworząc szkielet zapewniają w wilgotnej porze roku zadowalającą pracę gruntu.
2. Cząstki pyłowe znajdują się w ilości niezbędnej dla najściślejszego wypełnienia próżni piaszczystego szkieletu.
3. Zawartość najdrobniejszych frakcji (cząstek gliniastych) powinna być dostateczna dla zabezpieczenia niezbędnej zwięzłości materiału w stanie suchym. Jednak substancja gliniasta nie powinna być w nadmiarze, aby w porze wilgotnej nie pogarszała warunków pracy materiału.

Grunty odpowiadające powyższym wymaganiom noszą nazwę mieszanin o p t y m a l n y c h.

Skład mieszanin optymalnych zależy w znacznym stopniu od warunków klimatycznych. W miejscowościach o nadmiernej wilgotności należy przede wszystkim zwrócić uwagę na zapewnienie dostatecznej zwięzłości gruntu w stanie wilgotnym. Dlatego też wymagany jest tu możliwie gruboziarni-

sty szkielet (piasek grubszy od 1 mm, wskazana jest chociaż niewielka domieszka żwiru) oraz stosunkowo niewielka ilość cząstek gliniastych, zwłaszcza że nie należy spodziewać się zbytniego wysychania w okresie letnim.

W miejscowościach suchych, gdzie zachodzi chława rozluźnienia nawierzchni oraz wytwarzania się w lecie nadmiernego kurzu, pożądana jest w mieszaninie zawartość większej ilości cząstek gliniastych.

W tabeli 32 podane są składy mieszanin optymalnych opracowane na podstawie doświadczeń.

Tabela 32

F r a k c j o	Procentowa zawartość frakcji w mieszaninie	
	W miejscowościach o wilgotności normalnej lub niedostatecznej	W miejscowościach o wilgotności nadmiernej
Piaskowa (2—0,05 mm)	55 — 80	65 — 85
Pyłowa (0,05 — 0,005 mm)	15 — 35	10 — 30
Glinista (mniejsza niż 0,005 mm)	6 — 14	3 — 10

Ponieważ jednak fizyczno-mechaniczne właściwości gruntu (jego struktura, wytrzymałość, właściwości wodne itd.) zależą nie tylko od zawartości w nim ziaren różnej wielkości, lecz w znacznym stopniu od fizyczno-chemicznego składu, tak zwanego stopnia chłonności części gruntu o najdrobniejszym uziarnieniu (cząsteczki o wielkości mniejszej od 0,0001 mm), to jednocześnie ze składem granulometrycznym ustalone są zasadnicze fizyczno-chemiczne właściwości mieszanin optymalnych.

Wskaźnik plastyczności części gruntu, która przeszła przez sito o 0,5 mm, powinien mieścić się w granicach 3—9% dla gruntów przeznaczonych dla wykonania nawierzchni i nie powinien przekraczać 6% dla gruntów i mieszanin stosowanych do sztucznych podłoży. W miejscowościach o suchym klimacie jest zrozumiałe, że należy przestrzegać większych wartości wskaźnika plastyczności, w miejscowościach o klimacie wilgotnym — mniejszych.

Jak powyżej wspomniano, wytrzymałość mieszanin optymalnych w stanie wilgotnym zależy w dużym stopniu od wielkości uziarnienia szkieletu. Im grubszy jest szkielet, tym większy jest współczynnik tarcia wewnętrznego, a więc bardziej zwięzła jest mieszanina przy jednakowych innych warunkach.

Stosowanie jako szkieletu piasków drobnych (rzędu 0,5 mm) nie zabezpiecza otrzymania mieszanin dostatecznie statecznych w stanie wilgotnym. Lepiej pracują mieszaniny z gruboziarnistym piaszczystym szkieletem rzędu 1—2 mm. Najbardziej stateczne mieszaniny otrzymujemy przy zawartości w nich około 20% drobnego żwiru. Należy to uwzględnić przy doborze materiałów do sporządzenia mieszanin.

Stateczność mieszanin gruntowych może być określona wielkością współczynnika sprężystości, który wyznacza się na próbkach zagęszczonych nie mniej niż do 95% szczelności maksymalnej, otrzymywanej normalną metodą zagęszczania. Dobrze dobrane, szczerne mieszaniny o gruboziarnistym szkielecie, zawierające do 20% drobnego żwiru (5—2 mm), mają współczynnik sprężystości (przy optymalnej wilgotności), do 500—600 kg/cm². Współczynnik sprężystości mieszanin o szkielecie z gruboziarnistego pias-

ku wynosi 300—400 kg/cm². Przy mieszaninach o drobnopiaszczystym szkielecie współczynnik sprężystości nie przekracza 200—250 kg/cm².

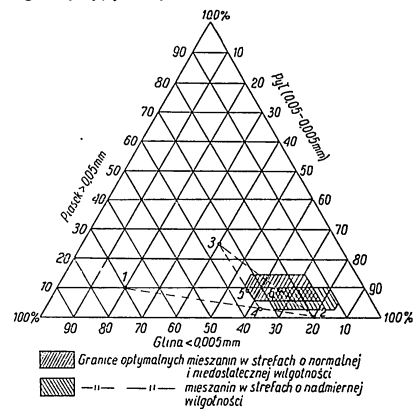
Posiadane doświadczenie w eksploatacji lotnisk pozwala twierdzić, że przy budowie nawierzchni nawet dla lekkich samolotów nie należy stosować materiałów o współczynniku sprężystości mniejszym od 500 kg/cm². Nawierzchnie z materiałów o mniejszej stateczności przy wilgotnej pogodzie będą przecinane kołami samolotów, a więc nie będzie zapewniona możliwość całorocznego ich użytkowania.

Dlatego mieszaniny o szkielecie piaskowym (szczególnie drobnopiaskowym) mogą być stosowane raczej tylko jako sztuczne podłoża dla bardziej statecznych nawierzchni (żwirowych, szutrowych itd.) lub dopiero po uprzednim zmieszaniu ich z jakimikolwiek organicznymi lub nieorganicznymi materiałami wiążącymi (patrz niżej).

Dobór mieszaniny

W przyrodzie rzadko spotykamy grunty naturalne w zupełności odpowiadające wyżej przytoczonym wymaganiom. Dlatego też dla wykonania nawierzchni lub sztucznych podłoży staje się konieczne mieszanie kilku rodzajów gruntów, różniących się zarówno swoim składem, jak i właściwościami fizyczno-mechanicznymi, w celu uzyskania mieszaniny odpowiadającej optymalnym warunkom.

Celowe jest dobieranie mieszaniny wg składu granulometrycznego za pomocą wykresu o współrzędnych trójkątnych. Wykres ten przedstawiony jest na rysunku 103. Od każdego z trzech boków trójkąta odkładamy ilość w % wg wagi znajdujących się w materiale trzech zasadniczych frakcji:



Rys. 103. Dobieranie składu piaskowo-gliniastych mieszanin

piaskowej, pyłowej i gliniastej. Ponieważ wysokość trójkąta przyjęta jest za 100%, to każdy materiał, w którym sumaryczna ilość wskazanych trzech frakcji będzie stanowiła 100%, wyrazi się w trójkącie w postaci punktu, którego odległości od każdego boku trójkąta będą proporcjonalne do ilości odpowiednich frakcji w materiale.

Wyrysowane na trójkącie kontury przedstawiają granice mieszanin optymalnych wg tabeli 32.

Oczywiście, o ile skład badanego materiału odpowiada warunkom optymalnym, to punkt przedstawiający ten materiał powinien znaleźć się wewnątrz zarysu mieszanin optymalnych i odwrotnie, jeżeli punkt znalazł się na zewnątrz konturu — materiał nie odpowiada warunkom optymalnym.

Aby doprowadzić grunt do składu optymalnego, należy dodać do niego inny materiał, który posiada w nadmiarze frakcje brakujące w gruncie pierwszym. A więc do gruntów gliniastych i gliniasto-piaszczystych należy dodać grunty piaszczyste, a do gruntów piaszczystych — glinę piaszczystą. Korzystając z wykresu podanego na rysunku 103 bardzo łatwo jest określić składy mieszanin powstałych w wyniku zmieszania dwu lub kilku gruntów.

Łatwo jest dowiedzieć z warunków podobieństwa trapezów następujących właściwości wykresu we współrzędnych trójkątnych:

a) mieszaniny dwóch gruntów zawsze znajdują się na prostej łączącej na wykresie te dwa grunty;

b) mieszanina będzie położona w odległości od gruntów podstawowych odwrotnie proporcjonalnej do ilości tych gruntów w mieszaninie.

Korzystając z tych właściwości wykresu, możemy przy jego pomocy ustalić, czy możliwe jest wykonanie mieszaniny optymalnej z dwu lub większej ilości posiadanych gruntów i — w przypadku dodatnim — określić w mieszaninie wymagany ilościowy udział tych gruntów.

Podajemy na przykładzie sposób korzystania z wykresu. Zakładamy, że grunt miejscowy, na którym wykonujemy drogę startową, stanowi pyłową glinę piaszczystą o następującym składzie:

piasek (2—0,05 mm)	— 20%
pył (0,05—0,005 mm)	— 70%
glina (< 0,005 mm)	— 10%

Należy dobrać mieszaninę optymalną dla nawierzchni w rejonie o normalnej wilgotności.

Na wykresie (rysunek 103) grunt ten uwidoczony jest w punkcie 1 — poza granicami konturu mieszanin optymalnych. Aby doprowadzić go do norm mieszanin optymalnych, należy dodać doń, jak wynika z rysunku 103, piasek.

W pobliżu miejsca budowy znajduje się piasek o następującym składzie granulometrycznym:

piasek	— 80%
pył	— 20%

Materiał ten uwidoczony jest na rysunku 103 w punkcie 2. Jak wynika z wykresu, otrzymanie mieszaniny optymalnej z tych dwóch materiałów jest niemożliwe, ponieważ linia 1—2 nie przecina wielokąta mieszanin optymalnych. W mieszaninach będzie brakowało frakcji gliniastej. Konieczne jest dodanie trzeciego materiału o większej zawartości gliny. W okolicy miejsca budowy można otrzymać ciężką, glinę piaszczystą o następującym składzie (pkt 3 na rysunku 103):

piasek	— 40%
pył	— 35%
glina	— 25%

Jak widać z wykresu, mieszanina optymalna w danym przypadku może być otrzymana w następujący sposób.

Z gruntu 1 i materiału kopalnianego 2 otrzymujemy mieszaninę 4, która powinna składać się z gruntu 1 odcinek 2—4 $100 = 0,29 \cdot 100 = 29\%$ oraz z materiału 2 — odcinek 1—2 $100 = 0,71 \cdot 100 = 71\%$

odległość 1—2 $100 = 0,71 \cdot 100 = 71\%$

Mieszanina 4 wybrana jest w danym przypadku jako najbardziej zbliżona do punktu 1, tzn. do miejscowego gruntu na pasie, aby maksymalnie powiększyć jego zawartość w mieszaninie.

Następnie z mieszaniny 4 i gruntu 3 mogą być wykonane mieszaniny swym składem odpowiadające optymalnym. Jak widać z rysunku 103, może być w tym przypadku otrzymany szereg mieszanin o różnej zawartości frakcji gliniastej. Optymalny stosunek ustala się po określeniu wskaźnika plastyczności części mieszaniny drobniejszej od 0,5 mm (patrz wyżej). Zakładamy, iż warunkowi temu odpowiada mieszanina 5. Dla otrzymania jej należy zmieszać:

grunt 3 w ilości — $\frac{\text{odcinek 4—5}}{\text{odległość 3—4}} 100 = 27\%$

oraz mieszaninę 4 w ilości — $\frac{\text{odcinek 3—5}}{\text{odległość 3—4}} 100 = 73\%$

W ten sposób w danym przypadku mieszanina optymalna może być otrzymana przez zmieszanie trzech materiałów w następujących ilościach:

grunt 1	29,073 = 21%
materiał kopalniany 2	71,073 = 52%
grunt 3	27%
	100%

Skład granulometryczny mieszaniny będzie następujący (rys. 103):

piasek (2—0,05 mm)	— 56%
pył (0,05—0,005 mm)	— 39%
glina (< 0,005 mm)	— 9%
	100%

Zadanie można również rozwiązać w inny sposób: całkowicie nie wykorzystując gruntu miejscowego, wykonać nawierzchnię tylko z materiałów 2 i 3.

W tym przypadku mieszaninę 6 należałoby wykonać z materiału odkrywkowego 2 w ilości:

$\frac{\text{odcinek 3—6}}{\text{odległość 2—3}} 100 = 63\%$

oraz gruntu 3 w ilości

$\frac{\text{odcinek 2—6}}{\text{odległość 2—3}} 100 = 37\%$

Skład granulometryczny mieszaniny 6 będzie (rys. 103):

piasek	— 65%
pył	— 26%
glina	— 9%

Przy tym wariancie powiększa się nieco ilość robót transportowych, lecz odpada konieczność spulchniania gruntu podłoża oraz upraszcza się proces mieszania. Ostateczna decyzja powinna zapaść w wyniku porównania wariantów.

Należy mieć na uwadze, że stosunek poszczególnych materiałów w mieszaninach w wyniku obliczeń wg wykresu o współrzędnych trójkątnych otrzymuje się w % wagowych. Jest to zupełnie zrozumiałe, gdy pamięta się, że składy gruntów, na podstawie których dokonuje się wszystkich obliczeń, podane są przez laboratorium również w % wagowych części mineralnej (suche).

Na budowie jednak dozowanie materiałów przeprowadza się objętościowo.

Należy więc przed podaniem ustalonego składu na budowę przeliczyć go z procentów wagowych na objętościowe.

W tym celu określa się ciężary objętościowe szkieletowej (suchej) części materiałów składowych w tej postaci, w jakiej będzie odbywać się ich dozowanie (w przyzmac, w stanie zwięzłym). Na podstawie tego przeprowadza się przeliczenia ze stosunków wagowych na objętościowe i podaje się do wiadomości wykonawców wyrażone objętościowo ilości materiałów potrzebnych do wykonania np. 100 m³ już zagęszczonej nawierzchni.

Wyjaśnmy to na przykładzie. Załóżmy, że ciężar objętościowy suchego szkieletu gruntu I (w stanie rodzimym) wynosi 1,60, ciężar objętościowy piasku II, w przyzmac — 1,55 oraz ciężar objętościowy domieszki gliniastej III, również w przyzmac — 1,30. Przy tych ciężarach objętościowych materiałów oraz otrzymanej powyżej ich zawartości wagowej w mieszaninie, należy dla otrzymania jednej tony (w stanie suchym) mieszaniny zmieszać następujące ilości materiałów, liczone objętościowo:

$$\begin{aligned} \text{grunt I} & - \frac{0,21}{1,60} = 0,131 \text{ m}^3 \\ \text{piasek II} & - \frac{0,52}{1,55} = 0,335 \text{ m}^3 \\ \text{domieszka gliniasta III} & - \frac{0,27}{1,30} = 0,208 \text{ m}^3 \\ \text{Razem:} & \quad 0,674 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Określony laboratoryjnie ciężar objętościowy szkieletu zagęszczonej (np. normalnym sposobem zagęszczenia) mieszaniny wynosi 1,90. Z jednej tony materiałów otrzymuje się $\frac{1}{1,90} = 0,53$ m³ zagęszczonej mieszaniny. A więc dla otrzymania np. 100 m³ zagęszczonej nawierzchni należy wprowadzić do mieszaniny:

$$\begin{aligned} \text{gruntu I} & - 0,131 \frac{100}{0,53} = 25 \text{ m}^3 \\ \text{piasku II} & - 0,335 \frac{100}{0,53} = 63 \text{ m}^3 \\ \text{domieszki gliniastej III} & - 0,208 \frac{100}{0,53} = 40 \text{ m}^3 \\ \text{Razem:} & \quad 128 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Jednocześnie został określony i współczynnik zmniejszenia objętości przy mieszaniu materiałów i zagęszczeniu nawierzchni, wynoszący w danym przypadku 1,28.

Głębokość, na którą należy spulchnić miejscowy grunt I, aby otrzymać niezbędną jego ilość dla wykonania mieszaniny, zależy od grubości wykonywanej nawierzchni. W danym przypadku, przy grubości wykonywanej nawierzchni np. 25 cm, głębokość powinna być:

$$\frac{25}{100} \cdot 0,25 = 0,06 \text{ m.}$$

Wykonywanie robót

Prace przy stabilizacji miejscowych gruntów przez zmianę uziarnienia różnią się w zależności od tego, czy wprowadza się domieszki piaszczyste do gruntów gliniastych, czy też dodatki gliniaste do gruntów piaszczystych.

Rozpatrzmy najpierw przypadek pierwszy — wprowadzenie domieszek piaszczystych do gruntów gliniastych.

Kolejność postępowania w danym przypadku będzie następująca:

1. Spulchnienie miejscowego gruntu do wymaganej głębokości z rozdrobieniem grud.
2. Rozłożenie domieszek.
3. Staranne przemieszanie domieszek z gruntem.
4. Rozrównanie mieszaniny i splantowanie powierzchni.
5. Zagęszczenie otrzymanej mieszaniny.

Grunt spulchnia się za pomocą plugów lub zrywaków. Należy ściśle utrzymywać zadaną głębokość spulchnienia zależną od objętości gruntu, która powinna być wprowadzona do mieszaniny. Ponieważ grubość warstwy spulchnianej nie jest znaczna, nie przekracza normalnie 10, a najwyżej 15 cm, nie znajdują tutaj zastosowania narzędzia nie zapewniające równomierności spulchniania warstw o niewielkiej grubości. W gruntach piaszczysto-gliniastych, o małym nawilgoceciu, celowe jest stosować do spulchniania plugi 3—4-siebrowe ciągnięte przez ciągniki o mocy do 30—40 KM; przy suchych, bardzo zwięzłych gruntach staje się niekiedy konieczne stosowanie zrywaków. Pierwsze przejeździe maszyny powinno w każdym miejscu spulchnić grunt na całkowitą zadaną głębokość, gdyż nie ma pewności, czy przy przejeździe powtórnych będzie osiągnięta równomierna głębokość spulchnienia. Dla zapewnienia spulchnienia na odpowiednią głębokość na całej płaszczyźnie należy przed rozpoczęciem spulchnienia powierzchnię starannie splantować i równomiernie zagęścić grunt.

Rozdrabnianie spulchnionego gruntu wykonuje się bronami talerzowymi, sprężynowymi i zębatymi lub glebogryzarką. Należy stosować ciężkie, dwurzędowe bronie talerzowe, ciągnięte przez ciągniki. Wskazane jest doczepianie z tyłu do bron talerzowych bron sprężynowych lub zębatych. Przy takim połączonym działaniu rozdrobienie odbywa się bardziej intensywnie niż przy zastosowaniu bron jednego typu. Niezbędne jest osiągnięcie możliwie największego rozdrobienia gruntu. Po rozdrobieniu nie powinno pozostać grudek większych od 0,5 cm. Osiąga się to przez 4—10-krotne przejeździe bronami każdego miejsca. Ilość przejeździe bron zależy od składu gruntu, zawartości w nim frakcji gliniastych, a przede wszystkim od wilgotności gruntu. Najłatwiej rozdrabnia się grunt o wilgotności nieco mniejszej od granicy plastyczności. Grunty suche, szczególnie gliniaste, rozdrabniać jest bardzo trudno. Dlatego grunt należy rozdrabniać natychmiast po jego spulchnieniu, dopóki zachowuje on jeszcze wilgotność naturalną.

Przy pracy gryzarką dostateczne rozdrobienie osiąga się już zwykle po 2—3 przejeździech w każdym miejscu.

Po rozdrobieniu spulchniony grunt plantuje się ciągnioną lub samobieżną równiarką i na jego powierzchni rozsypuje się domieszki. Przy rozsypaniu domieszek należy zapewnić ich równomierne rozłożenie na całej powierzchni gruntu. Warstwa domieszek powinna wszędzie posiadać zadaną grubość, aby w końcowym etapie ilość domieszek w mieszaninie możliwie najbardziej odpowiadała teoretycznym obliczeniom.

Jeżeli domieszki dowożone są wywrotkami samochodowymi, celowe jest rozsypanie ich za pomocą specjalnych rozdzielaczy ciągnionych przez samochody. Należy ustalać objętość domieszek dowożonych każdym samochodem i dopilnować, aby dana objętość była rozdzielona na odpowiedniej powierzchni, zgodnie z ustalonym dozowaniem.

W razie braku rozdzielaczy zaleca się następujący sposób rozsypania domieszek. Za pomocą palników oznaczamy miejsca rozładunku samochodów lub przyczep ciągnionych, obliczając w ten sposób, aby po rozplantowaniu ilość ich na jednostkę powierzchni odpowiadała ilości zaprojektowanej. Ilość domieszek dowożonych samochodami lub przyczepami musi być w tym przypadku ściśle normowana. Nawiezione domieszki rozplantowuje się równą warstwą za pomocą spycharki lub równiarki samobieżnej. Należy zwrócić uwagę, aby przy dowożeniu i rozścieleniu domieszek nie zagęścić spulchnionego gruntu. W tym celu należy na ulepszenie działce ruch samochodów i sprzętu ograniczyć do niezbędnego minimum. Jeżeli wprowadzamy jako domieszki dwa materiały, to po rozścieleniu jednego z nich dla drugiego stosujemy tę samą metodę.

Przemieszanie gruntu z dodatkami wykonuje się początkowo za pomocą bron talerzowych, następnie równiarek ciągnionych lub samobieżnych.

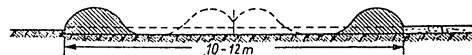
Przy zastosowaniu bron talerzowych osiąga się mniej więcej równomierne przemieszanie na całej grubości warstwy. Stosuje się w tym celu bronie ciężkie o 32 — 40 talerzach. Należy pilnować, aby talerze przecięły całą grubość warstwy gruntu podlegającą przemieszaniu, w przeciwnym razie na spodzie zostanie nie przemieszany grunt i proporcja poszczególnych składników mieszaniny nie będzie utrzymana. W razie potrzeby osiągnięcia większego zagłębienia talerzy należy bronę obciążyć zawieszając na niej skrzynię z balastem.

Przemieszanie przy zastosowaniu bronie talerzowej następuje po 4 — 3 przejściach każdego miejsca. W wyniku otrzymujemy mniej lub więcej równomierne rozmieszczenie składowych materiałów na całej grubości warstwy, jednak zwykle zupełnie jednorodnej mieszaniny nie udaje się osiągnąć. Pozostają poszczególne grudy gliny piaszczystej oraz skupienia materiału piaszczystego w postaci gniazd. Dla otrzymania jednorodnej mieszaniny wykonujemy ostateczne przemieszanie za pomocą równiarki ciągniętej lub samobieżnej. Kolejnymi przejściami równiarki z lemieszem, ustawionym pod kątem ca 50° do kierunku ruchu, przesuwamy mieszaninę początkowo ku krańcom wykonywanego pasa, tworząc wałki. Następnie rozrównujemy mieszaninę, po czym przesuwamy ją ponownie, tworząc wałki na środku pasa (rys. 104). Przy przesuwaniu się po lemieszu równiarki grunt rozciera się, pozostałe grudy rozdrabniają się i w ten sposób osiąga się wymaganą jednorodność mieszaniny.

Dla ostatecznego przemieszania za pomocą równiarki konieczne jest 8 — 12 przejść w każdym miejscu. Przy mieszaniu gruntu nie należy oszczędzać pracy. Im lepiej wymieszana jest mieszanina, im bardziej zbliżona jest struktura jej do gruntu naturalnego o składzie optymalnym, tym lepsza będzie nawierzchnia.

Mieszanie równomierne rozściela się warstwą o projektowanej grubości i zagęszcza się przez uwalowanie. Wskazane jest używać walców żeberkowych, ogumionych i gładkich. Rozpocząć uwalowanie należy walcami żeberkowymi lub ogumionymi; ostatnie przejścia wykonuje się walcami gładkimi, przyczepnymi lub samobieżnymi. Przy zagęszczeniu mieszanina powinna mieć wilgotność zbliżoną do optymalnej, w przeciwnym przypadku uwalowanie nie daje należytego efektu. Walować należy aż do osiągnięcia ciężaru objętościowego gruntu, bliskiego do maksymalnego, określonego według metody znormalizowanego zagęszczania (nie mniej 95% od maksymalnego). Dla osiągnięcia tego celu konieczne jest zwykle 8 — 12 przejść walca w każdym miejscu.

Kolejność prac przy wprowadzeniu do gruntów piaszczystych domieszek gliniastych różni się od wyżej podanej tylko tym, że przy gruntach piaszczystych zwykle staje się zbędne spulchnianie gruntu. Jeżeli jednak jest ono konieczne, należy wykonać je za pomocą lekkiego sprzętu — bron itd.



Rys. 104. Mieszanie gruntów składowych za pomocą równiarki

W tym przypadku konieczny jest ścisły nadzór nad robotami i posiadanie doświadczanego personelu, aby przy mieszaniu gruntu z dodatkami za pomocą bron, a szczególnie równiarek, nie wprowadzić do mieszaniny nadmiernej ilości piasku w stosunku do zaprojektowanej. Dla sprawdzenia właściwej ilości piasku należy po przemieszaniu pobrać próbki mieszaniny i zbadać je; o ile granulometryczny skład próbek różni się będzie znacznie od projektowanego, należy dobrać dodatkową ilość domieszki i ponownie przemieszać.

Nie należy używać jako domieszek gruntów ciężkich, gliniastych (zawierających ponad 30% frakcji gliniastych), ponieważ równomierne przemieszanie takiego gruntu z piaskiem jest trudne do osiągnięcia.

Prace, mające na celu stabilizację gruntu przez zmianę uziarnienia, wymagają w zasadzie, jak to wynika z podanego wyżej sprzętu przyczepnego, bron, równiarek i walców przyczepnych. Z tego powodu należy dążyć do wykonywania poszczególnych etapów robót na odcinkach możliwie najdłuższych, aby maksymalnie skrócić nieunikloną stratę czasu na obracanie maszyny na końcach odcinków. Nie należy wykonywać prac przy mieszaniu, uwalowaniu walcami ciągnionymi itp. na odcinkach krótszych od 200 m.

Nie należy jednak wykonywać od razu zbyt wielkiej szerokości pasa. Przy prowadzeniu robót na szerokim pasie utrudniona jest kontrola głębokości spulchniania, dawkowania domieszek; samochody dowożące domieszki muszą jeździć na dłuższych odcinkach po spulchnionym gruncie, zagęszczając go przez to. Przy pracy na szerokim pasie trudno jest osiągnąć dokładne przemieszanie równiarkami, a głównie — równomiernie rozłożyć mieszaninę na całej płaszczyźnie. Praktyka wykazuje, że niecelowe jest wykonywanie za jednym razem pasów o szerokości ponad 10 — 12 m.

A więc prace należy prowadzić na drodze startowej od razu na jej całkowitej długości lub na poszczególnych odcinkach, nie krótszych niż 200 m, stosunkowo wąskimi pasami, stopniowo poszerzając nawierzchnię na szerokości DS.

STABILIZACJA GRUNTU Z ZASTOSOWANIEM ORGANICZNYCH MATERIAŁÓW WIĄZĄCYCH

Organiczne materiały wiążące (bitumy, smoly), wprowadzone do gruntu i starannie z nim przemieszane, tworzą cienkie, zamknięte powłoki dookoła poszczególnych cząstek gruntu lub ich skupisk.

Mieszanina gruntu z bitumem (lub ze smolą) po zagęszczeniu osiąga znaczną spoiwość, staje się wodoodporna i przez cały rok posiada znacz-

ną zdolność nośną. Współczynnik sprężystości gruntu po utrwaleniu organicznymi materiałami wiążącymi wynosi 400—700 kg/cm² i więcej.

Korzystną właściwością gruntów utrwalonych organicznymi materiałami wiążącymi jest ich elastyczność oraz zdolność powracania do poprzedniego stanu po przypadkowym uszkodzeniu, pęknięciu itd.

Bardzo dodatnie fizyczno-mechaniczne właściwości gruntów utrwalonych organicznymi materiałami wiążącymi, przy stosunkowo niewielkim zapotrzebowaniu na sprowadzane materiały, czynią ten sposób wzmocnienia gruntów jednym z najbardziej racjonalnych w budownictwie lotniskowym.

Grunty utrwalone organicznymi materiałami wiążącymi znajdują zastosowanie zarówno przy wykonywaniu sztucznych podłoży dla bardziej trwałych nawierzchni w celu zmniejszenia grubości nośnej części tych ostatnich, jak i w charakterze właściwych nawierzchni dróg startowych, dróg manipulacyjnych oraz dróg dojazdowych.

Mieszanie gruntu z materiałami wiążącymi najczęściej wykonuje się bezpośrednio na miejscu układania, bez wstępnego suszenia i podgrzewania gruntu, za pomocą bron, glebogryzarek, zgarniarek samobieźnych lub ciągniętych albo też specjalnymi maszynami samobieźnymi lub ciągniętymi. Nie jest jednak wykluczone, w poszczególnych przypadkach, mieszanie gruntu w specjalnych urządzeniach, tak ze wstępnym podgrzewaniem jak i bez podgrzewania.

Wykonawstwo i organizacja robót przy mieszaniu gruntu z materiałami wiążącymi rozpatrywane jest szczegółowo poniżej w rozdziale XVII, gdzie również podane są wymagania dotyczące materiałów, wybór właściwego dawkowania itd. Obecnie krótko opiszemy podstawowe założenia określające warunki zastosowania tego sposobu wzmocnienia gruntu i jego zasadnicze wskaźniki budowlane.

Ogólnie mówiąc, utrwalanie organicznymi materiałami wiążącymi można stosować przy wszystkich gruntach z wyjątkiem gruntów zawierających sole, szczególnie sodowe oraz siarczanowe. Sole znajdujące się w gruncie szkodliwie działają na bitum, przyczyniają się do tworzenia emulsji bitumicznych, w wyniku czego bitum jest wyplukiwany z gruntu i efekt utrwalania szybko zanika.

Również nie jest wskazane utrwalanie gruntów o znacznej zawartości frakcji gliniastej (orientacyjnie ponad 25—30%), ponieważ oprócz znacznych trudności w dokładnym zmieszaniu tych gruntów niezbędna jest dla osiągnięcia wymaganej wodoodporności również stosunkowo duża ilość materiałów wiążących.

Najlepiej nadają się do utrwalania materiałami wiążącymi grunty piaszczysto-gliniaste o składzie zbliżonym do optymalnego (tabela 32). Wskazane jest utrzymywać procentową zawartość frakcji gliniastej wg niższych wartości podanych w tabeli 32.

Przy utrwalaniu piaszczysto-gliniastych gruntów o optymalnym składzie, które zawierają gruboziarniste frakcje i odznaczają się minimalną porowatością, osiąga się najlepsze wskaźniki fizyczno-mechanicznych właściwości mieszaniny przy minimalnej ilości wprowadzanego materiału wiążącego.

W tabeli 33 podane są orientacyjne ilości materiałów wiążących, wymagane dla wzmocnienia różnych gruntów w nawierzchniach i podłożach. Ponieważ utrwalony grunt podłoża nie jest bezpośrednio narażony na znaczne obciążenia pionowe, ścierające działanie kół itd., może on posia-

dać znacznie niższe wskaźniki dodatnich własności niż grunt nawierzchni właściwej; dlatego też ilości materiałów wiążących, wymagane dla osiągnięcia tych własności, są mniejsze.

Tabela 33

Grunty	Ilość materiałów wiążących (w % wagowo) dla utrwalenia gruntu	
	w nawierzchni	w podłożu
Piaszczysto-gliniaste grube . . .	5 — 7	2 — 4
Piaszczysto-gliniaste drobne i pyłowe	7 — 10	4 — 7
Gliniasto-piaszczyste i pyłowo-gliniasto-piaszczyste	10 — 15	7 — 10

Jak widać z tabeli, uprzednie ulepszenie gliniasto-piaszczystych i pyłowo-gliniasto-piaszczystych gruntów przez dodanie piasku i doprowadzenie ich składu mniej więcej do norm optymalnych (piaszczysto-gliniastych) prawie zawsze się opłaca dzięki znacznej oszczędności w materiałach wiążących.

Do piasków, szczególnie jednolicie uziarnionych, należy przed utrwaleniem dodać pewną ilość (do 30—40%) pyłowego lub pyłowo-gliniasto-piaszczystego gruntu, ponieważ bez tego piaski zmieszane z materiałami wiążącymi nie osiągną niezbędnej stateczności.

Dla utrwalania gruntów stosujemy rozmaite płynne bitumy ponafkowe i lupkowe oraz smoly węglowe (patrz niżej rozdział XVII). Na równi ze znormalizowanymi materiałami wiążącymi dla wzmocnienia gruntów, szczególnie przy podłożach pod nawierzchnie, mogą również znaleźć zastosowanie nieznormalizowane miejscowe materiały wiążące, jak smoly gazogeneratorowe, węglowe i torfowe, smoly drzewne, różne produkty uboczne przemysłu kokso-chemicznego i destylacji ropy i inne. Oczywiście stosowane materiały wiążące powinny być zawsze zbadane pod względem wpływu na właściwości otrzymywanej mieszaniny, możliwości mieszania posiadanyymi środkami itd. Należy mieć również na uwadze, że niektóre nieodpowiednie własności takich materiałów, jak np. stosunkowo szybko postępująca zmiana właściwości pod wpływem czynników atmosferycznych (tzw. „starzenie się”), częściowe wyplukiwanie i inne, nie mogą być przeszkodą w stosowaniu ich dla wzmocnienia gruntów, szczególnie w dobrze zagęszczonych, stabilizowanych podłożach nawierzchni, gdzie te nieodpowiednie własności materiałów będą miały stosunkowo mały wpływ.

WZMACNIANIE GRUNTU PRZEZ DODANIE CEMENTU

Przez wprowadzenie cementu do gruntu osiągamy zmiany fizyczno-mechanicznych właściwości gruntu, wynikłe częściowo na skutek związku ziaren gruntu roztworem cementowym, a głównie jako rezultat skomplikowanych procesów fizyczno-chemicznych, zachodzących przy twardzeniu cementu w wilgotnym środowisku, w które włączają się najbardziej cząsteczki gruntu. Badania laboratoryjne oraz praktyka budownictwa ostatnich lat wykazały, że dodanie cementu prawie we wszystkich bez wyjątku przypadkach podwyższa nośność gruntu, zarówno suchego jak i wilgotnego; grunt staje się wodoodporny, zanikają także jego właściwości, jak lepkość i plastyczność.

W miarę zwiększania ilości dodawanego cementu nośność gruntu wzrasta. Poza tym ilość cementu, niezbędna dla osiągnięcia określonego efektu, zależy od aktywności cementu, ale w szczególnej mierze — od rodzaju gruntu. Mniejszej ilości cementu wymagają na przykład grunty szkieletowe, nie posiadające drobnych cząstek. Jednocześnie obecność lub możliwość powstawania w gruncie siarczanów nie sprzyja stosowaniu cementu w celu wzmocnienia gruntu, ponieważ związki siarki działają szkodliwie na cement.

Przed wykonywaniem robót przy wzmocnianiu gruntu cementem należy laboratoryjnie dobrać najkorzystniejsze dawki cementu. Istnieje szereg sposobów określania ilości cementu. Przytoczymy metodę opracowaną w ZSRR*, która w budownictwie okazała się w ciągu ostatnich lat zupełnie zadowalającą.

Optymalną wilgotność i maksymalną zwielokrotnienie gruntu określa się metodą znormalizowanego zagęszczenia** w przyrządzie cylindrycznym o objętości 100 cm³. W tym samym przyrządzie wykonuje się próbki gruntu z różnymi domieszkami cementu (z dwuprocentowym stopniowaniem). Wszystkie próbki wykonuje się przy optymalnej wilgotności i zagęszcza się taką samą ilością uderzeń spadającego ciężaru jak i przy określaniu maksymalnej gęstości (30 uderzeń ciężaru o wadze 2,5 kg, spadającego z wysokości 30 cm).

Zagęszczone próbki ostrożnie wyjmują się z cylindra i umieszcza na okres 7 dni (okres hydratacji cementu) w wilgotnych trocinach lub stawia się na siatce do eksygatora z wodą.

Następnie próbki poddawane są pięciokrotnemu nasyceniu wodą i wysuszeniu z określeniem:

- a) straty na wadze próbki;
- b) stopnia nasiąkliwości i pęcznienia.

Badania przeprowadza się w sposób następujący.

a) Określenie straty na wadze. Próbkę wysusza się do wagi stałej w termostacie przy temperaturze 105°C, waży się i zanurza w wodzie na 5–6 godzin. Następnie próbkę suszy się ponownie do stałej wagi i dwukrotnie ze wszystkich stron zadrępuje się szczotką stalową, aby oddzielić cząstki, które utraciły powiązanie z próbką. Następnie waży się próbkę ponownie i zanurza w wodzie na 5–6 godzin. Czynności te powtarza się 5-krotnie. Próbkę, które po 5-krotnej próbie tracą na wadze mniej niż 5%, uważane są za odpowiadające wymaganiom.

b) Określenie stopnia nasiąkliwości woda i pęcznienia. Próbkę wysusza się również do stałej wagi, waży i określa się ich objętość (np. przez zanurzenie do technowanego naczynia z rtęcią). Następnie próbki zanurza się na 5–6 godzin w wodzie, po czym ponownie waży i określa się ich objętość. Czynności te powtarza się łącznie 5 razy. Przyjmujemy wynik za dodatni, o ile nasiąkliwość próbki nie przekracza więcej niż 2% wilgotności optymalnej dla badanego gruntu, a pęcznienie nie przekracza 3% objętości suchej próbki.

Na podstawie tych dwóch badań, wyniki których zwykle są do siebie zbliżone, ustala się optymalne dawki cementu.

Ilość cementu, niezbędna dla spełnienia opisanych warunków, zależy od składu gruntu i jest różna dla cementów o różnych markach.

Tak np. cementu marki „400” wystarczy zwykle 6–9%; przy marce cementu „200” potrzeba go 8–15%. Wielkości mniejsze — dla gruntów piaszczystych, piaszczysto-gliniastych oraz o strukturze jednoziarenkowej, większe — dla gruntów o strukturze komórkowej, pyłowych i gliniastych.

Podane wyżej wymagania są stawiane dla mieszanin gruntowo-cementowych, przeznaczonych dla wykonania nawierzchni dróg startowych, dróg manipulacyjnych lub dróg dojazdowych, które mają być użytkowane przez stosunkowo długi okres czasu (kilka lat). Jeżeli mieszanina przeznaczona jest do wykorzystania jako sztuczne podłoże pod jakąkolwiek nawierzchnią trwałą (gdzie wielkość obciążeń jednostkowych będzie mniej-

* Opracowany przez DORNII Guszosdora.

** Patrz rozdział VII.

sza i gdzie nie jest wymagane stworzenie niewrażliwego na działanie wody materiału), ilość cementu w mieszaninie może być znacznie zmniejszona. Mniejsze domieszki cementu mogą być stosowane przy budowie nawierzchni na lotniskach czasowych, przeznaczonych do użytkowania przez stosunkowo krótki okres czasu.

Po wprowadzeniu do gruntu 3–5% cementu grunt praktycznie nie rozmała, prawie zupełnie traci lepkość, plastyczność, jednak przy całkowitym nasyceniu wodą ma mniejszą zdolność nośną niż przy optymalnej domieszce cementu. Jeżeli więc przy optymalnej domieszce cementu współczynnik sprężystości mieszaniny gruntowo-cementowej może wynosić 1 000 kg/cm², to przy domieszkach mniejszych niż optymalna nie przekroczy 400–600 kg/cm².

Utrwalenie gruntu może być wykonywane przez łączne wprowadzenie do niego cementu oraz jakiegokolwiek ługu* technicznego. Przy współdziałaniu z produktami hydratacji cementu ługi tworzą na powierzchni cząstek nierozpuszczalne w wodzie błony, które chronią przed przenikaniem wody do gruntu. Równocześnie ze wzrostem wytrzymałości gruntu wskutek dodania cementu domieszka ługu powoduje, iż grunt staje się wodoszczelny. Te dwie właściwości są bardzo cenne dla nawierzchni i podłoży.

W związku z powyższym należy przypuszczać, że wzmocnianie gruntów tym sposobem, jak również i innymi metodami,** znajduje w najbliższym czasie duże zastosowanie w budownictwie lotniskowym i drogowym.

Wykonywanie robót przy wzmocnianiu gruntu cementem

Przyjęto jako zasadę, że prace przy budowie gruntowo-cementowych nawierzchni i podłoży wykonywane są metodą mieszania na miejscu i składają się z następujących czynności:

1. Spulchnienie i rozdrobnienie gruntu.
2. Rozścielenie cementu.
3. Mieszanie gruntu z cementem w stanie suchym.
4. Zwilżenie mieszaniny i mieszanie w stanie wilgotnym.
5. Zagęszczenie mieszaniny.
6. Wykonanie warstwy ochronnej.

Spulchnienie i rozdrobnienie gruntu wykonuje się za pomocą plugów, zrywaków, glebogryzarek, bron zwykłych, talerzowych i sprężynowych w ten sam sposób co przy wprowadzaniu do gruntu domieszek piaszkowych. Tu również powinna być ściśle utrzymana projektowana głębokość spulchniania, żeby zadane dawki cementu zostało utrzymane. Rozdrobnienie gruntu powinno być wykonane jak najbardziej dokładnie, w każdym bądź razie nie powinno pozostać grudek ponad 0,5 cm. W razie potrzeby, po rozdrobieniu gruntu, wprowadzamy do niego domieszki ziarniste, aby zbliżyć skład gruntu do optymalnego, zmniejszając przez to rozchód cementu. Dodatki mieszamy z gruntem za pomocą bron lub równiarek samobieżnych.

Cement w ilości laboratoryjnie dobranej rozsypujemy równomiernie na rozdrobnionym gruncie za pomocą specjalnych rozdzielaaczy lub ręcz-

* Metoda opracowana przez Koloidalno-Elektrochemiczny Instytut Akademii Nauk ZSRR.

** DORNII Guszosdora proponuje metodę wzmocnienia gruntów domieszkami wapna i cementu jednocześnie. Zezwala to na znaczne zmniejszenie ilości wprowadzanego do gruntu cementu.

nie. Dla zachowania zadanego dawkowania wskazane jest określoną objętościowo lub wagowo ilość cementu rozścielać równomiernie na odpowiednio obliczonej powierzchni. Jeżeli cement nadchodzi na budowę w workach, worki należy rozłożyć w określonej odległości jeden od drugiego, następnie zawartość każdego worka za pomocą łopaty i grabi rozścielić równomiernie na odpowiednio ustalonej co do swych rozmiarów powierzchni.

Pożądaną jest, aby grunt przed rozścieleniem cementu był możliwie najsuchszy. W każdym razie wilgotność jego nie powinna przekraczać optymalnej dla danego gruntu. Nadmierna wilgotność gruntu utrudnia mieszanie i zagęszczanie mieszaniny. Zbyt wilgotny grunt należy przed utwardzeniem osuszyć. Mieszanie cementu z gruntem wykonujemy za pomocą bron lub głębogryzark aż do osiągnięcia zupełnie jednorodnej mieszaniny. Wymaga to 6—10 przejeżdż brony w każdym miejscu lub 2—3 przejeżdż głębogryzarki.

Po przemieszaniu w stanie suchym mieszaninę nawilgacamy polewając ją z cystem samochodowym lub z prowizorycznego wodociągu, aby osiągnąć wilgotność zbliżoną do optymalnej (lecz nie przekraczającą optymalnej więcej niż 2%). Następnie kilku przejazdami brony mieszaninę grunt ponownie, aby warstwa była nawilgocona na całej grubości jednakowo, po czym plantujemy powierzchnię równiarkami ciągniętymi lub samobieżnymi dla nadania projektowanego profilu i przystępujemy do zagęszczania mieszaniny.

W zależności od grubości warstwy zagęszczenie wykonuje się początkowo wałkami okółkowanymi, żeberkowymi lub ogumionymi, następnie gładkimi wałkami motorowymi. Podczas zagęszczania ciągle sprawdza się równość powierzchni i stwierdzone nierówności natychmiast niweluje się za pomocą samobieżnej równiarki lub, w końcowym stadium walowania, przez podsypanie gruntu z cementem o tym samym składzie.

Zagęszczenie należy wykonywać bardzo starannie, aby osiągnąć gęstość powierzchniowej warstwy zbliżoną do maksymalnej, określonej metodą normalizowanego zagęszczania. Ciężar objętościowy mieszanin gruntowo-cementowych waha się najczęściej w granicach 1,6—1,8 g/cm³.

Zwykle dla zagęszczenia mieszaniny konieczne jest 10—15 przejeżdż wałca w każdym miejscu.

Obecnie dla budowy gruntowo-cementowych nawierzchni istnieją specjalne maszyny. Maszyny te są samobieżne, na gąsienicach, z silnikiem o mocy 200—250 KM, który wprowadza w ruch wszystkie mechanizmy. Posiadają długą ramę, na przedzie której umocowane jest urządzenie w rodzaju gryzarki, spulchniające grunt do żądanej głębokości i rozdrabniające grudy. Następnie za pomocą znajdującego się na maszynie dozatora rozściela się ustaloną ilość cementu. Na ramie umocowany jest wał z łopami, które przy obracaniu się mieszają grunt z cementem, podzracając jednocześnie mieszaninę. W tym momencie mieszanina zwilżana jest wodą za pomocą rozpylacza i następnie dodatkowo mieszana przez znajdujące się w tyle maszyny dwa przeciwbieżne wały z osadzonymi na nich łopami. Uzyskana w ten sposób mieszanina rozrównywana jest przez specjalnie do tego przeznaczoną belkę.

Szerokość robocza takich maszyn — 2,5—3 m. Mieszanie wykonuje się w czasie jednego przejazdu maszyny. Głębokość utwardzanej warstwy może być regulowana przez podnoszenie i opuszczanie ramy maszyny.

Dla zapewnienia wymaganej wytrzymałości nawierzchni gruntowo-cementowej konieczne jest, aby wszystkie czynności od momentu nawilgocenia mieszaniny do jej ostatecznego zagęszczenia na poszczególnych

odcinkach były ukończone w ciągu 2—3 godzin, to znaczy przed wyraźnym rozpoczęciem wiązania cementu. Naruszenie mieszaniny w okresie wiązania obniża jej wytrzymałość.

Niezbędna szybkość wykonywania może być osiągnięta tylko przy bardzo sprężystej organizacji robót i prowadzeniu jej ściśle metodą potokową, z minimalnymi przerwami pomiędzy poszczególnymi czynnościami.

Na budowie powinna się znajdować dostateczna ilość maszyn do mieszania i wałców do zagęszczania mieszaniny. Wielkość kolejno wykonywanych odcinków robót powinna ściśle odpowiadać wydajności posiadanego sprzętu.

Jednocześnie jednak długość poszczególnych odcinków nie powinna być mniejsza od 200 m (tylko w ostateczności — 100 m) w celu uniknięcia dużej straty czasu na obroty maszyn na końcach odcinka.

Po zagęszczeniu nawierzchni przykrywa się ją warstwą piasku, słomy, trocin itp. o grubości ca 5 cm. Warstwę tę utrzymuje się w stanie wilgotnym przez okres do 7 dni, aby stworzyć sprzyjające warunki w okresie hydratacji i twardnienia cementu.

Nawierzchnie gruntowo-cementowe przeznaczone do stosunkowo dłuższego okresu użytkowania należy pokryć cienkim dywanikiem z bitumu lub smoly i gryzów wg typu jednokrotnego bitumowania powierzchniowego (patrz poniżej rozdział „Nawierzchnie z zastosowaniem materiałów wiążących organicznych”). Taki dywanik chroni nawierzchnię przed zużyciem, miejscowym zniszczeniem itp. i znacznie przedłuża okres jej używalności.

W przypadkach kiedy stoujemy łączną stabilizację gruntu przez dodanie cementu i na przykład ługu technicznego, rozścielamy ten ostatni po spulchnieniu i rozdrobnieniu gruntu, ale przed rozsypaniem cementu. Dalszy przebieg wykonania robót nie różni się w tym przypadku od podanego wyżej.

WZMOCNIENIE GRUNTU WAPNEM

Przez dodanie do gruntów gliniastych i gliniasto-piaszczystych wapna zmniejsza się plastyczność gruntu, grunt w mniejszym stopniu pęcznieje przy nawilgoceniu, nośność jego w stanie wilgotnym nieco się podwyższa, nie w tym jednak stopniu, co przy dodaniu cementu. Dlatego też gruntowo-wapenne mieszaniny stosowane są wyłącznie jako sztuczne podłoża pod nawierzchnie. Wzmocnienie gruntu wapnem może być celowe w miejscowościach, w których brakuje odpowiednich materiałów na podłoża (gruboziarniste piaski itp.), wapno zaś stanowi materiał miejscowy.

Dla wzmocnienia gruntu może być stosowane wapno gaszone w postaci proszku lub mleka wapiennego albo wapno niegaszone w postaci drobno zmielonego proszku.

Działanie wzmacniające wapna polega częściowo na związaniu przezwaźnie drobnych ziaren gruntu w procesie zwęglania wapna (przeniany wodzianu wapnia na węglan wapnia) pod działaniem kwasu węglowego pochłanianego z powietrza. Oprócz ściśle chemicznych procesów zachodzą tu także zjawiska fizyczno-chemiczne, koagulacja części gruntu o najmniejszych cząsteczkach i inne, podobnie jak to ma miejsce przy wprowadzeniu do gruntu cementu.

Optymalny procent domieszki wapna ustala się na podstawie laboratoryjnego badania mieszanin gruntowo-wapiennych. Ilość dodawanego wapna (w przeliczeniu na CaO) wynosi zwykle 5—10% wagowo.

Wykonawstwo robót przy budowie gruntowo-wapiennych podłoży niewiele się różni od omówionej wyżej budowy nawierzchni gruntowo-cementowych.

Wapno rozsypuje się na spulchnionym i dobrze rozdrobnionym gruncie i miesza się z nim starannie. Wapno gaszone można stosować w postaci proszku lub jako mleko wapienne. W każdym razie mieszanka przed wałowaniem powinna mieć wilgotność równą lub nieco wyższą (ca 2%) od wilgotności dla niej optymalnej, określonej metodą normalnego zagęszczenia. Jeżeli istnieje taka możliwość (urządzenia przemiałowe), najbardziej wskazane jest stosowanie mielonego wapna niegaszonego (CaO). Otrzymuje się w tym przypadku większy efekt wzmocnienia i odpada konieczność wykonywania kłopotliwych urządzeń do gaszenia wapna.

Podobnie jak przy gruntowo-cementowych mieszankach, duże znaczenie ma intensywność zagęszczania wzmocnionej warstwy gruntu.

Element czasu nie odgrywa jednak tutaj roli decydującej, ponieważ twardnienie wapna odbywa się bardzo powoli, a zwiększenie wytrzymałości dzięki karbonizacji wapnia uwidoczni się dopiero po upływie dłuższego okresu czasu.

Nie jest również wymagane jakiegokolwiek przykrycie zagęszczonej warstwy i utrzymanie jej w stanie wilgotnym, ponieważ zachodzące reakcje chemiczne nie wymagają specjalnego nawilżenia.

Rozdział XIII

NAWIERZCHNIE I PODŁOŻA ŻWIROWE

Nawierzchnie i podłoża żwirowe wykonuje się (w zasadzie) z materiałów miejscowych bez jakiegokolwiek skomplikowanej ich przeróbki; roboty mogą być łatwo zmechanizowane i nie wymagają dużej ilości sił roboczych.

Wadą nawierzchni żwirowych jest powstawanie kurzu w suchej porze roku, jak również pewne rozmakanie na wiosnę i jesienią warstwy wierzchniej. Z tych powodów tak zwane nawierzchnie o lepszemu gliniastym (bez zastosowania specjalnych materiałów wiążących) są w ostatnich czasach coraz bardziej wypierane przez nawierzchnie ulepszone: przez utwalanie materiałami wiążącymi organicznymi nawierzchni żwirowych lub przez wykorzystanie nawierzchni żwirowych jako podłoży pod ulepszone nawierzchnie innych rodzajów, jak np. asfaltobetonowe itp.

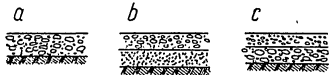
Nie jest jednak wykluczona możliwość wykorzystania w sporadycznych przypadkach nawierzchni żwirowych bez utwalenia ich materiałami wiążącymi, jak np. przy pośpiesznej budowie lotnisk polowych, jako tymczasowych nawierzchni z późniejszą zamianą ich na ulepszone itp. Należy pamiętać, że pomimo wymienionych wyżej wad właściwie zbudowane nawierzchnie żwirowe o lepszemu gliniastym umożliwiają (przy dobrej konserwacji) ich użytkowanie przez samoloty w ciągu całego roku.

KONSTRUKCJE

Nawierzchnie i podłoża żwirowe układa się na gruncie naturalnym (rys. 105-a) odpowiednio splantowanym i zagęszczonym lub na warstwie podsypki z piasku, szlaki ulepszonej dodaniem gruntu itp. (rys. 105-b).

Konstrukcje nawierzchni i podłoża z zasady określa projekt. Żwirowe nawierzchnie i podłoża wykonywane są jako jedno-, dwu- i wielowarstwowe. Nawierzchnie wielowarstwowe wykonuje się wykorzystując materiały o różnej jakości i różnym składzie. Na przykład w przypadku posiadania w pobliżu miejsca robót stosunkowo taniego, lecz mało trwałego materiału żwirowego może on być z powodzeniem użyty do wykonania dolnej warstwy nawierzchni, z tym że dla warstwy górnej będzie dostarczony aczkolwiek droższy, lecz bardziej trwały materiał. Na warstwę dolną może być użyty żwir grubszy, do warstwy górnej zaś ze względu na konieczność uformowania nawierzchni wymagane jest użycie żwiru w każdym bądź razie nie grubszego niż 40 mm (rys. 105 c).

Konieczne staje się wykonywanie żwirowych nawierzchni i podłoży jako wielowarstwowych w przypadkach znacznej grubości ich, ponieważ niemożliwe jest zagęszczenie za jednym razem warstwy żwirowej o grubości ponad 20 cm. Przy ustalaniu ilości i grubości warstw należy uwzględnić następujące okoliczności:



Rys. 105. Konstrukcje nawierzchni żwirowych:
a — jednowarstwowa; b — na sztucznym podłożu; c — dwuwarstwowa

1. Grubość każdej zagęszczonej już warstwy powinna posiadać wymiar nie mniejszy niż 1 1/2-krotny (lepiej 2) maksymalny wymiar ziaren materiału użytego do wykonania warstwy; w przeciwnym razie nie jest możliwe należyte uformowanie warstwy.

2. W przypadkach układania materiału żwirowego na warstwie podsypanki z materiałów luźnych (piasek, szłaka itp.) grubość wałowanej za jednym razem warstwy żwirowej nie powinna być mniejsza niż 15 cm, a to dla uniknięcia przy wałowaniu przemieszania materiału żwirowego z materiałem podsypanki.

MATERIAŁY

Materiały żwirowe powstają wskutek rozpadu skał i składają się z ziaren o różnej wielkości, począwszy od grubych, czasami do 60 i więcej milimetrów, skończywszy na najdrobniejszych cząstkach pyłowo-gliniastych. Skład materiału żwirowego, jak również kształt poszczególnych ziaren zależą w dużym stopniu od warunków jego powstawania.

Żwir górski formuje się w postaci usypisk w miejscach rozpadu skał przy stokach i u ich podnóży, zwykle składa się z ziaren różnej wielkości o kształcie ostrokątnym, o chropowatej powierzchni i zawiera znaczną ilość pyłowo-gliniastych, cząstek.

Żwiry rzeczne odznaczają się znacznym zaokrągleniem ziaren i zwykle prawie nie zawierają cząstek pyłowych i gliniastych.

Jeszcze bardziej zaokrąglone i odsortowane są żwiry morskie i z jezior wskutek wielokrotnego przetaczania ich przez ruchy wód.

Dla zapewnienia zadowalającej pracy nawierzchni materiały żwirowe wchodzące w jej skład, powinny odpowiadać następującym wymaganiom:

1. Ziarna żwiru powinny być dostatecznie wytrzymałe, aby nie uległy zbyt szybkiemu zużyciu i zniszczeniu pod wpływem obciążeń spowodowanych przez koła samochodów i samochodów; powinny posiadać niezbyt zaokrąglony kształt o powierzchni chropowatej, aby w wykonanej nawierzchni zapewnić lepsze zaklinowanie ziaren.

2. Materiał żwirowy nie powinien zawierać zbyt grubych ziaren, utrudniających odpowiednie uformowanie warstwy nawierzchni i powodujących trudności w czasie użytkowania w utrzymaniu dostatecznie równej nawierzchni.

3. Skład granulometryczny materiału żwirowego powinien zapewnić utworzenie zwartej warstwy, w miarę możliwości wodoszczelnej, posia-

dającej niezbędną wytrzymałość i odporność zarówno przy suchej, jak i przy wilgotnej pogodzie.

Twardość żwiru określa się na podstawie wyników badania na ścieralność ziaren o wymiarach 50—2 mm w znormalizowanym bębnie. W cylindrze bębna umieszcza się próbkę żwiru o wadze 4 kg i wkłada się 6 żelaznych kul o ciężarze 0,44 kg każda. Po 10 000 obrotach bębna próbkę przesiewa się przez sito 2 mm. Stosunek wagi cząstek, które przeszły przez sito 2 mm do początkowej wagi próbki, wyrażony w %, stanowi ścieralność żwiru.

Według twardości żwiry dzieli się na:

twarde o ścieralności w bębnie mniejszej niż 25%	
średnie " " " 25—35%	
miękkie " " " 35—50%	
bardzo miękkie o ścieralności w bębnie ponad 50%	

Do budowy nawierzchni należy stosować możliwie twarde żwiry. Dla górnych warstw DS lotnisk o intensywnym i ciężkim ruchu nie należy używać żwirów o ścieralności ponad 35%, na lotniskach słabo obciążonych lub obliczonych na krótkie użytkowanie — nie większej niż 50%. Na DM ruch ześrodkowany jest na stosunkowo wąskim pasie i dlatego powtarzalność oddziaływania kół na nawierzchnie jest wyższa, nie należy więc w tym przypadku używać dla wierzchniej warstwy żwiru o ścieralności ponad 35%. Stosowanie żwirów o mniejszej wytrzymałości może być dozwolone tylko pod warunkiem zastosowania do nawierzchni materiałów wiążących organicznych.

Odnosnie zastosowania żwirów do podłoży w okolicach pozbawionych twardych jego gatunków, zezwala się na użycie nawet bardzo miękkich żwirów pod warunkiem, że przy nawilgoceniu i zamrożeniu nie powiększają one w sposób widoczny swojej objętości oraz w wyniku zwietrzenia nie przechodzą w glinę (np. łupki ilaste itp.).

Stopień zaokrąglenia żwiru daje możliwość wnioskować o zdolności materiału do utworzenia (przez wzajemne zaklinowanie ziaren) zwartej skorupy.

Jako wskaźnik zaokrąglenia żwiru przyjmuje się wielkość umowną. Współczynnik zaokrąglenia. Współczynnik zaokrąglenia równa się 0 dla materiału całkowicie nie zaokrąglonego (tluczeń) i odpowiednio 1 — dla ziaren w kształcie kul.

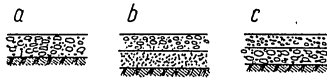
Jeden ze sposobów określenia zaokrąglenia polega na ustaleniu porowatości odsianych frakcji żwiru. Wsypane do naczynia ziarna żwiru ułożą się tym szczelniej i pozostawią tym mniejszą ilość próżni, im bardziej zaokrąglone będą poszczególne cząstki. Odwrotnie jest przy cząstkach kanciastych, które ułożą się bardziej luźno i bezładnie, porowatość będzie wyższa. Oprócz kształtu ziaren wpływ ma również i rodzaj ich powierzchni.

Należy rozróżnić gładką i chropowatą powierzchnię ziaren żwiru.

Im mniej zaokrąglone są ziarna żwiru, im bardziej chropowata jest ich powierzchnia, tym zwęższa jest nawierzchnia i w mniejszym stopniu deformuje się pod obciążeniem, szczególnie w okresie wilgotnym, dzięki większemu współczynnikowi wewnętrznego tarcia materiału nawierzchni.

W tabeli 34 podane są wartości współczynnika zaokrąglenia dla materiału żwirowego, przy których zapewniona jest jego zadowalająca praca w nawierzchni.

Konieczne staje się wykonywanie żwirowych nawierzchni i podłoży jako wielowarstwowych w przypadkach znacznej grubości ich, ponieważ niemożliwe jest zagęszczenie za jednym razem warstwy żwirowej o grubości ponad 20 cm. Przy ustalaniu ilości i grubości warstw należy uwzględnić następujące okoliczności:



Rys. 105. Konstrukcje nawierzchni żwirowych:
a — jednowarstwowa; b — na sztucznym podłożu; c — dwuwarstwowa

1. Grubość każdej zagęszczonej już warstwy powinna posiadać wymiar nie mniejszy niż 1 1/2-krotny (lepiej 2) maksymalny wymiar ziaren materiału użytego do wykonania warstwy; w przeciwnym razie nie jest możliwe należyte uformowanie warstwy.

2. W przypadkach układania materiału żwirowego na warstwę podsypaną z materiałów luźnych (piasek, szłaka itp.) grubość wałowanej za jednym razem warstwy żwirowej nie powinna być mniejsza niż 15 cm, a to dla uniknięcia przy wałowaniu przemieszania materiału żwirowego z materiałem podsypanym.

MATERIAŁY

Materiały żwirowe powstają wskutek rozpadu skał i składają się z ziaren o różnej wielkości, począwszy od grubych, czasami do 60 i więcej milimetrów, skończywszy na najdrobniejszych cząstkach pyłowo-gliniastych. Skład materiału żwirowego, jak również kształt poszczególnych ziaren zależą w dużym stopniu od warunków jego powstawania.

Żwir górski formuje się w postaci usypisk w miejscach rozpadu skał przy stokach i u ich podnóży, zwykle składa się z ziaren różnej wielkości o kształcie ostrokątnym, o chropowatej powierzchni i zawiera znaczną ilość pyłowo-gliniastych cząstek.

Żwiry rzeczne odznaczają się znacznym zaokrągleniem ziaren i zwykle prawie nie zawierają cząstek pyłowych i gliniastych.

Jeszcze bardziej zaokrąglone i odsortowane są żwiry morskie i z jezior wskutek wielokrotnego przetaczania ich przez ruchy wód.

Dla zapewnienia zadowalającej pracy nawierzchni materiały żwirowe wchodzące w jej skład, powinny odpowiadać następującym wymaganiom:

1. Ziarna żwiru powinny być dostatecznie wytrzymałe, aby nie uległy zbyt szybkiemu zużyciu i zniszczeniu pod wpływem obciążeń spowodowanych przez koła samolotów i samochodów; powinny posiadać niezbyt zaokrąglony kształt o powierzchni chropowatej, aby w wykonanej nawierzchni zapewnić lepsze zaklinowanie ziaren.

2. Materiał żwirowy nie powinien zawierać zbyt grubych ziaren, utrudniających odpowiednie uformowanie warstwy nawierzchni i powodujących trudności w czasie użytkowania w utrzymaniu dostatecznie równej nawierzchni.

3. Skład granulometryczny materiału żwirowego powinien zapewnić utworzenie zwartej warstwy, w miarę możliwości wodoszczelnej, posia-

dającej niezbędną wytrzymałość i odporność zarówno przy suchej, jak i przy wilgotnej pogodzie.

Twardość żwiru określa się na podstawie wyników badania na ścieralność ziaren o wymiarach 50—2 mm w znormalizowanym bębnie. W cylindrze bębna umieszcza się próbkę żwiru o wadze 4 kg i wkłada się 6 żelaznych kul o ciężarze 0,44 kg każda. Po 10 000 obrotach bębna próbkę przesiewa się przez sito 2 mm. Stosunek wagi cząstek, które przeszły przez sito 2 mm do początkowej wagi próbki, wyrażony w %, stanowi ścieralność żwiru.

Według twardości żwiry dzieli się na:

twarde o ścieralności w bębnie mniejszej niż 25%	25%
średnie " " " " " " " " " "	25—35%
miękkie " " " " " " " " " "	35—50%
bardzo miękkie o ścieralności w bębnie ponad 50%	50%

Do budowy nawierzchni należy stosować możliwie twarde żwiry. Dla górnych warstw DS lotnisk o intensywnym i ciężkim ruchu nie należy używać żwirów o ścieralności ponad 35%, na lotniskach słabo obciążonych lub obliczonych na krótkie użytkowanie — nie większej niż 50%. Na DM ruch ześrodkowany jest na stosunkowo wąskim pasie i dlatego powtarzalność oddziaływania kół na nawierzchnie jest wyższa, nie należy więc w tym przypadku używać dla wierzchniej warstwy żwiru o ścieralności ponad 35%. Stosowanie żwirów o mniejszej wytrzymałości może być dozwolone tylko pod warunkiem zastosowania do nawierzchni materiałów wiążących organicznych.

Odnosnie zastosowania żwirów do podłoży w okolicach pozbawionych twardych jego gatunków, zezwala się na użycie nawet bardzo miękkich żwirów pod warunkiem, że przy nawilgoceniu i zamrożeniu nie powiększają one w sposób widoczny swojej objętości oraz w wyniku zwielżenia nie przechodzą w glinę (np. łupki ilaste itp.).

Stopień zaokrąglenia żwiru daje możliwość wnioskować o zdolności materiału do utworzenia (przez wzajemne zaklinowanie ziaren) zwartej skorupy.

Jako wskaźnik zaokrąglenia żwiru przyjmuje się wielkość umowną. Współczynnik zaokrąglenia. Współczynnik zaokrąglenia równa się 0 dla materiału całkowicie nie zaokrąglonego (łuczeń) i odpowiednio 1 — dla ziaren w kształcie kul.

Jeden ze sposobów określenia zaokrąglenia polega na ustaleniu porowatości odsianych frakcji żwiru. Wsypane do naczynia ziarna żwiru ułożą się tym ściślej i pozostawią tym mniejszą ilość próżni, im bardziej zaokrąglone będą poszczególne cząstki. Odwrotnie jest przy cząstkach kanciastych, które ułożą się bardziej luźno i bezładnie, porowatość będzie wyższa. Oprócz kształtu ziaren wpływ ma również i rodzaj ich powierzchni.

Należy rozróżnić gładką i chropowatą powierzchnię ziaren żwiru.

Im mniej zaokrąglone są ziarna żwiru, im bardziej chropowata jest ich powierzchnia, tym zwęższa jest nawierzchnia i w mniejszym stopniu deformuje się pod obciążeniem, szczególnie w okresie wilgotnym, dzięki większemu współczynnikowi wewnętrznego tarcia materiału nawierzchni.

W tabeli 34 podane są wartości współczynnika zaokrąglenia dla materiału żwirowego, przy których zapewniona jest jego zadowalająca praca w nawierzchni.

Tabela 34

Powierzchnia ziaren	Gładka		Chropowata
	twarty	średni	
Twardość żwiru			twarty i średni
Współczynnik zaokrąglenia nie większy niż	0,60	0,70	0,80

W ten sposób z punktu widzenia zwięzłości nawierzchni lepsze są żwiry górskie, współczynnik zaokrąglenia których jest niższy a powierzchnia ziaren zwykle jest bardziej chropowata niż w żwirach rzecznych.

W przypadku konieczności użycia dla budowy nawierzchni bardzo zaokrąglonego i jednocześnie twardego żwiru należy dbać do materiału żwirowego (a zwłaszcza do górnej warstwy nawierzchni) rozdrobnionego tłucznia, aby obniżyć współczynnik zaokrąglenia mieszaniny.

Dodanie tłucznia w tym przypadku podwyższa stateczność nawierzchni. Niezbędna domieszka mało zaokrąglonego materiału w procentach (a) może być znaleziona z równania:

$$100 k_1 - a k_2 = (100 - a) k,$$

skąd:

$$a = \frac{k_1 - k}{k - k_2} 100,$$

gdzie: k_1 — współczynnik zaokrąglenia podstawowego materiału;
 k_2 — współczynnik zaokrąglenia dodawanego mało zaokrąglonego materiału;
 k — wymagany współczynnik zaokrąglenia mieszaniny.

Przy utrwalaniu nawierzchni materiałami wiążącymi, jak również dla materiału żwirowego, używanego na podłoża, stopień zaokrąglenia ma mniejsze znaczenie.

Grubość szkieletu materiału żwirowego, tzn. wielkość zasadniczej ilości najgrubszych ziaren wchodzących w jego skład, również w znacznym stopniu wpływa na pracę nawierzchni. Im grubszy jest szkielet, tym większa jest odporność nawierzchni na obciążenia od kół samolotu. Jednak zbyt gruby szkielet utrudnia uformowanie nawierzchni i powoduje nierówności powierzchni. Przy szkielecie grubym odpada możliwość wyrównywania nawierzchni sprzętem mechanicznym (samobieżnymi równiarkami, trójkątnymi włókami itp.), ponieważ noże jednostek sprzętowych będą albo ślizgać się po powierzchni, albo wyrwać w niektórych miejscach znaczne ilości materiału, powodując powstawanie nierówności.

Poza tym leżące luzem pojedynczo grube ziarna żwiru mogą przyczynić się do uszkodzenia samolotu przy starcie lub lądowaniu.

W związku z tym należy przy budowie dolnych warstw nawierzchni i podłoży stosować materiał żwirowy o szkielecie rzędu 60—70 mm z tym zastrzeżeniem, że grubość warstwy musi być 1,5—2 razy większa, aby zapewnić odpowiednie uformowanie warstwy. Górne warstwy nawierzchni należy wykonywać z materiału żwirowego o szkielecie w miarę możliwości nie grubszym od 25—30 mm.

W przypadkach gdy wykonuje się nawierzchnię jednowarstwową, na lotniskach tymczasowych itp., może być dopuszczony materiał żwirowy o szkielecie do 50 mm.

Najkorzystniejsze składy materiału żwirowego

Granulometryczny skład materiału żwirowego ma decydujący wpływ na użytkowne właściwości nawierzchni. Tylko w bardzo rzadkich przypadkach naturalny żwir posiada właściwości kwalifikujące go do budowy nawierzchni typu szosowego, to znaczy do wykonania warstwy nawierzchni (tylko z frakcji grubej) przez wzajemne zaklinowanie się ziaren, z następnym zamiatowaniem drobniejszymi frakcjami.

Dlatego też lotniskowe nawierzchnie żwirowe wykonuje się przeważnie nie wg szosowego typu, lecz z materiałów dobranych według zasady otrzymania mieszaniny optymalnej.

Materiałem szkieletowym w mieszaniu żwirowej jest żwir, wypełniającym — frakcje płaskowa i pyłowa, wiążącym — frakcja gliniasta.

Materiały szkieletowy i wypełniający powinny być tak dobrane, aby zapewnić największą szczelność mieszaniny przy największej możliwej zawartości frakcji szkieletowej. Ilość frakcji gliniastej powinna być dostateczna dla zapewnienia niezbędnej spoiwości nawierzchni przy pogodzie suchej, lecz jednocześnie nie powinna być nadmierna dla uniknięcia zbytowego obniżenia wytrzymałości w okresie deszczowym.

W tabeli 35 podane są granice najkorzystniejszych składów materiału żwirowego, spełniające podane warunki dla nawierzchni lotniskowych.

Tabela 35

Podstawowe przeznaczenie materiału żwirowego	% % frakcji (wagowo) przechodzących przez sito z otworami (mm)							
	75	50	25	15	5	2	0,5	0,074
Dla warstwy dolnej (podłoża)	100	80-90	45-75	25-65	15-45	10-35	7-20	5-10
Dla nawierzchni jednowarstwowo-	—	100	55-85	40-75	25-60	15-45	10-30	5-15
Dla warstwy górnej	—	—	90-100	60-85	35-70	25-55	15-35	7-20

Podane w tabeli 35 wymagania odnośnie składu granulometrycznego są konieczne, lecz nie są jeszcze dostateczne dla zapewnienia zadowalającej pracy materiału w nawierzchni.

Ogólna ilość frakcji poniżej 0,074 mm nie określa jeszcze spoiwości materiału żwirowego i jego właściwości wodnych, ponieważ frakcja ta zawiera nie tylko z najdrobniejszych cząstek składającą się część gruntu, warunkującą spoiwość nawierzchni, lecz i pyłową odgrzywającą w mieszaninie rolę tylko drobnego wypełniacza. Dlatego też w żwirowych optymalnych mieszaninach normowane są jeszcze właściwości części mieszaniny poniżej 0,5 mm. W szczególności wymagane jest, aby wskaźnik plastyczności frakcji poniżej 0,5 mm wynosił:

- dla górnej warstwy nawierzchni — od 4 do 8
- dla dolnej " — nie więcej niż 6.

Oprócz tego konieczne jest uwzględnianie właściwości materiału oraz warunków klimatycznych w rejonie budowy, a mianowicie:

1. W strefach południowych o długim i suchym okresie letnim należy dążyć do zawartości w mieszaninie frakcji drobnej (poniżej 0,074 mm) w ilości zbliżonej do granicy górnej i do wskaźnika plastyczności części zawierającej drobne cząstki zbliżonego do wartości wyższej, aby zapewnić

niezbędną spistość nawierzchni w lecie. Odwrotnie wykonuje się nawierzchnie w strefach północnych o klimacie wilgotnym, gdzie zachodzi obawa nadmiernego zmniejszenia zdolności nośnej nawierzchni w okresie deszczowym; należy frakcję drobną wprowadzać do mieszanki w minimalnej ilości i dążyć do dolnej granicy wartości wskaźnika plastyczności części zawierającej drobne cząstki.

2. Przy stosunkowo miękkim i mało zaokrąglonym żwirze celowe jest materiał wypełniający (poniżej 2 mm) wprowadzać do mieszanki w ilości minimalnej. Nawierzchnia (w tym przypadku) uformuje się przez wzajemne zaklinowanie się części szkieletowej i będzie posiadać niezbędną stateczność zarówno przy pogodzie suchej, jak i wilgotnej.

Normowanie fizyczno-mechanicznych właściwości części mieszanki zawierającej drobne cząstki pozwala uwzględnić poza jej granulometrią również szereg innych czynników, wpływających na pracę materiału w nawierzchni, w szczególności właściwości chłonnych części zawierających drobne cząstki, obecność w materiale tych lub innych domieszek (sole, humusy) i inne.

Aby spełnić podane wymagania odnośnie plastyczności, zawierająca drobne cząstki część materiału żwirowego (poniżej 2 mm) powinna być zbliżona co do składu granulometrycznego do tak zwanych optymalnych piasko-gliniastych mieszanin omówionych w rozdziale: „Stabilizacja gruntu przez zmianę uziarnienia”.

Zawartość w niej frakcji gliniastej powinna wynosić 6—15% i pyłowej nie więcej niż 40%.

W przeliczeniu na całość mieszanki żwirowej daje to optymalną zawartość w materiale żwirowym frakcji gliniastej w granicach od 2 do 4%. Pokłady żwirów rzecznych i morskich, dobrze oplukanych i wysortowanych, zawierają w przeważającej ilości przypadków niezmierną ilość frakcji gliniastej. Dla zapewnienia niezbędnej spistości należy frakcji gliniastej dodać.

Jako domieszki należy wykorzystać ciężkie gliny piaszczyste, zawierające 20—25% frakcji gliniastej. Grunty o większej zawartości gliny trudno jest rozdrobnić i dobrze zmieszać z materiałem żwirowym. Stosowanie jako domieszek gruntów o mniejszej zawartości gliny, w których przeważa frakcja pyłowa (grunty pyłowe, lekkie, pyłowe gliny piaszczyste), nie daje możliwości osiągnięcia w mieszaninie potrzebnej ilości frakcji gliniastej przy jednoczesnym utrzymaniu w dopuszczalnych granicach zawartości frakcji poniżej 0,074 mm. Mieszanki o nadmiarze frakcji pyłowej i braku gliniastej szybko ulegają namoknięciu i tracą stateczność przy nadmiernym nawilgoceniu, w suchej zaś porze roku wytwarzają kurz i posiadają niedostateczną spistość.

Właściwości mechaniczne materiału żwirowego

W ostatnich czasach istnieją tendencje przejścia do oceny materiałów żwirowych przez bezpośrednie określanie ich właściwości w warunkach zbliżonych do rzeczywistych, w których znajduje się materiał w nawierzchni. Daloby to możliwość zaniechania pośrednich metod oceny właściwości materiału (składu granulometrycznego, zaokrąglenia ziaren i innych), nie zabezpieczających w poszczególnych przypadkach od popelnienia tych czy innych omyłek.

W Związku Radzieckim zaproponowano przeprowadzanie oceny właściwości materiałów stosowanych do budowy nawierzchni drogowych i lot-

niskowych wg wielkości modułu odkształcenia, określanego na próbkach zagęszczonych do stopnia zwężkości, bliskiego maksymalnej, przy optymalnej wilgotności.

Wielkość modułu odkształcenia cechuje stopień zwężkości materiału, tzn. jego zdolność przeciwstawienia się odkształceniom przy obciążeniu, i praktycznie określa się przez wciskanie do badanego materiału określonego kształtu szablony z zaznaczeniem otrzymywanej zależności odkształceń od obciążeń*.

Obserwacje pracy nawierzchni żwirowych na lotniskach umożliwiły sformułowanie następujących minimalnych wymagań odnośnie stateczności materiałów żwirowych, używanych do nawierzchni, w zależności od zadanych obciążeń poprzez koło samolotu (tabela 36).

Tabela 36

Zadane obciążenie na koło samolotu	Moduł odkształcenia materiału (kg-cm ²)	Przybliżony skład materiału
Lekkie samoloty:		
a) do 4 ton	500	Drobny materiał żwirowy z nadmiarem piasku i frakcji pyłowej
b) do 7 ton	625	Materiał żwirowy o dużej zawartości frakcji drobnej
Srednio do 15 ton	800	Drobna mieszanina żwirowa z zaokrąglonego żwiru
Ciężkie do 25 ton	1000	Starannie dobrana mieszanina z młotkookrąglonego żwiru, ow. z domieszką tłuczni

Materiały zastępcze

Oprócz właściwego materiału żwirowego mogą (w niektórych przypadkach) do budowy nawierzchni i podłoży być zastosowane miejscowe materiały naturalne oraz różne odpadki przemysłowe, zbliżone do żwiru. Materiałów takich jest dużo. Podamy zasadnicze.

S z l a k i. Do budowy nawierzchni mogą być wykorzystane szlaki hutnicze (wielkopięcowe, martenowskie itp.) oraz w poszczególnych przypadkach zwykłe, paleniskowe. Bardziej trwałe gatunki szlaki nie ulegające na powietrzu szybkiemu rozpadowi (przeważnie martenowskie, bessemerowskie), mogą być zastosowane w górnych warstwach nawierzchni. W zależności od kształtu ziaren i rodzaju ich powierzchni nawierzchnie ze szlaki wykonuje się wg typu szosowego lub przez dobranie optymalnej mieszanki z dodaniem niezbędnej ilości domieszek gliniastych dla osiągnięcia należytej spistości. Szlaki paleniskowe posiadają małą wytrzymałość i dlatego wykorzystywane są tylko w podłożach. Niekiedy do szlaki paleniskowej (tzw. „wypalki”) w celu utrzymania sztywnej mieszanki dodaje się jako wypełnienie piasek lub piasek z gliną.

Szlaki (szczególnie zasadowe) odznaczają się bardzo cenną właściwością, mianowicie z biegiem czasu w wyniku zachodzących w nich procesów chemicznych wiążą się. Wykonane z takich szlak podłoża nawierzchni, nie

* Patrz Iwanow N. i Kriwiski A. „Wybor konstrukcji drożnych ośiedzi”, 1943.

narazone na bezpośrednie oddziaływanie obciążeń dynamicznych, stopniowo zwiększając swą wytrzymałość.

Okruszyńy skalne będące produktem znacznie posuniętego procesu rozpadu skał z zachodzącym w nich procesem chemicznego wietrzenia. Najczęściej znajdują się w górnych warstwach złoży skał krystalicznych. Zwykle okruszyny skalne zawierają jednocześnie z grubymi ziarnami także dostateczną ilość frakcji gliniastej. Ze względu na małą wytrzymałość mogą mieć zastosowanie tylko do budowy podłoży.

Muszelki morskie są to skamieniałe szczątki organizmów roślinnych i zwierzęcych, które osiadały w okresach geologicznych na dnie morza. Cząstki materiału oznaczają się szczególnie nieprzewidywalnym kształtem (spotyka się w dużej ilości ostrokątne i blaszkowate) i stosunkowo małą wytrzymałością. Dlatego też muszelka może być zastosowana tylko do budowy podłoży.

Opoka krzemowa składa się z kawałków skał brunatnego, szarego lub popielatego koloru. Odnacza się dużą porowatością i kruchością, lecz jednocześnie i stosunkowo dużą twardością (do 6-7 wg skali twardości). Pochodzeniem swym opoka krzemowa zbliżona jest do muszelki morskiej. Złoża jej znajdują się bezpośrednio pod glebą i posiadają niekiedy grubość warstwy dochodzącą do 15-20 m.

Opoka krzemowa może być stosowana w dolnych warstwach nawierzchni i w podłożach, a przy dostatecznie pewnym zabezpieczeniu jej od uszkodzeń mechanicznych i wietrzenia (przez stworzenie na nawierzchni dywanika ochronnego) w sporadycznych przypadkach również do wykonania górnych warstw nawierzchni.

Dobór mieszanin żwirowych

Materiał żwirowy (otrzymywany na żwirowni) nie zawsze posiada odpowiednie uziarnienie (skład granulometryczny). W wielu przypadkach skład jego w pewnym stopniu różni się od optymalnego.

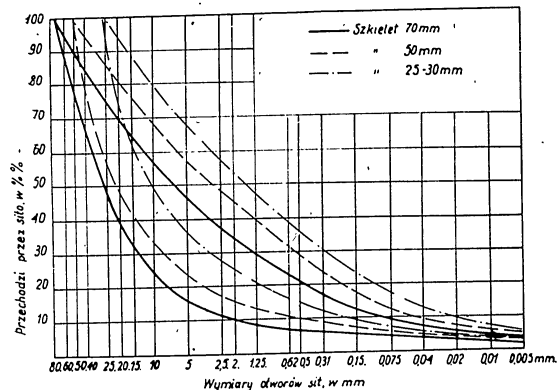
Staje się konieczne ulepszenie materiału przez odsianie lub dodanie poszczególnych frakcji. Zadaniem doboru mieszanin żwirowych jest również znalezienie najbardziej racjonalnych rozwiązań pod względem technicznym i ekonomicznym, aby naturalny materiał żwirowy doprowadzić do składu optymalnego.

Przy doborze składników mieszanin żwirowych najlepiej jest korzystać z krzywych przesiewu, wykreślonych w półlogarytmicznych współrzędnych. Ta metoda doboru jest prostsza, bardziej pogładowa i pewniejsza od innych.

Krzywe przesiewu kreślić w sposób następujący. We współrzędnych prostokątnych na osi odciętych odkładamy w skali logarytmicznej wymiary otworów sit, a na osi rzędnych w skali zwykłej — procent frakcji (wagowy) przechodzących przez odpowiednie sita. Łącząc naniesione w ten sposób punkty, otrzymujemy krzywą przesiewu lub krzywą całkową danego materiału. Dla naniesienia na nomogram wymiarów otworów sit, konieczne jest korzystanie ze skali logarytmicznej, ponieważ w skali zwykłej niemożliwe byłoby odłożenie takich na przykład wymiarów, jak 0,5 mm, 0,074 mm itp. Na nomogramie obliczeniowym nanosi się krzywe całkowite, odpowiadające granicom optymalnych mieszanin, wg tabeli 35 (rys. 106).

Materiały, których krzywe przesiewu mieszczą się między krzywymi granicznymi, odpowiadają warunkom optymalnych mieszanin pod wzglę-

dem składu granulometrycznego. Wyjście krzywej poza te granice wskazuje na nadmiar lub brak w materiale tej czy innej frakcji. Z dwóch materiałów, przedstawionych na nomogramie w postaci dwóch krzywych przesiewu, można — przez zmieszanie ich w różnych proporcjach — otrzymać szereg mieszanin, krzywe przesiewu których znajdują się



Rys. 106. Granice optymalnych mieszanin żwirowych, przedstawione w postaci krzywych przesiewu

pomiędzy krzywymi przesiewu materiałów wyjściowych. Przy tym krzywe przesiewu mieszanin będą znajdować się w odległościach od krzywych przesiewu materiałów wyjściowych odwrotnie proporcjonalnych do wartości materiałów wyjściowych w mieszaninie. Takie usytuowanie łatwo jest udowodnić w sposób następujący.

Załóżmy, że dwa materiały, których krzywe przesiewu uwidoczono na rysunku 107, zmieszane są w stosunku $P_1\%$ i $P_2\%$.

Oznaczmy procent frakcji przechodzących przez sito o otworze a mm, dla materiałów wyjściowych przez q_1 i q_2 i dla mieszaniny przez q .

Oczywiste jest, że:

$$q = q_1 \frac{P_1}{100} + q_2 \frac{P_2}{100} \quad (*)$$

$$\text{oraz } P_1 + P_2 = 100.$$

Lecz jak widać z rysunku 107

$$q = q_1 + z_1 = q_2 - z_2$$

Zastępując q w równaniu (*) przez q_1 i z_1 , a P_1 przez P_2 otrzymujemy:

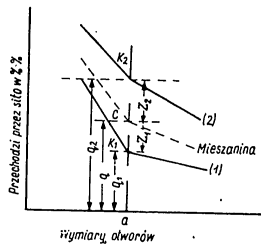
$$z_1 = (q_2 - q_1) \frac{P_2}{100}$$

a zastępując odwrotnie otrzymujemy:

$$z_2 = (q_2 - q_1) \frac{P_1}{100}$$

tzn. że odległość otrzymanego punktu C od punktów k_1 i k_2 jest odwrotnie proporcjonalna do procentowej zawartości materiałów wyjściowych w mieszaninie.

Jeżeli więc krzywe przesiewu dwóch jakichkolwiek materiałów położone są na nomogramie z jednej strony strefy mieszanin optymalnych, to



Rys. 107. Mieszanie dwóch materiałów przedstawionych w postaci krzywych przesiewu

przez zmieszanie tych materiałów w żaden sposób nie można otrzymać materiału o składzie optymalnym. Jeżeli zaś krzywe przesiewu będą położone z obu stron strefy mieszanin optymalnych, to przy określonych warunkach, mieszając te materiały, można otrzymać mieszaninę o składzie optymalnym, przy jednoczesnym korzystaniu z nomogramu, bowiem nie stanowi trudności określenie, w jakim stosunku posiadane materiały powinny być zmieszane.

Wyjaśniliśmy to na przykładzie. Niech skład granulometryczny posiadanego materiału z kopalni (w procentach wagowych frakcji przechodzących przez sита) przedstawia się następująco:

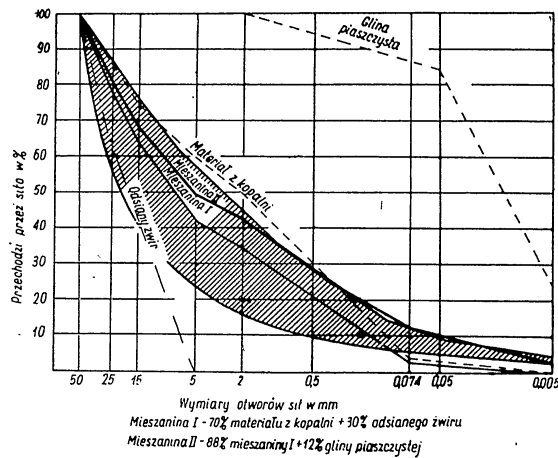
wymiar otworów w mm	50	25	15	5	2	0,5	0,074
przechodzi w %	100	85	75	60	50	30	4

Nanieśmy krzywą przesiewu na nomogram (rys. 108), gdzie uwidocznione są granice optymalnych mieszanin o szkieletcie 50 mm.

Jak widać z nomogramu, materiał z kopalni zawiera nadmiar frakcji 15-0,5 mm (krzywa przesiewu znajduje się powyżej strefy mieszanin optymalnych); ma brak frakcji poniżej 0,074 (krzywa znajduje się poniżej strefy mieszanin optymalnych).

Na nomogramie naniesiona jest krzywa przesiewu odsianego żwiru 50-5 mm. Mieszając te dwa materiały, można ulepszyć skład materiału z kopalni w zakresie frakcji 50-0,5 mm, ponieważ krzywe przesiewu w tym przedziale położone są z obu stron strefy mieszanin optymalnych, nie jest jednak możliwe ulepszenie materiału w części zawierającej frakcje poniżej 0,074 mm, ponieważ obydwie krzywe przesiewu znajdują się tu poniżej granicy optymalnej. Krzywa przesiewu mieszaniny materiału z kopalni i żwiru odsianego w stosunku 70:30 umiejscowiła się na nomogramie pod nr 1. Żeby zwiększyć zawartość frakcji poniżej 0,074, dodaliśmy do mieszaniny I glinę piaszczystą w ilości 12%. Otrzymana mieszanina II umiejscowiła się przy górnej granicy strefy mieszanin optymalnych. Mieszaninę tę należy uważać za najbardziej ekonomiczną, ponieważ maksymalnie wykorzystuje się w niej naturalny materiał z kopalni.

Niezależnie od tego, w jaki sposób dobrana jest mieszanina żwirowa, stosunek poszczególnych składników w mieszaninie wyraża się w procentach od wagi materiału suchego.



Rys. 108. Dobieranie składu mieszanin za pomocą krzywych przesiewu

Ponieważ materiały przy budowie nawierzchni żwirowej zwykle dzwonią się objętościowo, w celu otrzymania recepty produkcyjnej należy otrzymany z obliczeń stosunek wagowy poszczególnych składników przekształcić w objętościowy.

Przeliczenie to wykonuje się analogicznie do wzoru podanego przy mieszaninach piaszczowo-gliniastych.

WYKONYWANIE ROBÓT

Podłoże gruntowe na DS i DM powinno być starannie wyrównane zgodnie z rzędnymi projektowanymi: w należyty sposób zagęszczone; w przypadkach przewidzianych projektem powinien być pod DS wykonany drenaż. Po przygotowaniu w ten sposób podłoża gruntowego na odcinku nie mniejszym niż 200 m, wzdłuż DS lub DM, można przystąpić do wykonywania żwirowej nawierzchni lub podłoża. Długość odcinka 200 m należy uważać za minimalną dopuszczalną w normalnych warunkach, ponieważ przy mniejszej długości odcinka robót stosowane na budowie maszyny i sprzęt, jak równiarki, brony, walce przyczepne i inne, będą traciły zbyt dużo czasu na zakręty w końcach odcinka. Nie jest konieczne, aby podłoże gruntowe było wykonane od razu na całej szerokości DS. Jeżeli zezwala na to zaprojektowany pod DS system drenażu, podłoże może być w pierwszym rzędzie przygotowane na połowie szerokości DS lub nawet na węższym pasie i stopniowo rozszerzane.

Celowe jest wykonywać żwirową nawierzchnię na DS lub podłoże pasami o szerokości ca 8—15 m. Minimalna szerokość odcinka roboczego uwarunkowana jest możliwością dogodnego zawracania na niej sprzętu, maksymalna — dostawy i rozkładania materiałów.

Wykonanie warstwy filtracyjnej

Jeżeli projekt przewiduje wykonanie warstwy filtracyjnej pod żwirową nawierzchnią lub podłożem, to układa się ją po przygotowaniu podłoża gruntowego.

Podsypkę, czyli warstwę filtracyjną, wykonuje się z gruntu ulepszonego domieszkami w sposób podany w rozdziale XII „Stabilizacja gruntu”.

Sztuczne podłoże ze wzmocnionego gruntu powinno być starannie wyrównane, zagęszczone i dopiero wtedy można przystąpić do wykonania warstwy żwirowej.

Piaskową warstwę filtracyjną wykonuje się z piasków znajdujących się w pobliżu miejsca robót. Stosowane na podsypkę piaski powinny być dobrze przepuszczalne, aby szybko odprowadzać przenikającą do podłoża wodę i posiadać dostateczną stateczność tak w stanie suchym, jak i wilgotnym. Warunki te spełniają nie zanieczyszczone piaski średnio- i gruboziarniste o współczynniku filtracji w żadnym razie nie mniejszym niż 5,0 m na dobę.

Podłoże piaskowe wykonuje się w sposób następujący. Przywożony z kopalni piasek rozładowuje się na skraju DS i następnie przesuwa się go na przygotowane podłoże gruntowe za pomocą spycharek lub w inny sposób, zapewniający nienaruszalność podłoża gruntowego (przenośnikami, wózkami wąskotorowymi itp.). Dowożące piasek samochody, ciągniki itp. nie powinny w zasadzie wjeżdżać na przygotowane podłoże gruntowe, aby uniknąć jego uszkodzenia lub powstawania na nim spulchnionej warstwy gruntu, kolein, wyboi itd. Tylko w niektórych przypadkach może być dozwolony na podłożu gruntowym ruch samochodów, a mianowicie wtedy, gdy grunt podłoża znajduje się w stanie optymalnej wilgotności, nie deformuje się widocznie, nie spulchnia się przy ruchu. Nad stanem podłoża powinien być roztoczony ścisły nadzór i w przypadku spostrzeżenia nawet nieznacznych jego odkształceń należy natychmiast przerwać ruch samochodów na podłożu, a zdeformowane odcinki ponownie splantować i starannie uwałować. Należy pamiętać, że nawet nieznaczne nierówności po-

dłoża będą ogniskami zatrzymywania się wody, co spowoduje zmniejszenie stateczności nawierzchni.

Rozrzucany na podłożu piasek rozrównuje się dla uzyskania warstwy o projektowanej grubości z dodaniem ca 10% na zagęszczenie.

Zagęszcza się warstwę piasku przez wałowanie lekkimi, przyczepnymi wałami (1—2 ton), ciągniętymi gasienicowymi ciągnikami, za pomocą wibratorów powierzchniowych lub przez obfite zraszanie wodą. Nawilgoce nie warstwy piaskowej może być dozwolone tylko w suchej i ciepłej porze roku, wtedy, kiedy wprowadzona do piasku wilgoć może stosunkowo szybko wyparować. Przy polewaniu niedopuszczalny jest nadmiar wody, aby nie przewilgoć podłoża gruntowego.

Układanie materiału żwirowego

Materiał żwirowy układa się na żwirowym podłożu ściśle według warstw konstrukcyjnych. Tylko po zagęszczeniu jednej warstwy konstrukcyjnej może być układany materiał na warstwę następną itd.

W niektórych przypadkach trzeba jednak kilkakrotnie układać materiał dla jednej warstwy konstrukcyjnej, jeżeli mieszanina żwirowa składa się z kilku różnych materiałów.

Przed układaniem materiału żwirowego wyznacza się na gruncie grubość warstwy żwirowej za pomocą kółków wbijanych w odległości około 5 m jeden od drugiego, lub za pomocą desek ustawionych na kant wzdłuż wykonywanego pasa. Zarówno kołki jak i deski powinny mieć wysokość równą projektowanej grubości układanej warstwy w stanie spulchnionym. Współczynnik zagęszczania materiału żwirowego wynosi średnio ca 1,25, może jednak wahać się w dość znacznych granicach w zależności od składu, kształtu ziaren itd. Dlatego wskazane jest współczynnik zagęszczania określać w poszczególnych przypadkach — albo na próbnym odcinku, albo na podstawie badań laboratoryjnych — sposobem znormalizowanego zagęszczania próbki materiału.

Stosowanie desek dla ustalania w terenie grubości układanej warstwy ma w porównaniu z kółkami szereg zalet; ustawione z boków roboczego pasa (rys. 109) deski nie przeszkadzają pracy maszyn rozrównujących i mieszających materiał, są bardziej stateczne niż kołki i dokładniej ustalają projektowaną wysokość. Pożądane jest stosowanie desek o grubości 50—60 mm. Ustawia się je według niwelatora, umocowuje się za pomocą kółków wbijanych z obu stron i po rozcieleniu materiału usuwa się je, przy czym powstałe szczeliny wypełnia się żwirami.

Na miejsce układania dowozi się materiał już odpowiednio przygotowany. Wszelkie niezbędne czynności z materiałem żwirowym jak przesiewanie, kruszenie grubych frakcji i inne wykonuje się nie na miejscu układania, lecz bezpośrednio w kopalni. Najwygodniej jest na drogę dowozić materiał wywrotkami samochodowymi.

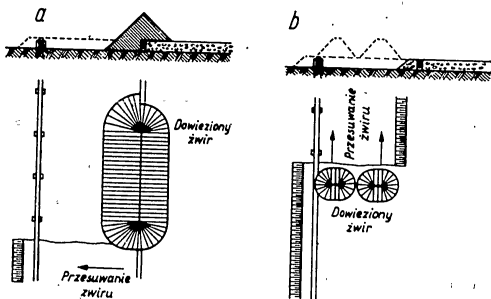
Dostawa materiału powinna być zorganizowana w taki sposób, aby środki transportowe nie wjeżdżały na podłoże i nie niszczyły go.

Stosuje się następujące dwa schematy umiejscowienia materiału:

1. Materiał rozładowuje się wzdłuż brzoju DS lub uwałowanej już warstwy nawierzchni, następnie za pomocą spycharek przesuwa go się w poprzek DS i rozrównuje na szerokość pasa roboczego (rys. 109 a).

2. Na końcu odcinka pasa roboczego wykonuje się wyładunek materiału i przesuwa go się spycharkami wzdłuż DS (rys. 109 b).

Schemat pierwszy daje duży front dla rozładunku i wyrównywania materiału, samochody nie muszą poruszać się po nie uwalowanej warstwie materiału żwirowego, jak to ma miejsce w przypadku drugim. Dlatego schemat pierwszy jest odpowiedniejszy niż drugi. Według schematu drugiego należy pracować w tych przypadkach, gdy ruch maszyn z boku pasa jest z tych czy innych względów niemożliwy (na przykład gdy robota na sąsiednim pasie nie jest jeszcze zakończona itd.).



Rys. 109. Sposoby rozścielania materiału żwirowego:
a — przy dowożeniu z boku DS, b — przy dowożeniu wzdłuż DS

Spycharka z grubsza tylko układa materiał wg projektowanych rzędnych. Ostateczne planowanie materiału i nadanie żądanego profilu podłużnego i poprzecznego wykonuje się za pomocą samobieżnych i ciągniętych równiarek, które poruszając się wzdłuż DS przechodzą 1—2-krotnie w każdym miejscu.

W przypadkach gdy mieszanina żwirowa dla nawierzchni składa się z kilku odrębnych materiałów i mieszanie ich wykonuje się na pasie, każdy materiał układa się samodzielną warstwą, przy czym stosunek grubości warstw musi ściśle odpowiadać projektowanemu dawkowaniu poszczególnych materiałów w mieszaninie.

Jako pierwszy układa się materiał, którego zawartość w mieszaninie jest największa. Następnie na nim warstwami resztę materiałów wchodzących w skład mieszaniny. Pożądana jest następująca kolejność układania materiałów: bardziej porowate i gruboziarniste materiały układają na spodzie, ściślej i drobniejsze — wyżej. Taka kolejność układania ułatwia późniejsze mieszanie, ponieważ w procesie mieszania ziarna grubsze dążą do wydostania się na powierzchnię, a drobne przenikają na spód.

Jeżeli objętość poszczególnych materiałów w mieszaninie jest niewielka, dokładne dozowanie ich wg grubości warstwy jest trudne do wykonania (na przykład domieszki gliniaste, dodawane do mieszaniny w ilości 10—15% objętościowo itp.). Dawkowanie wykonuje się w tych przypadkach przez obmiar dowożonej ilości materiału bezpośrednio na środkach

transportowych. Wyładowany materiał układa się na ściśle określonej powierzchni, obliczonej na podstawie zaprojektowanej procentowej zawartości tego materiału w mieszaninie.

Takie materiały, jak domieszki gliniaste, należy układać szczególnie starannie. Należy przy tym pamiętać, że nadmiar frakcji gliniastej w mieszaninie powoduje w okresie wilgotnym znaczne obniżenie odporności nawierzchni, a niedobór wywołuje w lecie rozpad nawierzchni. Dlatego ułożenie domieszek gliniastych wykonuje się zwykle ręcznie przez brygadę doświadczonych robotników, ze starannym wyrównywaniem materiału za pomocą łopat i grabi.

Aby osiągnąć równomierne nasycenie mieszaniny żwirowej materiałem gliniastym, domieszki te należy układać w dobrze rozrobionej postaci, możliwie bez grudek. Jeżeli są trudności w zorganizowaniu przesiewu domieszek gliniastych (przez sito o otworach 6—10 mm) przed ich ułożeniem zaleca się postąpić w sposób następujący: po rozścieleniu domieszek gliniastych na zadanej powierzchni i przeschnięciu ich, lecz przed przystąpieniem do mieszania należy przejść lekkim walcem 1—2 razy w każdym miejscu dla rozdrobnienia grubszych grudek gliny piaszczystej.

Po ułożeniu wszystkich materiałów składowych odrębnymi warstwami niezbędne jest staranne zmieszanie ich, aby osiągnąć jednorodną mieszaninę na całej nasypanej grubości. Należy mieszać materiał dwurzędowymi 32—40-talerzowymi bronami ciągniętymi przez ciągnik gąsienicowy. Do bronie talerzowej czasem doczepia się jeszcze bronie zębate lub sprężynowe.

Dla uzyskania jednorodnej mieszaniny należy zapewnić zagłębienie się talerzy na całkowitą grubość warstwy. W tym celu umocowujemy na ramie bronie talerzowej skrzynię, którą wypełniamy w niezbędnej ilości kamieniami, kawałkami żelaza itp. Brona talerzowa przesuwa się wzdłuż pasa roboczego, zachodząc każdym następnym przejściem na poprzednie na około 0,20—0,30 m. Dostateczne przemieszanie uzyskuje się po 4—8 przejściach bronie w każdym miejscu. Większa ilość przejść bronie nie jest wskazana ze względu na możliwość rozwarstwienia się ułożonych materiałów. Mieszanie należy uważać za zakończone, gdy próbną odkrywki wykaza dostateczną jednorodność mieszaniny na całej grubości i stwierdzą brak grubszych brył gruntu. W niektórych przypadkach dla usunięcia brył należy ostateczne mieszanie wykonywać za pomocą równiarki, jak to już było podane przy omawianiu mieszanin piaszczysto-gliniastych.

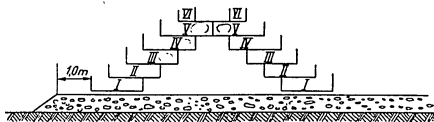
Jeżeli po wykonaniu mieszania uzyskano powierzchnię nie odpowiadającą danym zawartym w projekcie lub po przejściu bron pozostały zbyt głębokie bruzdy (głębsze od ca 5 cm), należy powierzchnię ponownie wyprofilować samobieżną równiarką i przystąpić do zagęszczenia. Zagęszczenie wykonuje się za pomocą walców. Dla osiągnięcia dobrego zagęszczenia warstwy mieszaniny w dolnej jej części, wskazane jest rozpocząć walowanie walcami okółkowanymi lub ogumionymi. W następnej fazie wykonuje się walowanie lekkimi walcami o gładkiej powierzchni i wreszcie walcami o ciężarze średnim, od 8 ton, a przy twardym żwirze również ciężkimi — do 10—15 ton.

W przypadku braku walców wszystkich wymienionych typów zagęszczenie nasypanej warstwy można rozpocząć lekkimi walcami samobieżnymi lub przyczepnymi, gąsienicowymi z ciągnikami, a po osiągnięciu zagęszczenia umożliwiającego już zastosowanie cięższych walców przejść na walowanie walcami samobieżnymi o wadze średniej lub ciężkimi.

Koniecznym warunkiem odpowiedniego zagęszczenia nasypanej warstwy jest należyta wilgotność materiału żwirowego. Materiał na całej grubości warstwy powinien mieć wilgotność zbliżoną do optymalnej, tzn. powinien być dostatecznie zwilżony lecz nie lepki.

Dla osiągnięcia tego należy warstwę nasypaną przy suchej pogodzie polewać wodą, a po ulewnych deszczach — uprzednio przesuszać przerywając materiał za pomocą brony talerzowej. Polewać można przy użyciu węży podłączonych do przewoźnego wodociągu, ułożonego wzdłuż nawierzchni, lub za pomocą samochodów-cystern. Polewać należy wieczorem, w przeddzień dnia wałowania, aby warstwa nasypana mogła w ciągu nocy nasiąknąć wodą na całej swej grubości. Ilość wody niezbędnej dla nawilżenia warstwy zależy od temperatury powietrza, właściwości materiału żwirowego i określa się na podstawie doświadczeń. Normalne zużycie wody wynosi od 0,3 do 1,0 l na 1 m² i na każdy centymetr grubości warstwy.

Warstwę żwirową wałuje się od skrajów pasa (który jest w robocie) ku jego środkowi. Każde następne przejście wałka powinno przykrywać około 2/3 śladu poprzedniego przejścia (rys. 110). Po uwalowaniu w powyższy sposób całego pasa roboczego wałowanie powtarza się ponownie od skraju itd., aż do zupełnego zagęszczenia nawierzchni. W ten sposób prowadzone zagęszczenie nie powoduje przesuwania się materiału żwirowego poza granice pasa i w rezultacie osiąga się dostateczną równość nawierzchni. Przy wałowaniu kolejnego podłużnego pasa roboczego nasypana warstwa zwykle z jednej strony nie posiada oporu (rys. 110). Wskazane jest w tym przypadku rozpocząć zagęszczenie, pozostawiając odstęp o szerokości około 1,0 m przy skraju pasa roboczego, aby zapewnić w ten sposób niezbędny opór, zapobiegający podczas wałowania przesuwaniu się materiału żwirowego poza granicę pasa.



Rys. 110. Schemat wałowania nawierzchni żwirowej

Pozostała, nie zagęszczona część warstwy będzie uwalowana przy zagęszczeniu następnego pasa.

Po pierwszych przejściach lekkiego wałka sprawdza się równość powierzchni za pomocą tuzimetrowej łąty, a w szczególnych przypadkach — niwelatorem. Stwierdzone nierówności natychmiast usuwa się przez ściecie wyntościłości lub zasypanie wklęsłości specjalnie do tego celu przygotowanym w pobliżu miejsca robót materiałem zapasowym. Przed zasypaniem należy wklęsła miejsca lekko wzruszyć. Dla sprawdzania i wyrównywania nawierzchni powinna być przydzielona specjalna brigada, składająca się z doświadczonych robotników.

Ilość przejść wałka niezbędna dla zagęszczenia nasypanej warstwy żwiru zależy od właściwości materiału żwirowego, składu mieszaniny, typu i ciężaru wałców i waha się w dużych granicach od 12 do 25 w każdym miejscu. Niezbędna ilość przejść ustala się zwykle drogą doświadczeń na

odcinku próbnym. Miernikiem dostatecznego uwalowania nawierzchni żwirowej są następujące oznaki:

1. Przed przednim kołem ciężkiego wałka nie pozostaje widoczna fala.
2. Głębokość śladu od tylnego koła ciężkiego wałka (przy wilgotności warstwy nasypanej, zbliżonej do optymalnej) nie jest większa niż 5 mm, a przy użyciu lekkiego wałka praktycznie nie powinno pozostawać żadnych śladów.

W przypadkach gdy nawierzchnia lub podłoże wykonuje się z kilku warstw, po uwalowaniu dolnej warstwy, w ten sam sposób wykonujemy na niej warstwę następną itd.

Kontrola jakości robót

Dla zapewnienia odpowiednio wysokiej jakości robót na obiekcie powinno być zorganizowane laboratorium polowe wyposażone w niezbędny sprzęt do badania granulometrycznego składu materiału żwirowego i gruntów oraz określania ich podstawowych właściwości fizyczno-mechanicznych.

1. Skład granulometryczny materiału kopalnego kontroluje się bezpośrednio na miejscu jego wydobycia. Z zasady przeprowadza się tam również dodatkowe czynności (ocisew itd.), aby na miejscu układania nadchodził już materiał o należytych składzie granulometrycznym.

Dla badania granulometrycznego pobiera się średnią próbkę materiału z kopalni w miejscu, w którym w danym czasie eksploatowano, i w takiej postaci, w jakiej materiał naładowuje się na środki transportowe. Próbkę materiału należy pobierać w każdym charakterystycznym miejscu kopalni nie rzadziej niż jeden raz dziennie. Dla codziennej kontroli wystarcza zwykle przesiał materiał przez sита do 2 mm. Skład i właściwości drobnych frakcji materiału są przeważnie dla danej części kopalni mniej więcej stałe. W związku z tym wystarczy przeprowadzać badania składu i właściwości fizyczno-mechanicznych (wskaźnik plastyczności) drobnych frakcji materiału żwirowego średnio raz na 1 000 m³ wydobywanego żwiru.

Inaczej przedstawia się sprawa z domieszkami gliniastymi. Tutaj skład granulometryczny i właściwości fizyczno-mechaniczne wydobywanego w kopalni materiału należy określać codziennie, ponieważ możliwe są nagłe zmiany w charakterze gruntu na stosunkowo niewielkich powierzchniach.

Wyniki badań kontrolnych materiałów pobieranych z kopalni powinny nadchodzić na plac budowy przed ułożeniem materiału w nawierzchnię i jeżeli odchylenia zawartości poszczególnych frakcji przekraczają 10% od ilości ustalonych, należy zmienić w odpowiedni sposób dozowanie składników mieszaniny.

2. Skład mieszaniny żwirowej po przemieszaniu jej na pasie kontroluje się przez pobranie próbek materiału z przygotowanej do zagęszczenia warstwy. W pierwszej fazie robót pożądane jest pobieranie próbek z każdego odcinka przygotowanego do wałowania. W późniejszym okresie, gdy jest pewność, że pracownicy dostatecznie opanowali już proces technologiczny, można pobierać próbki rzadziej, lecz w każdym razie należy przeprowadzać nie mniej niż jedno badanie kontrolne na 5 000 m² nawierzchni.

Określa się skład granulometryczny pobranej próbki i wskaźnik plastyczności drobnych frakcji. Przy stwierdzeniu, że materiał swym składem i właściwościami wybiega poza granice mieszanin optymalnych dla danych warunków, pobiera się jeszcze dwie próbki kontrolne na danym odcinku i w razie potwierdzenia wyników poprzednich stosuje się środki do poprawienia składu mieszaniny. Jednocześnie bada się przyczyny, które spowodowały odchylenie składu mieszaniny od zaprojektowanego (nieścisłość dozowania, nieodpowiedni skład materiałów wyjściowych itd.) i dąży się do natychmiastowego ich usunięcia.

Przy pobieraniu próbek kontroluje się również staranność przemieszania, tj. jednorodność usypanej warstwy na całym jej przekroju, ilość pozostałych, nie rozdrobnionych grudek domieszek gliniastych oraz grubość usypanej warstwy w stanie spulchnionym w stosunku do zaprojektowanej.

3. Należyte zagęszczenie nawierzchni sprawdza się próbnymi przejściami ciężkiego walca przy wilgotności nawierzchni, zbliżonej do optymalnej. Jak podano wyżej, przed przednim kołem walca nie powinna się tworzyć fala, a tylne koło walca nie powinno zagłębiać się w nawierzchnię ponad 5 mm.

4. Grubość gotowej nawierzchni lub podłoża sprawdza się przez pomiar głębokości otworów wykonywanych na osi i na brzegach nawierzchni w przekrojach poprzecznych co 40—50 m. Grubość nawierzchni zwirowej nie powinna odbiegać od projektowanej więcej niż o 10%, a grubość podłoża — o 15%.

5. Równość nawierzchni sprawdza się niwelacją lub 3-metrową, starannie wykonaną łata. Niwelację prowadzimy wzdłuż osi i równoległe do niej w odległości 20—25 m. Otrzymane rzędne nawierzchni nie powinny się różnić od projektowanych więcej aniżeli o 2 cm, a rzędne podłoża nie więcej jak o 3 cm. Maksymalny przeswit pod trzymetrową łata, położoną w dowolnym kierunku, nie powinien przekraczać 1 cm.

Rozdział XIV

NAWIERZCHNIE I PODŁOŻA TŁUCZNIOWE ORAZ NAWIERZCHNIE ZE SZTUCZNEGO KAMIENIA

NAWIERZCHNIE I PODŁOŻA TŁUCZNIOWE

Nawierzchnie i podłoża tłuczniowe wykonuje się z tłucznia otrzymanego przez kruszenie naturalnego lub sztucznego (klinkier, szlaka) materiału kamiennego. Zwarłość warstwy tłuczniowej osiąga się przez waloowanie jej w stanie wilgotnym w wyniku wzajemnego zaklinowania się ostrokątnych ziaren tłucznia oraz wypienienia próżni powierzchniowych kłębkiem i miałem kamiennym. Ze względu na powstawanie kurzu w suchej porze roku i stosunkowo szybkie i nierównomierne zużycie nawierzchnie tłuczniowe nie ulepszone wykonuje się obecnie rzadko. Zwykle jednocześnie z łudową nawierzchnią tłuczniową lub nie później niż w następnym sezonie wykonuje się utrwalenie jej materiałami wiążącymi organicznymi (rozdział XV i XVI) lub cementem. Tylko w szczególnych przypadkach, przy krótkich terminach wykonania tymczasowych lotnisk, nawierzchnie tłuczniowe nie są poddawane utrwaleniu ich materiałami wiążącymi. Nawierzchnie tłuczniowe nie utrwalone mogą być wykonywane niekiedy także na drugorzędnych drogach dojazdowych, pomocniczych drogach manipulacyjnych itd.

Często wykonywane są z tłucznia podłoża dla nawierzchni ulepszonych, np. asfaltobetonowych i innych.

Nawierzchnie i podłoża tłuczniowe wykonuje się zwykle na warstwie filtracyjnej z piasku stabilizowanego różnymi domieszkami gruntu, szlaku, a także na kamiennym i żwirowym podłożu. Tylko przy korzystnych warunkach gruntowych i hydrologicznych (grunty piaszczyste i piaszczysto-gliniaste w suchych strefach) warstwę tłuczniową można układać bezpośrednio na gruncie naturalnym.

Grubość warstwy tłuczniowej zależy od przewidzianych obciążeń na kolo, rodzaju gruntu karyta, jakości tłucznia oraz innych i wynosi zwykle 16—25 cm, a w niektórych przypadkach i więcej.

Materiały

Tłuczeń otrzymuje się przez kruszenie kamieni naturalnych, klinkieru lub szlak metalurgicznych, posiadających dostateczną wytrzymałość na dynamiczne obciążenia i odporność na działanie czynników atmosferycznych.

Do nawierzchni tłuczniowych używa się kamień ze skał zarówno wzbuchowych, jak i osadowych. Zasadniczo kamień powinien być mrozoodporny, o wytrzymałości na ściskanie możliwie nie mniejszej niż 600 kg/cm² i o ścieralności w bębnie nie większej niż 8% dla skał wzbuchowych i 12% — dla osadowych.

Jeżeli na nawierzchni wykonuje się dywanik ochronny przy użyciu materiałów wiążących organicznych (rozdział XVI), co wyklucza bezpośrednie oddziaływanie na tłuczeń obciążen dynamicznych, czynników atmosferycznych itd., a uzyskanie w rejonie budowy trwałego kamienia nastęrcza duże trudności, to mogą być wykorzystane dla wytwarzania tłuczni mniej wytrzymałe materiały kamienne. Co się tyczy podłoża tłuczniowych, to można używać do nich kamienia o wytrzymałości na ściskanie ponad 300 kg/cm² i o ścieralności w bębnie nie wyższej niż 20%.

Wymagania odnośnie mrozoodporności nie są w danym przypadku obowiązujące, jeżeli przy łącznym oddziaływaniu wody i mrozu kamień nie zmienia znacznie swojej objętości (jak np. margle) lub nie przestępca się w glinę (łupki gliniaste i in.).

Nie są pożądane również i zbyt trwale materiały kamienne, jak diabaz, bazalty, szlaki martenowskie i inne, o wytrzymałości na ściskanie 1 500 kg/cm² i powyżej. Kruszenie tych materiałów na tłuczeń stwarza zbędne trudności.

Bardzo ważną właściwością kamienia używanego do nawierzchni tłuczniowych jest dostateczna zdolność cementowania się.

Cementowanie się polega na zdolności drobno zmielonego materiału kamiennego tworzenia z wodą ciasta, które po wyschnięciu nabiera określonej spoiwości. Cementujące działanie miaku kamiennego ułatwia formowanie warstwy tłuczniowej podczas wałowania.

Materiały kamienne mogą być podzielone według ich zdolności cementacyjnej na trzy kategorie (tabela 37), w zależności od stopnia spoiwości próbki wykonanej z miaku kamiennego. Stopień spoiwości określa się w zależności od szybkości rozmakania próbki w wodzie.

Tabela 37

Zdolność cementowania	Czas rozmakania próbki w sek.
Dobra	ponad 180
Średnia	60—180
Niska	do 60

Badanie przeprowadza się w sposób następujący. Drobne kawałki kamienia starannie rozdrabnia się w agatowym moździerzu i otrzymany miak przesiawa się przez sito o otworach 0,25 mm. Do mąki, która przeszła przez sito, dodaje się 15—20% wody, ciasto starannie miesza się, po czym formuje się z niego próbki cylindryczne 25 x 25 mm pod ciśnieniem 500 kg.

Próbki po wysuszeniu ustawia się na siatce drucianej o kwadratowych otworach 15 x 15 mm, umieszczonej na podstawkach w naczyniu z wodą. Notuje się czas od momentu, kiedy cała ilość materiału opadnie przez siatkę. Jako miarodajny czas przyjmuje się z trzech wyników średni.

W strefach o klimacie suchym i przy intensywnym użytkowaniu lotniska należy stosować kamień posiadający wysoką zdolność cementacyjną. Kamień o średniej zdolności cementowania może być stosowany tylko w strefach wilgotnych i na mało użytkowanych odcinkach nawierzchni

lub w przypadkach, gdy w najbliższym czasie przewiduje się utrwalenie nawierzchni materiałami wiążącymi. Kamień o niskiej zdolności cementowania może być stosowany w wyjątkowych przypadkach i tylko dla wykonywania podłoża.

Największą zdolnością cementowania odznaczają się wapienie. Najmniejszą — piaskowce. Niektóre odmiany piaskowców, na przykład o lepszemu krzemionkowym, kwarcyty, nie nadają się w ogóle do budowy nawierzchni tłuczniowych.

Szlaki nie ulegające naturalnemu rozpadowi mogą być stosowane, natomiast ze skłonnością do rozpadu nie należy stosować. Nie nadają się również szlaki szkliste oraz szlaki o strukturze bardzo porowatej.

Jak wykazują badania*, szlaki o odpowiednio wysokiej wartości, nadające się do górnych warstw nawierzchni tłuczniowych, powinny odpowiadać następującym podstawowym wymaganiom.

Ciężar objętościowy tłucznia o wymiarach 30—60 mm nie mniejszy:

dla szlaki martenowskiej od 1 100 kg/m³
„ szlaki wielopięcowej od 1 000 kg/m³

Ilość ziaren o strukturze szklistej i bardzo porowatej nie powinna przekraczać 7%. Nasiąkliwość wodą — nie większa niż 5%. Dla dolnych warstw nawierzchni, jak również dla podłoża wymagania odnośnie wartości szlaki mogą być odpowiednio złagodzone. W szczególności ilość ziaren o strukturze szklistej i porowatej może być tolerowana w wysokości do 15%. Szlaki martenowskie o powierzchni częściowo dotkniętej zwietrzaniem (biały nałot) mogą być również użyte.

Do wykonania nawierzchni tłuczniowych niezbędny jest tłuczeń o trzech frakcjach:

tłuczeń o wymiarach 50/70/ — 25/35/ mm
kliniec o wymiarach 25/35/ — 15 mm
miak kamienny o wymiarach 15 — 5 mm

Przy wykonaniu podłoża miaku kamiennego można nie stosować.

Największy wymiar tłuczni ograniczony jest grubością warstwy tłuczniowej; ze względu na należyte uformowanie warstw wielkości tłuczni nie powinna przekraczać 2/3 grubości warstwy po zagęszczeniu.

Tłuczeń o mniejszej wytrzymałości należy stosować w większych wymiarach, ponieważ przy wałowaniu może ulec częściowemu rozdrobnieniu.

Ilość tłuczni grubego, niezbędna do wykonania warstwy tłuczniowej, przewyższa o 30—35% objętość warstwy po zagęszczeniu, uwzględniając zagęszczenie rozsypanego materiału przy wałowaniu. Wyższy współczynnik zagęszczenia odpowiada zwykle tłuczniowi słabszemu.

Kliniec i miak kamienny niezbędne są w ilości około 2—3 m³ na 100 m² wykonywanej nawierzchni. Z tej ilości 2/3 powinien stanowić kliniec i 1/3 — miak kamienny. Przy wałowaniu tłuczni o większej wytrzymałości ilość klinia i miaku powinna być większa, przy stosunkowo słabym i dobrze cementującym się tłuczniu — może być mniejsza.

Dla uzyskania dobrego zdklinowania się tłuczni i utworzenia warstwy monolitycznej niezbędne jest, żeby tłuczeń kształtem swym był zbliżony

* Patrz na przykład Sz i l n i k o w W. „Metalurgiczskie szlaki jak do-roznostrójliwy materiał”, 1943.

do czworoboku lub sześcienu. Ilość ziaren tłucznia o kształcie wydłużonym, o stosunku wzajemnie prostopadłych wymiarów, wynoszącym ponad 2 (ziaren blaszkowatych i palczastych), nie powinna wynosić więcej niż 15%. Przy tłuczniu o kształcie płaskim i wydłużonym uzyskanie monolitycznej warstwy jest niemożliwe. Dlatego nie jest wskazane wytwarzanie tłucznia z łupków, które dają dużą ilość płaskich kawałków, ze względu na rozpad kamienia wg płaszczyzn łupliwości. Tłuczeń powinien być czysty, nie zanieczyszczony ziemią i innymi domieszkami.

Rozścielenie tłucznia

Przed rozścieleniem warstwy tłuczniowej podłoże starannie plantuje się według projektowanych rzędnych, a następnie wyznacza się na nim wysokości, według których należy dokonać rozścielenia tłucznia.

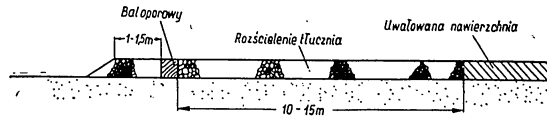
W zależności od grubości warstwy tłuczeń rozściela się od razu na pełną grubość lub w dwóch fazach. Na pełną grubość rozściela się tłuczeń dla nawierzchni lub podłoża o grubości do 16 cm. Jeżeli grubość warstwy tłucznia przekracza 16 cm, dla zapewnienia należytego jej zagęszczenia rozściela się tłuczeń w dwóch fazach. Początkowo rozściela się i zagęszcza dolną część warstwy, następnie górną. Grubość obu części ustala się z takim obliczeniem, aby górna część warstwy nie wyniosła mniej niż 8 cm.

Wyznaczenie grubości w terenie wykonuje się przez ustawienie palików lub desek na kant na wysokość równą grubości warstwy w stanie spulchnionym (projektowana grubość nawierzchni plus zapas na zagęszczenie).

Nawierzchnie i podłoża tłuczniowe wykonuje się podobnie jak żwirowe, poszczególnymi pasami wzdłuż DS. Szerokość pasa przyjmuje się zwykle 10—15 m. Na skrajach pasa powinny być opory zapobiegające rozpełzaniu się tłucznia przy wałowaniu. Z jednej strony oporem jest brzeg uprzednio zagęszczonej warstwy lub skraj koryta, wzdłuż którego ustawia się zwykle deski na kant. Z drugiej strony pasa swardza się opór tymczasowy z bali umocowanych do podłoża za pomocą żelaznych szpilek. Wysokość bali powinna się równać grubości warstwy po zagęszczeniu. Pożądaną jest rozścielenie tłucznia na 1—1,5 m poza balami oporowymi w celu stworzenia dodatkowego oporu zabezpieczającego przed przesunięciem się bali przy wałowaniu rozścielonej warstwy. Po zagęszczeniu nawierzchni bale przenosi na następny pas, a pozostałe po nich szczeliny wypełnia się tłuczniem.

Na przygotowane podłoże dowozi się tłuczeń i rozściela się go warstwą o żądanej grubości. Pożądaną jest dowożenie tłucznia wywrotkami samochodowymi. Jeżeli warstwa tłucznia układa się na zwężonym podłożu (zwirowym, ze szlaki, z gruntu stabilizowanego itp.), ruch środków transportowych może odbywać się bezpośrednio na podłożu. Należy zastosować w tym przypadku środki zapobiegające uszkodzeniu podłoża (utrzymanie go w optymalnie wilgotnym stanie itp.). Rozścielenia tłucznia w tym przypadku najwygodniej jest dokonywać za pomocą rozdzielaczy tłuczniowych doczepianych do wywrotek samochodowych lub spycharek. W przypadkach kiedy tłuczeń układa się na warstwie piaskowej lub jakiegokolwiek innej warstwy podsypanki o nieznacznej nośności i ruch samochodów po podłożu jest niemożliwy, należy dowozić tłuczeń po pasie sąsiednim uprzednio wykonanym i rozścielać go za pomocą spycharek (rys. 109a w rozdziale XIII).

Przy rozścieleniu tłucznia na piaskowej warstwie filtracyjnej należy zapobiegać zmieszaniu się tłucznia z piaskiem, zwiłając uprzednio warstwę piaskową itp.



Rys. 111. Rozścielenie tłucznia

W zależności od warunków miejscowych mogą być zastosowane również inne sposoby dowożenia i rozścielenia tłucznia. Nie należy jednak zezwalać na ruch samochodów po nie uwalowanym tłuczniu ze względu na szybkie zużywanie się opon, jak również ze względu na oblamywanie się krawędzi ziaren tłucznia oraz zamulanie się ułożonej warstwy, co następnie utrudnia jej uwalowanie.

Ostatecznie plantuje się rozścieloną warstwę za pomocą samobieźnej równiarki, a poprawki wykonuje się ręcznie, grabiami. Równość powierzchni sprawdza się latą.

Wałowanie

Warstwę tłucznia wałuje się walcami motorowymi o gładkich kołach. Wałowanie stanowi najbardziej odpowiedzialną czynność przy budowie tłuczniowych nawierzchni i podłoży i dlatego należy wykonywać ją z największą starannością.

Proces wałowania nawierzchni tłuczniowej składa się z trzech faz: *pierwsza faza* — początkowe ugniatanie warstwy rozścielonej; zachodzi przesuwanie się poszczególnych ziaren tłucznia, każde ziarno zajmuje najbardziej stateczne położenie;

druga faza — zagęszczanie warstwy tłuczniowej, poszczególnie ziarna tłucznia zbliżają się ku sobie i wzajemnie zaklinowują się;

trzecia faza — stworzenie zwartej skorupy przez wprowadzenie do górnej warstwy nawierzchni kłębka i miálu kamiennego.

Wałowanie w różnych fazach należy wykonywać walcami o różnym ciężarze.

Dla ugniatania materiału w pierwszej fazie stosuje się lekkie walce motorowe o wadze 5—6 ton z naciskiem jednostkowym 20—45 kg/cm². Walce cięższe będą grzeznąć w luźnym tłuczniu i kruszyć krawędzie ziaren, co w pierwszej fazie wałowania jest szkodliwe. Tłucznia w tej fazie nie polewa się, aby nie stworzyć substancji cementującej, która utrudnia właściwe przesunięcie się ziaren tłucznia. Szybkość posuwania się walców w pierwszej fazie powinna być minimalna — rzędu 1,5 km/godz., a to w celu zapewnienia lepszego ugniatania, jak również wskutek dużego oporu przy ruchu po luźnym tłuczniu. Pierwszą fazę wałowania uważa się za ukończoną, gdy walec przestaje pozostawiać widoczny ślad.

W drugiej fazie stosuje się początkowo walce o wadze średniej, a w końcu ciężkie. Ciężar walca uwarunkowany jest wytrzymałością tłucznia, gdyż nie można dopuścić do nadmiernego jego rozdrabniania. W zasadzie jednak zagęszczające oddziaływanie walca na usypaną warstwę

tluczniową nie może być mniejsze niż przysze obciążenia od kół samolotów.

W tabeli 38 podane są walce, które uważane są za odpowiednie dla zagęszczenia tłucznia o różnej wytrzymałości.

Współczesne ciężkie samoloty o dużych powierzchniach styku i znacznych naciskach jednostkowych na nawierzchnie wymagają bardzo dobrze zagęszczenia warstwy tłuczniowej. Pośrednio wypływa stąd dążenie do stosowania bardziej wytrzymałych materiałów kamiennych dla tłuczniowych nawierzchni i podłoży, aby mieć możliwość walowania ich ciężkimi walami o wadze 12—15 ton. Należy jednak uwzględnić, że spistość warstwy tłuczniowej, a zatem i odporność jej na obciążenia miejscowe od kół samolotów zależy nie tylko od wagi walca, którym wykonuje się walowanie, lecz także od zdolności cementacyjnej tłucznia.

Dlatego nie należy bezwzględnie dążyć do stosowania tłucznia o wysokiej wytrzymałości kosztem zmniejszenia jego zdolności cementacyjnych. Warstwy tłuczniowe z mniej wytrzymałego kamienia, uwalowane lżejszymi walcami, mogą w szeregu przypadków okazać się bardziej odporne ze względu na dobrą zdolność cementacyjną tłucznia.

Przy doborze walców należy również mieć na uwadze nośność warstwy podsypanki. Nie można walcować ciężkimi walcami stosunkowo cienkiej warstwy, usypanej na podłożu piaszczystym, szczególnie drobniopiaszczystym itp. Niedopuszczalne jest także walowanie ciężkimi walcami przy zbyt wilgotnym podłożu, np. po deszczu.

Szybkość posuwania się walców w drugiej fazie — 1,5—2 km/godz. Walowanie w drugiej fazie musi być koniecznie połączone z polewaniem wodą. Przez zwilżenie powierzchni ziaren tłucznia zmniejsza się tarcie wewnętrzne w rozścielonej warstwie i stwarzają się przez to warunki do lepszego zaklinowania się tłucznia. Oprócz tego powstający przy walowaniu miął kamienny stwarza z wodą substancje cementujące warstwę tłuczniową. Przy końcu drugiej fazy walowania następuje widoczne kruszenie się krawędzi ziaren tłucznia. Oznaką zakończenia drugiej fazy walowania jest zanikanie śladów od kół walca, ustabilizowanie się ziaren tłucznia, zanik fali przed kołem oraz dostateczna wytrzymałość warstwy. Wytrzymałość może być sprawdzona w następujący sposób: rzucony przed bębniem walca kawałek tłucznia wielkości ca 4 cm z tego samego materiału, z którego wykonuje się warstwę tłuczniową, nie wgniata się w nią, lecz rozkrusza się. Niezbędna jest staranna obserwacja stanu walowanej warstwy i niezwłoczne zaprzestanie walowania po osiągnięciużądanego wyniku. Nadmierna ilość przejść walca, powodująca wzmożone kruszenie się tłucznia, stwarza tak zwane „przewalowanie”, tłuczeń zaokrągla się i war-

stwa tłuczniowa traci na stateczności. Przewalowany tłuczeń powinien być usunięty i zastąpiony świeżym.

Trzecia faza rozpoczyna się od rozsypania po nawierzchni klinca. Kliniec wmiata się do pustych przestrzeni za pomocą szczotek i miotel. Ilość klinca powinna być dostateczna dla zapelnienia przestrzeni pomiędzy grubszymi ziarnami tłucznia, lecz w żadnym razie kliniec nie powinien stanowić samodzielnej warstwy. Rozsypywanie klinca nie powinno powodować przerwy w walowaniu. Należy stosować do walowania najcięższe walce, dopuszczalne dla danego tłucznia. Dla zapewnienia lepszego zaklinowania nawierzchnię polewa się wodą. Szybkość poruszania się walców w tej fazie może dochodzić do 2,5 km/godz.

Po zawałowaniu klinca przystępuje się do mialowania — rozsypuje się i w ten sam sposób wmiata się do przestrzeni pustych miął kamienny. Walowanie po wprowadzeniu miálu kamiennego powinno odbywać się również z polewaniem wodą.

Na tym kończy się budowa nawierzchni. W przypadku stosowania bardzo twardego tłucznia, gdy cementowanie, pomimo rozdrobnienia poszczególnych ziaren tłucznia, nie jest wystarczające i nawierzchnia pozostaje bardzo porowata, może się stać konieczne przed zakończeniem walowania rozsypanie niewielkiej ilości odsianego miálu kamiennego (poniżej 5 mm).

Jeżeli nawierzchnię lub podłoże wykonuje się jako dwuwarstwowe, dolną warstwę waluje się bez klinca i miálu kamiennego. Również bez miálu kamiennego, a w niektórych przypadkach i bez klinca, wykonuje się walowanie tłucznia, jeżeli jego warstwa ma być podłożem dla nawierzchni ulepszonej — tłuczniowej czarnej, asfaltobitumicznej itp. Przez to, po pierwsze, zaoszczędza się drobny tłuczeń, po drugie, zapewnia się lepsze połączenie nawierzchni z podłożem tłuczniowym.

Walowanie rozścielonej warstwy tłuczniowej powinno być prowadzone ściśle według określonego schematu we wszystkich trzech fazach.

Pierwsze przejście walca wykonuje się wzdłuż brzegów pasa z przekryciem poprzedniego śladu na szerokości równej około połowie szerokości tylnego koła lub posuwając się wzdłuż oporu tymczasowego. Z zasady walec porusza się wzdłuż jednego brzegu pasa, a powraca wzdłuż drugiego brzegu. Po wykonaniu w ten sposób 3—4 przejść i uzyskaniu dostatecznie zagęszczonej „ramki” na skrajach pasa, zapobiegającej rozpełzaniu się tłucznia na boki, walec przesuwa się bliżej ku środkowi walowanego pasa, przekrywa zagęszczoną już warstwę na szerokości 25—30 cm (rys. 112), gdzie wykonuje również 3—4 przejścia. W ten sposób postępuje praca walca dołąd, dopóki cała szerokość pasa nie zostanie podwalowana. Następnie walec przesuwa się ponownie do brzegu pasa i walowanie postępuje w tejże kolejności aż do osiągnięcia wymaganej ilości przejść.

Ilość przejść walca po jednym śladzie dla danego zagęszczenia nawierzchni tłuczniowej zależy od wytrzymałości tłucznia, jego zdolności cementowania się, grubości usypanej warstwy, ciężaru walców itp. i waha się w dość znacznych granicach.

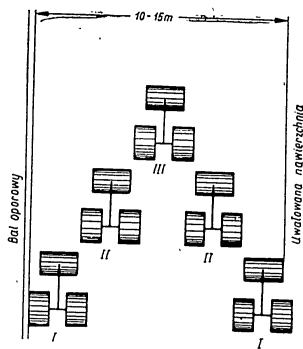
Orientacyjnie dla zagęszczenia tłucznia ze skal twardych potrzeba 60—70 przejść w każdym miejscu i 40—50 przejść przy stosunkowo miękkich skalach. Przy zagęszczeniu warstwy dolnej lub podłoża, gdzie częściowo lub całkowicie odpada trzecia faza walowania, praca walców skraca się mniej więcej o 30%.

Ilość przejść walca można w przybliżeniu rozdzielić na poszczególne fazy w sposób następujący. W pierwszej fazie konieczne jest ca 7 przejść w każdym miejscu przy tłuczniu miękkim, natomiast 8—15 przejść przy

Tabela 38

Wytrzymałość kamienia na ściskanie w kg/cm ²	300—600	600—1 000	1 000—2 000	ponad 2 000
Skaly typowe	wapienio, piaszkowce	wapienio twarde, piaszkowce gruboziarniste, granity	granit drobnoziarnisty, syenit, dioryt	dioryty, diabazy, gąbro
Nacisk jednostkowy w kg/cm. b. koła walca	60—70	70—80	80—100	100—125
Waga walca, ton	6—8	8—10	10—12	15

twardym. W drugiej fazie niezbędne jest 20—25 przejazdów w każdym miejscu i w trzeciej — ca 15—20 przejazdów. Stosownie do wskazanego podziału ilości przejazdów dobiera się dla każdej fazy odpowiednie zespoły walców. Przy wałowaniu tłucznia z twardych skał, zespół powinien składać się z 1 lekkiego, 2 średnich i 1—2 ciężkich walców; przy stosunkowo słabym tłuczniu — 1 lekkiego i 2—3 walców o wadze średniej.



Rys. 112. Schemat wałowania nawierzchni tłuczniowej

W procesie wałowania, szczególnie w jego początkowym okresie, kiedy zachodzą znaczne przesunięcia tłucznia, konieczne jest obserwowanie stanu powierzchni warstwy tłuczniowej, niezwłoczne podsypanie powstających wklęsłości, ścinanie wypukłości itp. Do tego celu należy posiadać na budowie kilku wykwalifikowanych robotników i pewien zapas tłuczni.

Polewanie wodą przy wałowaniu wykonuje się z prowizorycznego wodociągu ułożonego wzdłuż wykonywanej nawierzchni lub za pomocą cystern samochodowych. Warstwa tłuczniowa powinna być wilgotna, lecz nie należy używać nadmiernej ilości wody, gdyż spowoduje to przewilgocenie podłoża i zmycie tworzącej się przy wałowaniu substancji cementującej. Zużycie wody zależy od grubości wałowanej warstwy, gatunku kamienia, wagi walców i pogody. Orientacyjnie dla wszystkich warstw wałowania potrzeba od 20 do 50 l wody na 1 m².

Wałowany odcinek powinien mieć dostateczną długość, aby nie trzeba było często zmieniać kierunku ruchu walców, co związane jest z niepotrzebną stratą czasu; oprócz tego na końcach odcinka powstają znaczne nierówności, które trzeba naprawiać ręcznie. Jednak zbyt długie odcinki też nie są pożądane, ponieważ ma miejsce wówczas nadmierne zużycie wody do polewania. Pożądane jest, żeby długość odcinka odpowiadała dziennej wydajności zespołu walców.

Niekiedy przy wałowaniu tworzą się pod kołem walca znaczne fale, które nie maleją przy postępie wałowania. W początkowej fazie może to mieć miejsce wskutek nadmiernego ciężaru walca lub zbyt dużej szybkości jego poruszania się. O ile zmniejszenie szybkości do możliwego minimum nie pomaga, trzeba przejść na walec lżejszy. W następnych fazach fale mogą powstawać wskutek nadmiernej wilgotności podłoża, szczególnie przy gruntach pyłowych i gliniasto-piaszczystych. W takich przypadkach należy wałowanie natychmiast przerwać i poczekać na wyschnięcie podłoża.

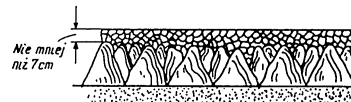
Poza tym powstawanie fal może mieć miejsce wskutek niedostatecznej zdolności cementowania się tłuczni. Jeżeli nie ma możliwości użycia innego tłuczni o większej zdolności cementowania, trzeba wprowadzić do usypanej warstwy niewielką ilość gruntu gliniastego. Grunt gliniasty wprowadza się w postaci roztworu przy polewaniu warstwy. Należy jednak pamiętać o tym, że obecność w warstwie tłuczniowej gliny znacznie zmniejsza jej zdolność nośną w okresach wiosennym i jesiennym; dlatego środek ten należy stosować w ostateczności i przeważnie przy wykonywaniu podłoża dla nawierzchni wodoszczelnych.

Przy układaniu warstwy tłuczniowej na podłożu piaszczystym, może się zdarzyć, że przy wałowaniu tłuczeń miesza się z piaskiem. Możliwość taka przeważnie zachodzi przy płaskich drobnych. Zmieszany z piaskiem tłuczeń należy usunąć, przesiał w tym celu, aby oddzielić piasek, a przed ponownym ułożeniem w nawierzchni przykryć powierzchnię podłoża piaszczystego cienką warstwą słomy itp.

Uwalnianie nawierzchni tłuczniowej powinna być równa i gładka. Szczelina pod trzymetrową łatą nie powinna przekraczać 1,5 cm. Nawierzchnia powinna stanowić monolit, a sprawdza się to w sposób następujący: do przebitego w nawierzchni otworu wprowadza się drąg; przy podważaniu drągiem część nawierzchni w promieniu 0,6—1 m powinna się wzniesić nie rozpadając się.

NAWIERZCHNIA TŁUCZNIOWA NA PODŁOŻU KAMIENNYM

Dolną warstwę nawierzchni zabrukowuje się kamieniem o kształcie zbliżonym do ostrosłupa lub stożka. Na takim podłożu wykonuje się nawierzchnię tłuczniową (rys. 113).



Rys. 113. Nawierzchnia tłuczniowa na podłożu kamiennym

Przy wykonywaniu nawierzchni tłuczniowej na podłożu kamiennym zapotrzebowanie tłuczni jest mniejsze; część jego zastąpiona jest przez kamień łupany. W ten sposób zmniejsza się ilość robót przy kruszeniu kamienia. Oprócz tego na podłożu może być użyty kamień gatunkowo gorszy niż do wyrobienia tłuczni, nawet może być zwietrzały itp. Wykonywanie podłoża kamiennego wymaga jednak dużej ilości robocizny ręcznej, a mianowicie: na łupanie kamienia i na brukowanie. Dlatego przy możli-

wości zmechanizowania procesu przygotowania tłuczni i przy posiadaniu odpowiedniego kamienia wskazane jest zaniechać wykonywania podłoża kamiennego.

Wysokość kamieni w podłożu nie powinna być mniejsza od 12 cm; największa wysokość zależy od grubości wykonywanej nawierzchni, z tym jednak zastrzeżeniem, aby grubość warstwy tłuczniowej ponad górnymi końcami kamieni wynosiła nie mniej niż 7 cm (rys. 113).

Kamienie powinny mieć płaską podstawę o powierzchni w miarę możliwości nie mniejszej niż 100 cm². Niedopuszczalne jest użycie do brukowania kamieni o małej płaszczyźnie podstawy; takie kamienie będą pod obciążeniem łatwo zagłębiać się w warstwie podsypki. Nie należy stosować kamieni płaskich, które nie zapewniają dostatecznego powiązania wyżej położonej warstwy tłuczniowej z podłożem, oraz kamieni pochyłych jako mało statecznych.

Do łupania kamienia używa się specjalnych młotów z jednym końcem klinowym. Wstępne płytowanie kamienia wykonuje się młotami o ciężarze 7—10 kg, ostateczne wykończenie — młotami lżejszymi, 3—6 kg.

Podłoże z kamieni wykonuje się zasadniczo na warstwie piaskowej podsypki. Kamienie ustawia się ręcznie możliwie szczelnie jeden przy drugim, lecz bez pograżania ich w piasku. Prace prowadzi się w taki sposób, aby brukowanie brzegów pasa wyprzedzało nieco brukowanie środka; zapewnia to otrzymanie bardziej szczelnego bruku. Kamienie należy dobierać tak, aby różnica wysokości dwóch sąsiednich kamieni w żadnym razie nie przekraczała 2 cm.

Zarówno w kierunku podłużnym jak i poprzecznym powinno być zapewnione powiązanie szwów. Kamienie w kształcie wydłużonym należy ustawiać w planie dłuższą stroną w poprzek pasa. Należy ściśle przestrzegać pionowego ustawienia kamieni, ponieważ w przeciwnym razie kamienie będą mało stateczne.

Po zakończeniu brukowania podłoże zaklinowuje się odłamkami kamiennymi. Odłamki kamienia wkłada się ostrym końcem w odstępy między kamieniami i z lekka pobija się młotkiem, nie naruszając przy tym położenia kamieni. Zaklinowane szczeliny nie powinny być zaklinowane na całej wysokości. Pożądane jest, aby ostrza kamieni wystawały na 2—3 cm dla lepszego powiązania warstwy tłuczniowej z podłożem. Po zakończeniu zaklinowania podłoże kamienne powinno stanowić monolit; niedopuszczalne jest również to, aby poszczególne kamienie można było wyciągnąć ręką.

Po zaklinowaniu na powierzchni podłoża, rozścielamy gruby tłuczeń na projektowaną grubość nawierzchni z zapasem na zagęszczenie. Dalsze prace prowadzone są analogicznie, jak przy budowie nawierzchni tłuczniowej.

Ubijanie, wałowanie, jak również ruch środków transportowych na podłożu kamiennym przed rozścieleniem tłuczni należy całkowicie wykluczyć. W początkowym okresie tłuczeń wałuje się wyłącznie walcami lekkimi o wadze 5—6 ton.

NAWIERZCHNIE TŁUCZNIOWE CEMENTOWANE

Wprowadzenie do nawierzchni tłuczniowej cementu ma na celu zwiększenie spoiwości nawierzchni i polepszenie przez to jej właściwości użytkowych. Nawierzchnie tłuczniowe cementowane w mniejszym stopniu ulegają zużyciu, wytwarzają mniej kurzu niż tłuczniowe, są równiejsze i wymagają mniejszych wydatków na utrzymanie i remont.

Od nawierzchni betonowych różnią się prostotą wykonania, ponieważ nie jest tu wymagane specjalne mieszanie betonu, ściśle dozowanie składników itp., znacznie mniejszym zużyciem cementu, a najważniejsze — możliwością użycia cementu gatunkowo gorszego, rzędu marki „200” i wyżej.

Ujemną cechą nawierzchni tłuczniowych cementowanych jest ich duża sztywność i pod tym względem znacznie ustępują one nawierzchniom utrwalonym materiałami wiążącymi organicznymi.

Nawierzchnie tłuczniowe cementowane mogą mieć zastosowanie w miejscowościach odległych od miejsc wytwarzania materiałów wiążących organicznych, gdzie cement jest materiałem miejscowym. Szczególnie celowe jest wprowadzenie cementu w przypadkach, gdy materiał kamienny, z którego wykonuje się nawierzchnię tłuczniową, nie posiada wymaganej zdolności cementowania.

Przy budowie nawierzchni tłuczniowych cementowanych cement wprowadza się zwykle tylko do górnej warstwy nawierzchni na grubość 8—12 cm. Używa się zaprawy cementowej w odpowiednim stosunku cementu do piasku 1:2,5—1:3 i wskaźniku wodno-cementowym zwykle 0,7—0,8. Ilość zaprawy wynosi 30—35% objętości cementowanej części nawierzchni. Zużycie cementu przy tym — 150—200 kg na 1 m² nawierzchni, czyli prawie o 50% mniej niż przy nawierzchni betonowej.

Istnieje kilka sposobów wprowadzenia cementu do nawierzchni tłuczniowej.

1. Suchą zaprawę rozściela się na powierzchni jezdni na początku trzeciej fazy wałowania; następnie nawierzchnie polewa się wodą i wałuje jak zwykle z dodaniem kłińca i miálu.

2. Suchą zaprawę rozściela się przed ułożeniem warstwy tłuczni. Przy wałowaniu z polewaniem zaprawa podnosi się do góry.

3. Tłuczeń układa się dwiema warstwami. Warstwę dolną lekko zagęszcza się walcem i rozściela się na niej zaprawę suchą lub wilgotną. Następnie układa się górną warstwę tłuczni i wałuje się jak zwykle. Zaprawa cementowa nasycza warstwę dolną i podnosi się do góry, przenika do warstwy górnej. Sposób ten stosuje się zwykle przy grubości warstwy cementowanej 10—12 cm.

Jeżeli do nawierzchni wprowadza się zaprawę suchą, to ilość wody do polewania określa się w założeniu stosunku wodno-cementowego ca 1, wiedząc, że część wody zużyje się na nawilgoenie tłuczni i wyparuje.

Wybór rodzaju zaprawy — suchej czy wilgotnej — zależy od warunków organizacji robót. Wałowanie nawierzchni powinno być zakończone w ciągu dwóch, najwyżej trzech godzin po dodaniu do zaprawy wody. Wychodząc z tego założenia, ustala się długość roboczego odcinka oraz sposób wykonania robót. Stosowanie zaprawy wilgotnej jest bardziej wskazane ze względu na łatwiejsze wypełnienie szczelin między ziarnami tłuczni. Po ukazaniu się zaprawy na powierzchni jezdni, wałowanie należy uważać za zakończone. Gotową nawierzchnię zasypuje się piaskiem i dla zapewnienia lepszego twardnienia cementu utrzymuje się w stanie wilgotnym w ciągu nie mniej niż 10 dni.

Oddanie nawierzchni do normalnego ruchu może nastąpić po ca 15 dniach po jej wykonaniu.

Jeżeli przy wykonywaniu robót w strefach o klimacie surowym, spodziewamy się w zimie powstawania pęknięć temperaturowych, należy pozostawiać w nawierzchni szczeliny co każde 5—8 m. W tym celu przy usypywaniu tłuczni ustawia się na kant drewnianełaty o grubości

1,5—2 cm. Po zakończeniu walowaniałaty usuwa się, a powstałe szczeliny wypełnia mieszaniną bitumu z mączką mineralną lub drobnym piaskiem w ten sam sposób co przy wykonywaniu nawierzchni betonowych. Jest bardzo wskazane, aby wykonaną nawierzchnię połączyć rzadkim bitumem lub smolą w ilości 1—1,5 kg/m², z posypaniem odsianym miałem kamiennym. Szwarcza się w ten sposób cienki dywanik, jak przy jednokrotnym bitumowaniu powierzchniowym. Przy wykonaniu dywanika szczelin temperaturowych można zaniechać.

NAWIERZCHNIE ZE SZTUCZNEGO KAMIENIA

Do budowy tego rodzaju nawierzchni może być zastosowany zarówno kamień naturalny, obrobiony w kształcie równoległościanu na kostkę kamienną, jak i specjalnie wykonane sztuczne kostki żuźlowe itp.

Klinkier otrzymuje się przez wypalanie do spieknięcia cegły o prawidłowym kształcie, uformowanej ze specjalnych glin. Kostkę żuźlową wyrabia się ze stopionych żużli, które odlewa się w formach. Po ostygnięciu otrzymuje się ściśle i trwale kostki o prawidłowym kształcie.

Ułożone na trwałym podłożu żwirowym, tłuczniowym lub betonowym nawierzchnie z kamieni sztucznych odznaczają się równą powierzchnią, nie kurzą, praktycznie prawie się nie zużywają, są całkowicie ognioodporne i wystarczająco kwasoodporne. Kosztowne jest jednak wytworzenie kamieni zarówno naturalnych, jak i sztucznych, a tym bardziej przewóz ich na dalsze odległości. Prace przy budowie nawierzchni z kamieni sztucznych nie mogą być zmechanizowane i wymagają dużej ilości wykwalifikowanej siły roboczej. Dlatego nawierzchnie te mają ograniczone zastosowanie. W zasadzie stosuje się je do wykonania odcinków startu i miejsc postoju, poszerzenia DS, brukowania ścieków otwartych, jak również przy reperacji uszkodzeń w nawierzchniach innych typów, na przykład asfaltobetonowych, betonowych itp.

Kostka wyrabia się z kamienia trwałego, mrozoodpornego — diabazu, bazyli, drobnoziarnistych granitów, gnejsu, wapieni krzemionkowych, kwarcytów i innych.

Kamień powinien mieć wytrzymałość na ściskanie ok. 1 000 kg/cm² i ścieralność w bębnie nie przekraczającą 4% dla skał pochodzenia wulkanicznego i 5% dla skał osadowych. Na mniej ważnych odcinkach nawierzchni może być użyty kamień o wytrzymałości na ściskanie ponad 600 kg/cm² i o ścieralności w bębnie nie przekraczającej 6% dla skał wulkanicznych i do 8% — dla osadowych. Kamień powinien być mrozoodporny.

Dla uzyskania kostki drogowej łupie się skalę na brusy, które następnie obrabia się przez ociosanie z grubszą dla otrzymania kostek o możliwie jednakowych wymiarach wysokości i szerokości. Najbardziej odpowiednie wymiary kostki kamiennej używanej do nawierzchni lotniskowych: szerokość 12—15 cm, długość 15—30 cm i wysokość 9—11 cm.

Strona licowa (górna) kostki powinna posiadać równą powierzchnię w kształcie foremnego prostokąta. Płaszczyzny górna i dolna powinny być do siebie równoległe. Kostka powinna być nieco zbieżna ku dołowi.

Klinkier drogowy ma kształt prawidłowej cegły 22 x 11 x 6,5 lub 22 x 11 x 7,5 cm. Odchylenia w wymiarach nie powinny przekraczać: na długości 5 mm, na szerokości 3 mm, na grubości 2 mm. Pod względem właściwości fizyczno-mechanicznych klinkier powinien czynić zadość następującym wymaganiom: wytrzymałość na ściskanie, w stanie suchym lub

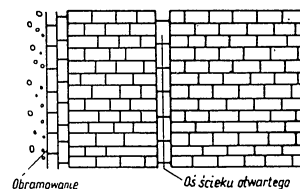
po nasyceniu wodą, nie mniej niż 1 000 kg/cm²; nasiąkliwość wagowo nie większa niż 2%; przy 15-krotnym zamrażaniu do — 15°C nie powinny powstać widoczne uszkodzenia.

Klinkier powinien być równomiernie wypalony, powierzchnia przelomu powinna wykazać jednolitą, ściśle stopioną masę, bez przewartwień, pęknięć i próżni, przy uderzeniu młotkiem klinkier powinien wydawać czysty, metaliczny dźwięk.

Powierzchnia cegieł powinna być równa. Wykrzywienia płaszczyzn i krawędzi w kształcie wklęsłości i wypukłości w poszczególnych miejscach nie mogą przewyższać 6 mm, a ilość cegieł posiadających takie braki nie może przekraczać 5% całej ilości. Włoskowate pęknięcia dopuszczalne są tylko na jednej z powierzchni cegły, z tym że długość ich nie powinna przekraczać 30 mm, a głębokość — 3 mm.

Kostka wyprodukowana z żużli kruszczowych powinna być dostatecznie trwała i odporna na wpływy atmosferyczne. W stanie suchym i po zbadaniu na mrozoodporność wytrzymałość na ściskanie nie może być niższa od 1 000 kg/cm². Przełom powinien być ściśły i jednolity. Nasiąkliwość nie może przekraczać 3%. Ciężar objętościowy — nie mniej 2,5. Kostkę żuźlową produkuje się zwykle w tych samych wymiarach co i kostkę z kamienia naturalnego. Wymagania odnośnie prawidłowości powierzchni kostek są te same co i dla klinkieru.

Wykonywanie robót. Nawierzchnie z klinkieru i kostki układają się na trwałym i równym podłożu, zwykle ze żwiru lub tłucznia, a w poszczególnych przypadkach — z betonu. Jeżeli nawierzchnia żwirowa lub tłuczniowa, która ma być wykorzystana jako podłoże, była już użytkowana, należy ją wówczas starannie wyrównać lub zerwać do głębokości spotykanych wklęsłości. Należy następnie splantować spulchniony materiał za pomocą równiarki i zagęścić na makro ciężkimi walcami.



Rys. 114. Układanie bruku na ściekach otwartych

Na wyrównanym i zagęszczonym podłożu kamiennym rozścielamy warstwę piasku o grubości 3—4 cm w stanie spulchnionym. Ta pośrednia warstwa piasku ma za zadanie, po pierwsze, zapewnić stateczność położenia każdej kostki lub cegły przez oparcie jej całą płaszczyzną podstawy na niższej położonym podłożu, a po drugie umożliwia użycie do bruku kostek różniących się nieco wysokością (o 1—2 cm), co jest bardzo ważne ze względu na niemożność uzyskania ściśle jednakowych wymiarów, szczególnie przy wykonywaniu kostek z kamienia naturalnego.

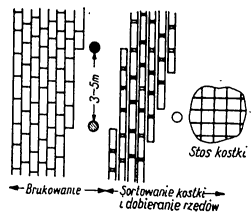
Kostki kamienne układa się rzędami prostopadłymi do osi DS zasadniczo na całą jej szerokość. Ścieki otwarte brukuje się wzdłuż, jak to wskazuje rysunek 114. Zazwyczaj jeden lub dwa rzędy podłużne układa się również zamiast krawężników na brzegach DS i DM, wzdłuż ścieków krytych, dokoła studzienek itd.

Przed brukowaniem kostkę przywiezioną na miejsce układania sortuje się wg wymiarów i przeznaczenia jej na poszczególne rzędy. Szerokość kostek w każdym rzędzie nie powinna różnić się od siebie więcej niż o 1 cm. Różnice wysokości kostek nie powinny przewyższać 1,5 cm. Specjalny zespół robotników sortuje kostki za pomocą szablonów i miarek.

Kostkę o wymiarach nie odpowiadających podanym warunkom, jak również nieodpowiednią swym kształtem lub jakością usuwa się z DS i wykorzystuje do robót drugorzędnych albo o ile to jest możliwe, poddaje się dodatkowej obróbce. Po dobruaniu w ten sposób kostki dla kilkunastu rzędów przystępuje się do układki bruku.

Na początku DS brukarz za pomocą łąty wyrównuje warstwę piasku i ustawia wzdłuż naciągniętego na kółkach sznura (rys. 115) rząd bruku z kamieni, które pobiera z uprzednio dobranego rzędu. Młotkiem o spłaszczonym w kształcie łopatkę jednym końcem brukarz wyrównuje przed ustawieniem kamienia powierzchnię piasku, starając się, aby każdy kamień stał mocno i aby uzyskać równą powierzchnię jezdni. W razie potrzeby poszczególne kamienie osadza się kilkoma uderzeniami młotka; natomiast pod kamienie niskie podsypuje się piasek. Szerokość szczelin między kamieniami w rzędzie i między rzędami nie powinna przekraczać 1 cm. Sąsiednie rzędy powinny być przewiązane nie mniej niż na jedną trzecią długości kostki.

Dla sprawdzania podczas brukowania równości rzędów w poprzek DS naciąga się nie rzadziej niż co każde 5 m sznury. Równość powierzchni w kierunku poprzecznym i podłużnym stale sprawdza się za pomocą łąty.



Rys. 115. Układanie bruku z kostki

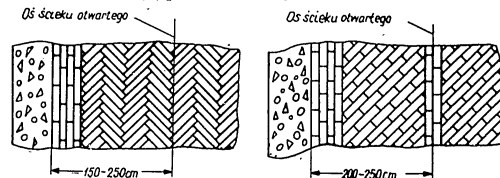
Równocześnie układa się bruk na całej szerokości nawierzchni od jednego ścieku do drugiego. Prace prowadzi się jednocześnie w kilku rzędach, kilkoma zespołami, wyprzedzającymi jeden drugiego. Każdy brukarz pracuje na odcinku o szerokości 3—5 m (rys. 115). Po ułożeniu kostki nawierzchnie zagęszcza się przez walcowanie lub ubijanie ręcznymi ubijakami. Walcować należy początkowo walcami lekkimi — 4—5 przejazdów, a następnie ciężkimi — 2—3 przejazdów w każdym miejscu. Wałuje się od

brzegów DS ku środkowi. Przy suchej pogodzie nawierzchnię należy zlać wodą w ilości ca 10 l na 1 m².

Po uwalowaniu sprawdza się równość powierzchni i zgodność z rzędnymi projektowanymi. Prześwit pod trzymetrową łątą nie powinien przekraczać 10 mm. W miejscach gdzie stwierdzi się osiadanie, fale itp., bruk przekłada się. Sprawdza się szczelność bruku, którą uważa się za dostateczną, jeżeli po rozbraniu około 1 m² nawierzchni i ponownym szczególnie starannym zabrukowaniu brak kostki nie przekroczy 3%.

Po zagęszczeniu nawierzchni, sprawdzeniu jej równości oraz jakości wykonania bruku przystępuje się do wypełniania szczelin między kostkami. Szczeliny mogą być wypełnione zaprawą cementową lub mieszaniną bitumu z mineralnym wypełniaczem. Zaprawa cementowa jest bardziej wskazana, ponieważ zapewnia ognioodporność nawierzchni. Jednak stosowanie zaprawy cementowej powoduje znaczną sztywność nawierzchni, oprócz tego bardzo utrudnia ewentualną jej rozbiórkę i przebrukowanie. Dlatego w przypadkach, gdy wymagania ognioodporności nie obowiązują, oraz w miejscach, gdzie można spodziewać się osiadania nawierzchni, jej rozbiórkę (na przykład ponad urządzeniami podziemnymi) itp., celowe jest wypełnienie szczelin mieszaniną bitumu z wypełniaczem.

Zaprawę cementową do wypełniania szczelin stosujemy o stosunku 1:2—1:3. Uprzednio nawierzchnię zlewa się wodą w ilości 10—15 l/m². Wypełnienie szczelin zaprawą wykonuje się w dwóch fazach: część dolną szczeliny wypełnia się zaprawą rzadką, o konsystencji umożliwiającej łatwe przenikanie na całkowitą głębokość szczeliny, następnie rozciela się zaprawę gęstszą, o konsystencji śmietany, którą wprowadza się do szczelin za pomocą szczotek lub gumowych grabek. Po wypełnieniu szczelin zaprawą cementową, nawierzchnię posypuje się warstwą piasku grubości 2—3 cm, którą utrzymuje się w stanie wilgotnym przez ca 5 dni. Następnie polewanie przerywa się i po upływie 10—12 dni, kiedy zaprawa cementowa stwardnieje, piasek usuwa się z nawierzchni.



Rys. 116. Układanie bruku z klinkiera w „jodełkę” i rzędami skośnymi

Wypełnienie szczelin bitumem wykonuje się w ten sam sposób co przy budowie nawierzchni betonowych. Do wypełniania szczelin stosuje się mieszaninę sporządzoną z bitumu marki II lub III i mineralnego wypełniacza w postaci mączki wapiennej, drobnego piasku pyłowego i in., zmieszanych w stosunku ca 1:1. Mieszaninę w stanie rozgrzanym do 140—160°C wlewa się do szczelin za pomocą polewaczek o wąskich wylotach, specjalnych lejów lub pod ciśnieniem za pomocą gumowych węży.

Bruk klinkierowy może być układany, podobnie jak bruk z kostki — rzędami poprzecznymi, w „jodełkę”, lub też rzędami skośnymi. Ostatnie

sposoby są bardziej skomplikowane, ponieważ wymagają przycinania klinkieru na brzegach drogi i przy ścieżkach, lecz przy ściśle znormalizowanych wymiarach cegły dają nawierzchnię bardziej wygodną dla ruchu. Warstwę podsypki piaskowej przed ułożeniem klinkieru starannie planuje się zgodnie z rzędnymi projektowanymi i należyście zagęszcza na wilgotno. Ponieważ wymiary klinkieru są znormalizowane, to wstępny dobór rzędów, jak przy bruku z kostki, jest zbędny. Cegły układa się na kant na wyrównanej warstwie piasku bez przygotowywania miejsca dla poszczególnych cegieł.

Przy brukowaniu rzędami, dla zachowania ich równości, pierwsze rzędy ustawia się ściśle według sznura. Przewiązanie szczelin w sąsiednich rzędach powinno być nie mniejsze niż na 1/3 cegły.

Przy układaniu cegły w „jodełkę”, sznury naciąga się wzdłuż schodkowej szczeliny.

Aby nie niszczyć splantowanej i zagęszczonej warstwy podsypki, brukarz pracuje z uprzednio wykonanej nawierzchni; na nawierzchnie również podawany jest klinkier, który składa się przy jej brzegu.

Cegły układa się możliwie ściśle. Szczeliny nie powinny przekraczać 5 mm. Równość powierzchni sprawdza się łata długości 3 m, pod którą przeświet nie powinien przekraczać 5 mm. Poszczególne zbyt niskie lub zbyt wysokie cegły usuwa się z nawierzchni za pomocą specjalnych chwytaków i zastępuje się innymi.

Wzdłuż ścieków i na brzegach DS układa się 2—4 podłużne rzędy klinkieru.

Po ukończeniu układania bruku nawierzchnię waluje się lekkimi walcami motorowymi. Wałowanie wykonuje się od brzegów ku środkowi DS, a następnie pod kątem 45° do osi. Ilość przejeżdż — 10—12 w każdym miejscu. Przy suchej pogodzie nawierzchnię przed wałowaniem zlewa się wodą.

W miejscach gdzie wałowanie nie jest możliwe, nawierzchnię zagęszcza się ubijakami ręcznymi o wadze 25—35 kg i o średnicy podstawy 20—25 cm.

Po zagęszczeniu jeszcze raz sprawdza się równość powierzchni jezdni, a w razie potrzeby niektóre miejsca przebrukuje się, uszkodzone lub rozluźnane cegły zamienia się. Następnie wypełnia się szczeliny zaprawą cementową lub materiałami bitumicznymi w ten sam sposób co przy nawierzchni z kostki.

Rozdział XV

OGÓLNY OPIS NAWIERZCHNI UTRWALANYCH Z ZASTOSOWANIEM MATERIAŁÓW WIĄZĄCYCH ORGANICZNYCH I OMÓWIENIE WŁAŚCIWOŚCI TYCH MATERIAŁÓW

SPOSÓBY BUDOWY NAWIERZCHNI UTRWALANYCH Z ZASTOSOWANIEM MATERIAŁÓW WIĄZĄCYCH ORGANICZNYCH

Nawierzchnie utrwalane przy użyciu materiałów wiążących pochodzenia organicznego odznaczają się dostatecznie dużą wytrzymałością i spistością przez cały rok, nie przepuszczają wody, nie powodują kurzu, są równe i jednocześnie dostatecznie elastyczne. Właściwości tych nawierzchni odpowiadają zasadniczym wymaganiom stawianym sztucznym nawierzchniom lotniskowym i dlatego nawierzchnie te zaliczane są do nawierzchni ulepszonych.

Sposoby wykonywania nawierzchni utrwalanych materiałami wiążącymi organicznymi są różne. Zasadniczymi sposobami są:

1. Bitumowanie powierzchniowe.
2. Bitumowanie wgłębne.
3. Otaczanie materiału, które z kolei dzieli się na:
 - a) otaczanie na miejscu;
 - b) otaczanie w wytwórniach.

Przy bitumowaniu powierzchniowym materiał rozlewa się na powierzchni jakiegokolwiek kamiennej nawierzchni i łącznie z rozsypanym z wierzchu drobnym materiałem kamiennym tworzy stosunkowo cienki (1,5—2,5 cm) dywanik, chroniący nawierzchnię z kamienia od zużycia, zbytniego nawilgocenia wodą powierzchniową itd. Bitumowanie powierzchniowe może być stosowane tylko na dostatecznie trwałych, dobrze zleżalych nawierzchniach z kamienia i przy względnie lekkich warunkach pracy nawierzchni (przeważnie lekkie samoloty, mało intensywne użytkowanie lotniska). Stosunkowo cienki dywanik w innych warunkach może być szybko zniszczony, będzie wymagał ciągłego remontu i częstego wznawiania.

Przy bitumowaniu wgłębny materiał wiążący rozlewa się na powierzchni porowatej warstwy kamienia i przesiąka do wnętrza jej na głębokość do 8 cm i więcej. Tworzy się dostatecznie grubą warstwę bitumiczno-kamienną, która jest odpowiednio odporna na wpływy kół samolotów. Bitumowanie wgłębne można wykonać tylko przy użyciu materiałów nadających się do utworzenia odpowiednio trwałej warstwy o strukturze dostatecznie porowatej; dlatego bitumowanie wgłębne stosuje się

z zasady przy nawierzchniach wykonywanych ze stosunkowo trwałego tłucznia.

Przy utrwalaniu sposobem otaczania materiał kamienny miesza się z materiałem wiążącym i na powierzchni cząstek materiału kamiennego tworzy się cienka powłoka materiału wiążącego. Nawierzchnia wykonana z utrwalonego w ten sposób materiału, posiada dość dużą spoiwość (jest praktycznie wodoszczelna) i zupełnie zadowalające właściwości użytkowe w ciągu całego roku. Z materiału kamiennego otoczonego materiałem wiążącym mogą być wykonane dywaniki o grubości od 4 do 10 cm i więcej. Sposobem otaczania mogą być utrwalane dowolne materiały kamienne: żwirowe, tłuczniowe, jak również i grunty. Mieszanie materiału kamiennego z materiałem wiążącym może być wykonywane bezpośrednio na miejscu budowy nawierzchni lub mogą być materiały mieszane uprzednio w specjalnie urządzonych wytwórniach.

MATERIAŁY WIĄZĄCE

Przy wykonywaniu nawierzchni używa się jako wiążących materiałów pochodzenia organicznego, bitumicznych i smolowych.

Materiały bitumiczne

Z materiałów tej grupy duże zastosowanie znalazły bitumy ponaftowe. Bitumy ponaftowe otrzymuje się przez głęboką destylację frakcji olejowych z ropy naftowej (bitumy oddestylowane) lub przez utlenianie (przemuchiwanie powietrzem) pozostałości po odciążeniu z ropy naftowej benzyny, nafty i lekkich olejów (bitumy „dmuchane”), lub wreszcie przez proces krekinygowy poszczególnych frakcji ropy naftowej (mazutu i innych).

W zależności od rodzaju ropy naftowej (ciężkie, smoliste lub lekkie, tak zwane półasfaltowe ropy), głębokości odciążu frakcji, okresu utleniania i innych czynników mogą być otrzymane bitumy o różnej konsystencji, posiadające różne właściwości fizyczno-mechaniczne.

Bitumy ponaftowe dzieli się na dwie duże grupy:

- a) bitumy lepkie,
- b) bitumy płynne.

Ponaftowe bitumy lepkie podzielone są na pięć marek, z których do wykonywania nawierzchni stosuje się głównie pierwsze trzy (tabela 39). Bitumy IV i V marek — najbardziej lepkie, wykorzystywane są przeważnie jako materiał izolacyjny w budownictwie wodnym, jak również w przemyśle materiałowym dekarckim, przemyśle elektrotechnicznym i innych. O ile bywają użyte do budowy nawierzchni, to dopiero po uprzednim rozcieńczeniu. Warunki techniczne dla bitumów lepkich podane są w tabeli 39 (wg GOST 1544—46).

Podstawowym wskaźnikiem klasyfikacyjnym, według którego bitumy lepkie dzieli się na marki, jest głębokość przenikania (penetracja) przy 25°C. Głębokość przenikania znormalizowanej igły w próbkę bitumu określa stopień lepkości bitumu; im większa głębokość przenikania, tym mniejszą lepkość posiada materiał.

Bardzo ważnym wskaźnikiem właściwości bitumu jest ciągliwość — zdolność bitumu przy określonej temperaturze do rozciągania się w nitkę. Stwierdzono, że bitumy o niskim wskaźniku ciągliwości pracują w nawierzchni przeważnie niezadowalająco — oznaczają się małą zdolnością

wiązania, kruchością itp. Dlatego też od bitumów, używanych do budowy nawierzchni, wymagana jest dostatecznie wysoka ciągliwość, natomiast, dla bitumów technicznych (IV i V marka) wymagania odnośnie ciągliwości są znacznie obniżone (tabela 39).

Tabela 39

Właściwości fizyczno-chemiczne	Wskaźniki wg marek				
	I	II	III	IV	V
1. Głębokość przenikania (penetracja) przy 25°C w granicach	121-200	71-120	41-70	21-40	5-20
2. Ciągliwość przy 25°C w cm, nie mniej niż	100	50	40	3	1
3. Temperatura mięknięcia wg sposobu „pierścienia i kuli” w °C nie mniej	30	40	50	70	90
4. Rozpuszczalność w dwusiarczku węgla, chloroformie, trójchloroetylenie lub benzolu w % nie mniej			99		
5. Strata na ciężarze w 163°C przez 5 godz. w % nie więcej niż			1		
6. Głębokość przenikania pozostałości (po określeniu straty na wadze) w % pierwotnej głębokości przenikania nie mniej			60		
7. Temperatura zapłonu (na przyrządzie Brenkera) w °C nie niżej	200	200	200	230	230
8. Zawartość wody po wyprodukowaniu w rafinerii, nie więcej			s i a d y		

Sklonność bitumów do rozmiękania przy wzroście temperatury (tak zwana „ciepłoodporność” bitumów) określa się w pewnym stopniu temperaturą mięknięcia, ustaloną wg sposobu „pierścienia i kuli”. Im niższa jest temperatura mięknięcia, tym prędzej przechodzi bitum w stan płynny przy wzroście temperatury. Dlatego też normowana jest minimalna temperatura mięknięcia dla bitumów poszczególnych marek (tabela 39). Normowana jest również dopuszczalna zmiana bitumu po dłuższym ogrzaniu (strata na wadze, zmniejszenie głębokości przenikania). Badanie to charakteryzuje stałość właściwości bitumu przy podgrzewaniu go podczas przygotowania do użycia, jak również w pewnym stopniu skłonność bitumu z biegiem czasu do zmiany swoich właściwości w nawierzchni (tak zwane „starzenie się” bitumu).

Rozpuszczalność w dwusiarczku węgla lub w innych rozpuszczalnikach wskazuje na brak w bitumie obcych domieszek. W bitumie nie powinna znajdować się woda w dostrzegalnej ilości, ponieważ zawilgocone bitumy wymagają dłuższego czasu dla podgrzania ich do temperatury roboczej, przy której bitumy są używane do nawierzchni.

Lepkie bitumy ponaftowe używane są przy temperaturze 160—180°C. Normowana warunkami technicznymi minimalna wielkość temperatury zapłonu określa dopuszczalność i bezpieczeństwo podgrzewania bitumów do podanych wyżej temperatur.

Płynne bitumy ponaftowe. Płynne bitumy ponaftowe odznaczają się znacznie mniejszą lepkością początkową niż bitumy lepkie, dzięki czemu mogą one być stosowane zupełnie bez podgrzania, lub o ile podgrzanie jest wymagane, to do temperatur znacznie niższych niż przy bitumach lepkich. To znacznie upraszcza i ułatwia proces technologiczny

przy wykonywaniu nawierzchni. Jednocześnie bitumy płynne zawierają w swym składzie pewną ilość lotnych frakcji, dzięki czemu po upływie określonego okresu czasu stabilizują się w nawierzchni i lepkość ich wzrasta.

W zależności od szybkości gęstnienia bitumy płynne dzielą się na trzy klasy:

1. Szybko gęstniejące.
2. Gęstniejące ze średnią szybkością.
3. Gęstniejące powoli.

Bitumy płynne pierwszych dwóch klas można otrzymać przez rozcieńczenie bitumów lepkich, zwykle o penetracji 30—50 przy 25°C (tzn. bitumów III i IV marki), stosunkowo lotnymi rozpuszczalnikami. Dla otrzymania szybko gęstniejących bitumów stosuje się w charakterze rozpuszczalnika benzynowo-ligroinowe frakcje; dla otrzymania bitumów gęstniejących ze średnią szybkością — frakcje naftowe. Wolno gęstniejące bitumy płynne mogą być zarówno pozostałościami podestylacyjnymi — ciężkie frakcje od przeróbki ropy naftowej, jak również rozcieńczone; w ostatnim przypadku w charakterze rozpuszczalników stosuje się ropę naftową lub mazut.

W ZSRR normy ustalone są na razie tylko dla bitumów płynnych gęstniejących ze średnią szybkością (klasa A) i dla wolno gęstniejących (klasa B). Warunki techniczne dla nich podane są w tabeli 40a (wg GOST 1972—43).

Każda z tych dwóch klas dzieli się na sześć marek. Podstawą do klasyfikacji bitumu przy podziale na marki jest jego lepkość, mierzona znormalizowanym viskozymetrem (lepkościomierzem).

W miarę wzrostu lepkości bitum klasyfikowany jest do wyższych marek. Jak widać z tabeli, te same marki w obydwu klasach posiadają jednakową lepkość. Różnią się one zawartością frakcji oddzielonych do 360°C. Bitumy klasy A zawierają więcej lepkich frakcji, co warunkuje ich szybsze gęstnienie w porównaniu do bitumów klasy B.

Właściwości pozostałości po destylacji określają w pewnym stopniu właściwości bitumów klasy A po wyparowaniu lekkich frakcji.

Bitumy klasy A mają stosunkowo niską temperaturę zapłonu, co wskazuje na konieczność zachowania dużej ostrożności przy wykonywaniu robót.

Przygotowuje się rozcieńczone bitumy w sposób następujący. Lepki bitum roztopia się w kotłach, po czym wygasza się ogień w paleniskach, aby bitum ostygł do temperatury 80—130°C (w zależności od niezbędnej temperatury rozcieńczonego bitumu); następnie ostrożnie (starając się nie przysnąć na ścianki kotła) wlewa się strumieniem rozpuszczalnik, mieszając go przez cały czas z bitumem. Rodzaj i ilość rozpuszczalnika ustala się laboratoryjnie osobno dla każdego przypadku. Na rysunku 117 podane są orientacyjne stosunki bitumu i rozpuszczalnika dla otrzymania płynnych bitumów różnych marek. Stosuje się płynne bitumy w zależności od lepkości i temperatury otoczenia, jako zimne (znak „Ch” w oznaczeniu marki bitumu) — podgrzane do 60°C — (znak „P”) i gorące — 80—120°C (znak „G”).

W tabeli 40 b podany jest projekt warunków technicznych dla szybko gęstniejących płynnych bitumów ponaftowych.

Jak widać z zestawienia tabeli 40 a i 40 b, szybko gęstniejące płynne bitumy zawierają lekkich frakcji jeszcze więcej niż bitumy klasy A. To zapewnia ich szybsze gęstnienie w nawierzchni.

Tabela 40a

Właściwości fizykochemiczne	Wskazniki według marek											
	Klasa A (gęstniejąca ze średnią szybkością)						Klasa B (wolno gęstniejąca)					
	ACH-1	ACH-2	AP-3	AG-4	AG-5	AG-6	B Ch P-2	B Ch P-2	BP-3	BG-4	BG-5	BG-6
1. Lepkość wg znormalizowanego viskozymetru o średnicy otworu 5 mm, przy 25°C, nie więcej niż 20 msek, nie więcej niż 20 msek, w granicach	20	—	—	—	—	—	20	—	—	—	—	—
2. Destylacja frakcjonowana w % objętościowo do 225°C, nie więcej do 315°C, nie więcej do 360°C, nie więcej	10	7	3	2	0	2	2	1	0	0	0	0
3. Właściwość przystalności bitumu po oddzieleniu frakcji do 360°C:	35	25	17	14	8	5	20	15	10	5	2	0
a) głębokość przenikania (penetracja) przy 25°C w granicach	30	35	30	25	20	15	40	35	25	20	15	5
b) ciężkość przy 25°C w cm, nie więcej	100—300											
4. Temperatura zapłonu wg Brenkema w °C, nie niższa	60											
5. Ilość wody po wyprodukowaniu w rafinerii w procentach, nie więcej	65											
	70	70	70	100	100	120	120	120	120	120	120	120

pozostałość płynna, głębokość przenikania i ciężkość nie mogą być określone

ś l a d y

Tabela 40 b

Właściwości fizykochemiczne	Wskaźniki według marek					
	1	2	3	4	5	6
Lepkość wg znormalizowanego viskozymetru otw. 5 mm						
przy 25°C	8-15	—	—	—	—	—
przy 50°C	—	8-15	—	—	—	—
przy 60°C	—	—	10-24	23-30	—	—
przy 82°C	—	—	—	—	13-29	30-60
Destylacja frakcjonowana w % objętościowo do:						
225°C nie mniej niż	27	20	13	7	2	—
315°C	45	35	20	22	18	13
360°C nie więcej niż	50	40	33	27	22	18
Właściwości pozostałości po destylacji:						
głębokość przenikania przy 25°C		80-120				
ciężkość przy 25°C, cm		ponad 100				
Temperatura podgrzaniai °C	10-50	25-50	35-60	60-80	80-100	80-120

Bitumy łupkowe. Bitumy łupkowe znajdują zastosowanie w okolicach wydobywania i przetwarzania łupków palnych. Wyniki badań i doświadczenia przy stosowaniu bitumów łupkowych w ciągu ostatnich lat wykazały, że bitumy łupkowe jako materiał wiążący do nawierzchni niewiele ustępują bitumom łożonafowym. Bitumy łupkowe otrzymuje się z oleju łupkowego — produktu suchej destylacji łupków palnych. Tak samo jak łożonafowe, bitumy łupkowe mogą być oddestylowane, otrzymywane po odciążeniu z oleju łupkowego lekkich destylatów — benzynu, naftu i olejów smarowniczych (głównie płynnych bitumów łupkowych) lub „dmuchanych“, otrzymywanych w wyniku przedmuchiwania powietrzem przy wysokich temperaturach ciężkiej frakcji smoły łupkowej (lepkie bitumy łupkowe).

W tabeli 41 podany jest projekt warunków technicznych dla lepkich bitumów łupkowych, stosowanych przy budowie nawierzchni drogowych i lotniskowych.*

Lepkie bitumy łupkowe dzielą się na 4 marki wg wskaźnika lepkości. Ponieważ bitumy łupkowe zmieniają swoje właściwości w nawierzchni („starczej“) nieco intensywniej niż łożonafowe, stosuje się je o mniejszej lepkości wyższej. Mniejsza lepkość bitumów łupkowych tłumaczy się także niższą temperaturą przy stosowaniu ich w porównaniu z łożonafowymi.

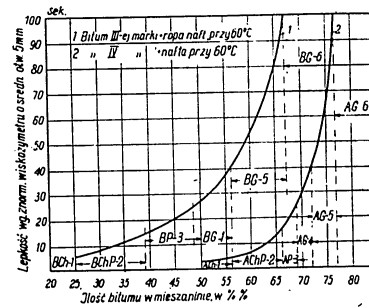
Bitum marki BS-O przeznacza się dla powierzchniowego bitumowania nawierzchni.

Bitum marki BS-I — do budowy nawierzchni tłuczniowych sposobem bitumowania węglonego, jak również otaczania w wytwórniach z podgrzaniem materiałów kamiennych.

Bitumy marki BS-II i BS-III — do budowy nawierzchni asfaltobetonowych; wyboru marki w każdym przypadku dokonuje się z uwzględnieniem wymagań stawianych dla betonu asfaltowego, warunków klimatycznych w strefie budowy itp.

* Opracowane w Leningradzkiej Filii DORNII GSZD, S. Gelfand i M. Zielezszczikow.

Zwraca uwagę brak w warunkach dla bitumów łupkowych tak ważnego wskaźnika, jakim jest wymagane odnośnie ciągliwości. Tłumaczy się to tym, że bitumy łupkowe z natury swej odznaczają się bardzo wysoką



Rys. 117. Lepkość bitumów rozrzedzonych

ciągliwością, znacznie przewyższającą normy ustalone dla bitumów łożonafowych. W związku z tym nawierzchnie zbudowane przy użyciu bitumów łupkowych odznaczają się dużą spoistością.

Tabela 41

Właściwości fizyczno-chemiczne	Wskaźniki właściwości wg marek			
	BS-0	BS-I	BS-II	BS-III
1. Głębokość przenikania (penetracja) przy 25°C w granicach	—	ponad 180	180-121	120-80
2. Lepkość w sek, wg znormalizowanego viskozymetru o średnicy otworu ściekowego 10 mm przy 60°C nie więcej	40	—	—	—
3. Temperatura mięknięcia wg sposobu „płaszczenia i kuli“ w °C nie mniej	27	33	37	41
4. Strata na wadze po podgrzaniu do 130°C w ciągu 5 godz. w % od pierwotnej nie więcej	1,5	1,5	1,0	1,0
5. Głębokość przenikania pozostałości (po określeniu straty na wadze) w % od pierwotnej głębokości przenikania nie mniej	—	—	60	60
6. Podwyższenie temperatury mięknięcia (po określeniu straty na wadze) w °C nie więcej niż	6	6	5	5
7. Zawartość wody	nie dopuszczalna			
8. Ciężar właściwy	1,05-1,12	1,05-1,12	1,05-1,12	1,05-1,12
9. Rozpuszczalność w chloroformie lub benzolu w % nie mniej niż	97	97	97	97

Bitumy łupkowe są znacznie wrażliwsze na wpływy temperatury niż ponafkowe. Przy dłuższym grzaniu, a także przy przegrzaniu ponad ustaloną temperaturę, bitumy łupkowe gwałtownie zmieniają swoje właściwości, stają się kruche, a ich zdolności wiążące znacznie maleją. Dlatego też ogrzewa się lekkie bitumy łupkowe nie wyżej 120—130°C. Niedopuszczalne jest dłuższe grzanie ich, dlatego bitumy łupkowe należy przechowywać w zamkniętych składach lub w opakowaniu, aby ochronić je od przeniknięcia wody; wyzbycie się której wymaga dłuższego grzania bitumu w temperaturze około 100°C.

Oprócz lekkich mogą być stosowane także płynne bitumy łupkowe typu wolno gęstniejących oraz gęstniejących ze średnią szybkością.

Bitumy naturalne. W ZSRR spotyka się stosunkowo dużo skał przesyconych bitumem. Zawartość bitumu w skałach asfaltowych waha się zwykle w granicach 6—18%. Wydobywa się go ze skał za pomocą ekstrakcji lotnymi rozpuszczalnikami lub wygotowaniem w wodzie (z piasków). W obu przypadkach wydobyty bitum zagęszcza się przez przedmuchiwanie parą.

Bitumy naturalne znacznie przewyższają swoimi właściwościami bitumy ponafkowe. Jednak zastosowanie ich do budowy nawierzchni jest bardzo ograniczone ze względu na wysoki koszt i stosunkowo niewielkie ich wydobywanie. Niekiedy bitumy naturalne stosuje się jako domieszki do bitumów ponafkowych przy budowie nawierzchni w miejscach, gdzie należy zapewnić szczególnie wysoką jakość i dłuższy okres użytkowania.

W poszczególnych przypadkach bitumy naturalne spotyka się w postaci obfitych pokładów łącznie z domieszkami gliny lub innymi, jak np. z popiołem wulkanicznym itp. Zawartość bitumu w takich pokładach sięga 50—90%. Bitumy naturalne z takich złóż już z powodzeniem wykorzystują do ponafkowymi, w każdym bądź razie w okolicach bezpośrednio przy złożach położonych.

Bitumiczne (smolowe) emulsje stanowią drobnocząsteczkowy układ, w którym najdrobniejsze krople substancji bitumicznej są zawieszone w wodzie. Przy zetknięciu się emulsji z powierzchnią materiału kamiennego lub po wyparowaniu wody (w zależności od właściwości emulsji) cząsteczki bitumu osadzają się na powierzchni materiału kamiennego, tworząc cienką, dobrze związaną z kamieniem powłokę bitumiczną. Stosowanie emulsji bitumicznych umożliwia wykonywanie robót bez podgrzewania wiążącego materiału oraz ze stosunkowo wilgotnym materiałem kamiennym. Jest to zasadnicza zaleta emulsji w porównaniu do innych materiałów bitumicznych.

Emulsje przyrządza się na specjalnych maszynach, gdzie gorący materiał bitumiczny rozdrabnia się na najdrobniejsze kropelki i łączy się z wodą w obecności trzeciego składnika, tak zwanego emulgatora, zadaniem którego jest utrzymanie rozpylonych kropli substancji bitumicznej w postaci zawiesiny i niedopuszczenie do złączenia się. Istniejące emulsje zawierają około 50% bitumu, 0,5—7% emulgatora, reszta — woda.

Zależnie od szybkości rozpadu działa się emulsje na szybko rozpadające się i wolno rozpadające się. Pierwsze stosuje się do robót, gdzie wymagany jest natychmiastowy rozpad emulsji po zetknięciu się z materiałem kamiennym, na przykład przy bitumowaniu nawierzchni przez polewanie bez przemieszania, drugie — kiedy utrwalanie materiału kamiennego wykonuje się przez otaczanie.

Emulsje nie mogą być przechowywane przez dłuższy okres, bowiem ulegają rozpadowi przy intensywnym wstrząśnięciu, zamrożeniu itp. Oprócz tego są droższe od gorących bitumów ze względu na trudności przy sporządzaniu ich oraz konieczność przewożenia zawartej w nich wody.

Materiały smolowe

Z materiałów tej grupy największe zastosowanie do budowy nawierzchni znajdują smoly węglowe — produkt suchej destylacji węgla kamiennego w wytwórni koksowej.

Otrzymywana przy destylacji węgla smoła surowa zawiera szereg szkodliwych domieszek, jak amoniak, naftaleny, fenole, lekkie oleje, wodę i inne, które powinny być usunięte przed użyciem smoly, jako materiału wiążącego do budowy nawierzchni.

Niektóre z nich, jak lekkie oleje, naftaleny, szybko ulatniają się i smoła staje się zbyt krucha; inne — fenole, amoniak — lekko wypływają z wodą, w wyniku czego zdolność wiążąca smoly znacznie maleje. Oprócz tego woda zawierająca fenole i amoniak działa szkodliwie na roślinność, jak również dostając się do zbiorników wody zatruwa je.

Po usunięciu ze smoly surowej lekkich olejów i innych domieszek otrzymuje się tak zwaną smolę oddestylowaną, która już z powodzeniem może być stosowana jako materiał wiążący przy budowie nawierzchni.

Oprócz smoly oddestylowanej duże zastosowanie mają smoly preparowane, stanowiące mieszaninę olejów węglowych i pozostałości po destylacji smoly surowej — paku węglowego, który przy zwykłej temperaturze jest twardą substancją. Zaletą smoly preparowanej jest możliwość otrzymania materiału o dowolnej wymaganej lepkości i o żądanym składzie frakcji.

W tabeli 42 a są podane obowiązujące w ZSRR Warunki Techniczne na smoly węglowe do budowy nawierzchni. Podstawowy wskaźnik klasyfikacyjny to lepkość materiału, mierzona znormalizowanym w.skożymetrem. Smoly dzielą się na 8 marek od D-1 (najmniej lepkie) do D-8 (najbardziej lepkie).

Zawartość w smole frakcji oddestylowanych do 300°C określa intensywność gęstnienia smoly w nawierzchni. Smoly stosunkowo szybko gęstnieją i pod tym względem zbliżone są do płynnych bitumów ponafkowych, gęstniejących ze średnią szybkością (klasa A). Właściwośći pozostałości po destylacji (temperatura mięknienia) określają w pewnym stopniu właściwości materiału w nawierzchni po upływie dostatecznie długiego okresu jego pracy.

Przy wytwarzaniu smoly preparowanej wymagany stosunek paku i olejów dla otrzymania smoly o zadanej marce ustala się laboratoryjnie. W tabeli 42 b podane są przybliżone proporcje paku i olejów dla otrzymania smoly różnych marek. Smoly preparowane sporządza się w sposób następujący. Do kotła ładuje się określoną porcję paku i rozgrzewa się do przejścia w stan płynny (zwykle 140—160°C). Następnie pozostawia się pak, aby ostygł do wymaganej temperatury smoly, wlewa się do kotła niezbędną ilość olejów i całość starannie się miesza. Określenie lepkości otrzymanej smoly jest dla kontroli niezbędne.

Należy pamiętać, że pył paku powoduje silne podrażnienie skóry i szczególnie błon śluzowych, dlatego prace przy sporządzaniu smoly są

Tabela 42a

Właściwości fizykochemiczne	Wskazniki właściwości wg marek							
	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	D-7	D-8
Ciepota właściwa przy 20°C nie więcej	1,20	1,22	1,22	1,24	1,24	1,25	1,25	1,26
Lepkość wg znormalizowanego viskozymetru w sekundach C ₂₀ ¹⁰ C ₂₀ ²⁰ C ₂₀ ³⁰	5-25	25-70	5-20	20-50	50-120	120-200	10-75	75-200
Skład frakcji w % wagowych do 170°C nie więcej do 270°C nie więcej do 300°C nie więcej	5 30 40	3 23 35	2 30 30	1,5 15 25	1,5 15 25	1,5 15 25	1,0 10 20	1,0 10 20
Temperatura mięknienia w °C porażona przez oddziaływanie frakcji do 300°C	20-60	25-65	25-65	25-65	30-65	30-65	35-70	40-70
Zawartość wolnego węgla w %	3-18	3-18	3-20	5-20	5-20	5-20	6-25	6-25

Tabela 42 b

Marki smoly	Przybliżona proporcja — mak:olej węglowy, w % wagowych							
	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	D-7	D-8
Przybliżona proporcja — mak:olej węglowy, w % wagowych	40 : 60	45 : 55	55 : 45	60 : 40	65 : 35	70 : 30	75 : 25	80 : 20

szkodliwe dla zdrowia, wymagane są specjalne środki ochronne — ubrania bawełniane, smarowanie rąk i twarzy specjalną maścią itp. Jest to jedna z większych niedogodności stosowania preparowanej smoly.

Smoly węglowe stosuje się przy temperaturze 25-50°C (pierwsze marki), do 100-200°C (bardziej lepkie marki).

Oprócz smół węglowych w poszczególnych przypadkach jako materiały wiążące do budowy nawierzchni mogą znaleźć zastosowanie produkty destylacji materiałów innych, poza węglem kamiennym — smoly torfowe, drzewne itp.

Jednak należy pamiętać, że materiały te z biegiem czasu w jeszcze większym stopniu zmieniają swe właściwości w nawierzchni, jeszcze szybciej „starzeją się” niż smoly węglowe, dlatego też należy je traktować tylko jako materiał miejscowy, wykorzystując głównie do mniej odpowiedzialnych konstrukcji (stabilizacja podłoża, utrwalenie dolnych warstw nawierzchni i innych).

Wybór materiałów wiążących

Rodzaj i konsystencja materiału wiążącego ustala się w zależności od typu wykonywanej nawierzchni, właściwości stosowanych materiałów kamiennych, przyjętego sposobu utrwalania, jak również po uwzględnieniu warunków klimatycznych w strefie budowy i stanu pogody w okresie wykonywania robót. Przy omawianiu różnych sposobów utrwalania podawane są marki materiałów wiążących zalecanych dla każdego przypadku. Obecnie pokrótce tylko rozpatrzmy główne zasady, na których należy się opierać przy wyborze materiałów wiążących.

Dla nawierzchni przeznaczonych na dłuższy okres pracy, renowacja których w trakcie użytkowania jest utrudniona i wymaga znacznych kosztów (na przykład nawierzchnie z asfaltobetonu itp.), jest bardzo ważną rzeczą niezmiennosc właściwości materiału wiążącego w nawierzchni. W tym przypadku bezwzględnie właściwsze są bitumy, „starzenie się” których przebiega znacznie wolniej niż materiałów smolowych.

Przy nawierzchniach, umożliwiających przeprowadzenie nieskomplikowanej renowacji w trakcie użytkowania (na przykład przez wtórne bitumowanie powierzchniowe itp.), wyboru bitumów lub materiałów smolowych dokonuje się w zasadzie w zależności od kosztów tych lub innych materiałów, stopnia ich deficytowości w danej okolicy itp.

Im grubszy materiał kamienny stosuje się do budowy nawierzchni, im mniej zawiera on drobnych frakcji (piaskowo-pyłowo-gliniastych), tym większą zdolność wiązania powinien posiadać materiał wiążący, aby stworzyć trwałe powiązanie cząstek materiału kamiennego i tym samym zapewnić żądaną wytrzymałość nawierzchni. W ten sposób wybór marki materiału wiążącego, która określa dla danego materiału jego końcową lepkość w nawierzchni, zależy od rodzaju materiału kamiennego, zastosowanego do wykonania nawierzchni, jego uziarnienia, jak również od stawianych wymagań odnośnie wytrzymałości nawierzchni.

Co się tyczy początkowej lepkości materiału, wyznacza się ją w zależności od sposobu utrwalania, temperatury, przy której utrwalanie odbywa się, jak również w znacznym stopniu i od składu materiału kamiennego. Lepkość początkową ustala się ze względu na zapewnienie dobrego połączenia materiału wiążącego z kamiennym — równomierne powlekanie ziaren, przenikanie na wymaganą głębokość wewnątrz nawierzchni itp.

Przy utrwalaniu materiału kamiennego przez otaczanie go w wytwórniach, kiedy materiał kamienny i materiał wiążący ogrzewane są uprzednio do dostatecznie wysokich temperatur, istnieje możliwość osiągnięcia dostatecznie dobrego połączenia nawet z materiałem wiążącym, który przy zwykłej temperaturze posiada dużą lepkość.

Przy utrwalaniu sposobem otaczania na miejscu, kiedy miesza się z materiałem wiążącym zimny materiał kamienny, siłą rzeczy należy stosować materiały wiążące o małej lepkości początkowej — płynne bitumy, wolno rozpadające się emulsje, smoły o małej lepkości i inne, a to w celu otrzymania możliwości dostatecznie dobrego połączenia materiału kamiennego z materiałem wiążącym. Lepkość początkowa powinna być tym mniejsza, im jest chłodniej w momencie utrwalania i im więcej drobnych frakcji (płaszczysto-pyłowo-gliniastych) zawiera utrwalany materiał kamienny, ponieważ od tych dwóch czynników w znacznym stopniu zależy możliwość otrzymania jednolitej mieszaniny.

Przy utrwalaniu nawierzchni przez polewanie początkową konsystencję materiału wiążącego ustala się w zależności od struktury nawierzchni, jej porowatości, niezbędnej głębokości utrwalania, jak również warunków atmosferycznych w okresie wykonywania robót.

Do bitumowania powierzchniowego, kiedy nie jest wymagane przeniesienie materiału wiążącego w głąb nawierzchni, mogą być użyte stosunkowo lepkie smoły i bitumy. Lepkie materiały mogą być stosowane również przy bitumowaniu wgłębnym nawierzchni tuczniowych (z czystego kamienia) o wielkiej ilości próżni, szczególnie gdy jest ciepło. Jeżeli należy przepoić materiałem wiążącym materiał o drobnoporowatej strukturze, na przykład przy zwalczaniu kurzu na nawierzchni, przy pierwszym polaniu przed bitumowaniem powierzchniowym (tak zwanym „podgruntowaniem”) itp. należy stosować najbardziej płynne materiały wiążące.

Stosowanie materiałów o różnej szybkości gęstnienia (płynnych bitumów różnych klas, emulsji bitumicznych i innych) uzależnione jest nie tylko od wymaganej początkowej i końcowej lepkości materiału wiążącego, ale i od warunków twardnienia materiału w nawierzchni, związanych w znacznym stopniu z klimatycznymi właściwościami strefy budowy. Im większa powinna być różnica pomiędzy początkową i końcową lepkością materiału wiążącego, tym szybciej gęstniejący materiał należy stosować.

Szybkość gęstnienia materiału wiążącego określa jego klasa, tzn. obecność w materiale wiążącym lekkich frakcji, oraz miejscowe warunki klimatyczne. Ten sam materiał wiążący będzie znacznie szybciej gęstnieć w strefach południowych niż w klimacie chłodnym z małą ilością dni słonecznych, gdyż w pierwszym przypadku gęstnienie odbywa się przy wysokiej temperaturze otoczenia. Dlatego też w strefach północnych, chłodnych, należy przy innych jednakowych warunkach stosować materiały wiążące, szybciej gęstniejące.

Największa różnica pomiędzy lepkością początkową a końcową cechuje emulsje sporządzone przy użyciu bitumów lepkich. Szybkość „gęstnienia” (rozpadu) jest u emulsji, w porównaniu z innymi rodzajami materiałów wiążących, również największa. Dlatego też należy emulsje bitumiczne polecać jako najodpowiedniejsze, szczególnie w strefach chłodnych, we wszystkich przypadkach, kiedy wymagana jest szybka i znaczna wg swej absolutnej wielkości zmiana lepkości materiału w nawierzchni.

Przy wyborze klasy materiałów wiążących należy również uwzględnić planowane sposoby wykonywania robót przy budowie nawierzchni oraz organizację procesów wytwórczych, od których zależy czas trwania

operacji wykonawczych. W doczne gęstnienie materiału (wskutek parowania lekkich frakcji w bitumach płynnych, rozpadu emulsji) powinno rozpoczynać się w każdym razie nie wcześniej, niż będą zakończone wszystkie te czynności mieszania, układania materiału i formowania nawierzchni, które powinny być wykonywane przy dostatecznie małej lepkości materiału wiążącego.

W związku z tym nie można stosować na przykład szybko gęstniejących bitumów płynnych do mieszan a na miejscu z drobnym materiałem kamiennym podczas upalnych dni, szczególnie gdy mieszanie wykonuje się za pomocą najprostszycy maszyn (brony, równiarki itp.) i trwa czasami dóbę i więcej. Odpowiednio powinny być dobrane i emulsje bitumiczne rozpadające się z różną szybkością.

Rozdział XVI.

BITUMOWANIE NAWIERZCHNI POWIERZCHNIOWE I WGLĘBNE

BITUMOWANIE POWIERZCHNIOWE

Bitumowaniu powierzchniowemu poddawane są dobrze uwalowane, trwałe i równe nawierzchnie z kamienia, jak tłuczniowe, żwirowe, bruki z kamienia nieregularnego i w poszczególnych przypadkach również zwarte stabilizowane jezdnie dróg gruntowych.

Lepsze wyniki otrzymuje się przy nawierzchniach kamiennych, które przed bitumowaniem były już ponad rok użytkowane. W tym przypadku tworzy się dobrze uformowana zwarta nawierzchnia, z którą dostatecznie zadawalająco łączy się warstwa bitumowania powierzchniowego.

Bitumowanie powierzchniowe polega na rozlaniu na kamiennej nawierzchni materiału wiążącego, a następnie rozścieleniu drobnego materiału kamiennego, który przez wałowanie wciśnięty jest w materiał wiążący. Tworzy się w ten sposób bitumiczno-kamienny dywanik chroniący nawierzchnię od zużycia, rozluźnienia, przedostania się wody itp.

Wprowadzenie materiału wiążącego i drobnego materiału kamiennego może być wykonane jednorazowo lub powtórzone dwa — trzy razy. W zależności od tego różni się: jednokrotne, dwukrotne lub trzykrotne bitumowanie powierzchniowe.

Grubość dywanika, otrzymywanego przy jednokrotnym bitumowaniu powierzchniowym, nie przekracza 1—1,5 cm. Bitumowanie jednokrotne może być wykonywane tylko na zupełnie szczelnych, dobrze uformowanych, równych nawierzchniach tłuczniowych. Na nawierzchniach żwirowych należy przeważnie wykonywać dwukrotne bitumowanie powierzchniowe. Bitumowanie trzykrotne wykonuje się w przypadkach, kiedy nawierzchnia jest niezupełnie równa (bruki z kamienia i inne) oraz na stabilizowanych drogach gruntowych. Grubość warstwy bitumiczno-kamiennej, otrzymanej w wyniku trzykrotnego bitumowania powierzchniowego, wynosi 2,5—3 cm.

Przygotowanie nawierzchni do bitumowania powierzchniowego

Nawierzchnia, którą poddaje się bitumowaniu powierzchniowemu, powinna być wyrównana, starannie oczyszczona z błota, kurzu i luźnych cząstek oraz wstępnie polana płynnym materiałem wiążącym — jest to tak zwane „podgruntowanie” powierzchni.

Wyrównanie powierzchni najlepiej wykonać przez remont cząstkowy z zastosowaniem materiału wiążącego. Jeżeli głębokość wgłębienia nie przewyższa 2 cm, starannie oczyszcza się je od błota i kurzu oraz powleka się warstwą materiału wiążącego. Ilość materiału wiążącego powinna wynosić około 1,5—2 l/m². Najlepiej użyć do tego smoly węglowej D-3 lub D-4 albo gęstniejącego ze średnią szybkością płynnego bitumu marki AP-3 lub AG-4. Natychmiast po naniesieniu materiału wiążącego rozsypuje się miał kamienny lub żwir o granulacji ca 3—15 mm, w ilości dostatecznej do wypełnienia wgłębienia, z pewnym zapasem na zagęszczenie. Miał starannie zagęszcza się ręcznymi ubijakami, żeby materiał wiążący przesiąknął przez całą grubość ułożonej warstwy (lecz nie wystąpił na powierzchni).

Większe wgłębienia uprzednio oskarduje się po bokach, aby uzyskać pionowe ścianki. Dno i ścianki wgłębienia oczyszcza się, smaruje się za pomocą pędzla lub szczotki niewielką ilością materiału wiążącego, wgłębienie wypełnia się tłuczniem o granulacji ca 0,7—0,8 jego głębokości. Grubość warstwy tłucznia powinna być dostateczna, aby wypełnić wgłębienie z zapasem na zagęszczenie. Tłuczeń z lekka zagęszcza się przez ubicie, następnie materiał wiążący rozlewa się za pomocą polewaczek, aby przesylić nim tłuczeń. Następnie na powierzchni rozsypuje się drobniejszą frakcją tłucznia o granulacji 3—15 mm lub 5—20 mm, w ilości dostatecznej do zapelnienia przestrzeni między grubszymi ziarnami tłucznia, po czym dokonuje się ostatecznego zagęszczenia wyremontowanego odcinka przez intensywne ubijanie.

Wyrównanie nawierzchni można wykonywać również czarnym materiałem kamiennym — uprzednio otoczonym tłuczniem lub żwirem. W tym przypadku wgłębienie oczyszcza się, w razie konieczności z uprzednim oskardowaniem boków, smaruje się materiałem wiążącym w ilości do 0,5 l/m² i wypełnia się przygotowanym zawczasu otoczonym materiałem kamiennym, który starannie zagęszcza się przez ubijanie. Mieszanie materiału kamiennego z materiałem wiążącym wykonuje się w specjalnych maszynach-otaczarkach, na wyrównanych placach, za pomocą równiarki ciągnionej lub samobieżnej, lub ręcznie na płytach drewnianych. Otoczony materiał kamienny powinien odpowiadać tym samym wymaganiom, jakie stawia się budując nawierzchnie sposobem otaczania materiałem.

Jeżeli wielkość powierzchni, którą naprawia się stosując remont cząstkowy, jest znaczna (lecz w każdym razie nie przekraczająca 10%, ponieważ w tym przypadku właściwsze jest zaniechanie bitumowania powierzchniowego i przejście na inny sposób, na przykład otaczania itd.), wskazane jest po zakończeniu naprawy uwalować powierzchnię nawierzchni wałkami ogumionymi o ciężarze 3—5 ton, następnie wałkami gładkimi, dla lepszego uformowania naprawionych odcinków.

Po zakończeniu wyrównywania nawierzchnie starannie oczyszcza się z kurzu i luźnych cząstek. Czyszczenie przeprowadza się za pomocą szczotek mechanicznych (wmontowanych na samochodach przyczepionych do ciągników) lub konnych, albo też ręcznie. Używa się szczotek metalowych, trawiastych lub mioteł; kurz zmiata się bardziej miękкими szczotkami z trawy lub szczeciny. Dla ostatecznego usunięcia kurzu mogą być zastosowane specjalne dmuchawki.

W wyniku czyszczenia powinny być widoczne na wierzchu pojedyncze kamyki, z których składa się nawierzchnia (tłuczeń, żwir, sztuczny kamień), i maksymalnie oczyszczone od mlału i kurzu szczytliny. W żadnym jednak przypadku nie może być naruszona zwięzłość nawierzchni; grub-

sze cząstki powinny być mocno związane ze sobą i z nawierzchnią. Wobec tych wymagań, w każdym przypadku, zależnie od rodzaju i budowy nawierzchni dobiera się ostrość szczerok i ustala się sposób postępowania.

Nawet przy jak najbardziej dokładnym oczyszczaniu zawsze na powierzchni oraz w szczelinach pozostanie niewielka ilość pyłu, która utrudni ściśle zespolenie się z nawierzchnią rozlewianego przy bitumowaniu powierzchniowym stosunkowo lepkiego materiału wiążącego. Szczególnie będzie to miało miejsce przy nawierzchniach, w skład których wchodzi frakcja pyłowa jako obowiązkowy składnik na przykład przy nawierzchniach żw. rowych i gruntowych. Żeby stworzyć warunki do lepszego połączenia warstw bitumowania powierzchniowego z niżej położoną warstwą, polewa się nawierzchnię płynnym materiałem wiążącym, wykonuje się tak zwane „podgruntowanie”.

Zadanie podgruntowania — powiązać pozostałą na powierzchni niewielką ilość pyłu i stworzyć dokola cząstek materiału kamiennego cienką powłoczkę, która zapewni lepsze powiązanie warstwy bitumowania powierzchniowego z warstwą zasadniczą. Podgruntowanie wykonuje się przez rozlanie na dobrze oczyszczonej nawierzchni niewielkiej ilości płynnego bitumu ACh-1, BCh-1 lub smoły D-1.

Materiał wiążący rozlewa się za pomocą rozpryskiwacza samochodowego w ilości 0,8—1,2 l/m² i pozostawia się w tym stanie dla wsiąknięcia w nawierzchnię w ciągu 1—2 dni. Nawierzchnia przed polaniem powinna być bezwzględnie sucha. Normę zużycia i klasę materiału wiążącego określa się dokładnie po stwierdzeniu, czy po upływie podanego wyżej okresu czasu rozlany materiał wiążący całkowicie wsiąknął w nawierzchnię i czy powierzchnia jej stała się matowa i sucha. Nadmiar materiału wiążącego przy wstępnym polaniu jest szkodliwy, ponieważ zbyt gruba powłoczka przeszkadza dobremu połączeniu się warstwy bitumowania powierzchniowego z nawierzchnią.

Wykonanie warstwy bitumowania powierzchniowego

Po przygotowaniu nawierzchni w podany sposób przystępuje się do wykonania warstwy bitumowania powierzchniowego. Ilość robót i stosowane materiały będą różne w zależności od tego, czy bitumowanie będzie jednokrotne, dwukrotne, czy trzykrotne. Kolejność czynności i stosowane materiały podaje się dla każdego rodzaju bitumowania osobno.

Bitumowanie jednokrotne

1. Rozlanie materiału wiążącego w ilości 1,5—2,25 l/m²; stosuje się szybko gęstniejące płynne bitumy 3 marki; płynne bitumy gęstniejące ze średnią szybkością — AG-4; smoły węglowe D-3 lub D-4.

2. Rozsypanie drobnego miazgu kamiennego (lub gruboziarnistego piasku) granulacji 10(7)—3(0,5) mm w ilości 1—1,3 m³ na 100 m².

3. Wałowanie.

Całkowita ilość materiału wiążącego: 1,5—2,25 l/m².

Bitumowanie dwukrotne

1. Rozlanie materiału wiążącego w ilości 1,2—2 l/m²; stosuje się szybko gęstniejące płynne bitumy, 4—5 marki, płynne bitumy gęstniejące ze średnią szybkością — AG-5 lub smoły węglowe D-5,

2. Rozsypanie miazgu kamiennego o granulacji 15—5 mm w ilości 1—1,3 m³ na 100 m².

3. Wałowanie.

4. Rozlanie materiału wiążącego w ilości 0,9—1,2 l/m²; stosuje się te same marki, co i przy utrwalaniu jednokrotnym.

5. Rozsypanie drobnego miazgu kamiennego (lub gruboziarnistego piasku) w ilości 0,7—1 m³ na 100 m²; granulacja ta sama co przy utrwalaniu jednokrotnym.

6. Wałowanie.

Całkowita ilość materiału wiążącego 2,5—3 l/m².

Bitumowanie trzykrotne

1. Rozlanie materiału wiążącego w ilości 1,2—2 l/m²; stosuje się te same marki co przy pierwszym rozlaniu przy dwukrotnym bitumowaniu powierzchniowym oraz bitum lepki marki 1.

2. Rozsypanie kłińca 25—5 mm w ilości 1—1,3 m³ na 100 m².

3. Wałowanie.

Następnie wykonuje się wszystkie czynności podane przy dwukrotnym bitumowaniu powierzchniowym, lecz przy dolnych normach zużycia materiału wiążącego i materiału kamiennego.

Całkowita ilość materiału wiążącego 3,5—4 l/m².

Z podanych kilku marek materiału wiążącego dla poszczególnych stadiów roboty należy wybierać:

a) szybko gęstniejące materiały — w klimacie chłodniejszym i wolniej gęstniejące — w klimacie cieplejszym;

b) bardziej gęste materiały — przy wykonywaniu robót przy ciepłej pogodzie, mniej gęste — przy pogodzie chłodnej.

Oprócz podanych klas materiałów wiążących mogą być również stosowane szybko rozpadające się emulsje bitumiczne.

Większe normy rozlania materiału wiążącego stosuje się przy stosunkowo porowatej i chropowatej nawierzchni, jak również w strefach o wilgotnym i chłodnym klimacie. W upalnym klimacie i przy zwartej i gładkiej nawierzchni ilość materiału wiążącego przyjmuje się bliższą do dolnych norm. Ogólnie ilość materiału wiążącego stanowi wagowo 8—12% od ilości rozsypanego materiału kamiennego.

Prace przy bitumowaniu powierzchniowym mogą być wykonywane tylko przy suchej pogodzie, przy całkowitej suchej powierzchni bitumowanej nawierzchni i temperaturze otoczenia nie niższej niż +10°C.

Pożądane jest stosowanie jako materiału kamiennego do rozsypania rozkruszonego trwałego kamienia, chociaż można również stosować czysty, w drobnym gatunku żwir, a w poszczególnych przypadkach (przy ostatnim rozsypaniu, tak zwanej warstwie zamykającej) — gruby, czysty piasek żwirowaty nie zawierający frakcji poniżej 0,5 mm.

Pożądane jest, żeby materiał kamienny, z którego wykonuje się tłuczeń, posiadał wytrzymałość nie mniejszą niż 800 kg/cm², bowiem materiały słabe będą się kruszyć przy wałowaniu i przez to wyjąławić mieszaninę.

Rozsypywany materiał kamienny powinien być suchy i czysty, pozbawiony domieszek pyłowych i drobnopiaszczystych, których obecność znacznie pogorsza połączenie materiału kamiennego z materiałem wiążącym, utrudnia formowanie warstwy bitumowania powierzchniowego. Podane granulacje materiału kamiennego, rozsypanego w poszczególnych eta-

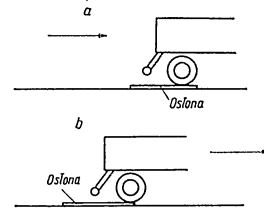
pach robót, nie są stale, mogą być nieco zmieniane w każdym przypadku przy zachowaniu jednak bilansu frakcji posiadanego rozkruszonego materiału i żwiru. Zauważyć należy, że przy wykonywaniu warstwy bitumowania powierzchniowego na samochodowych drogach dojazdowych oraz na drózkach manipulacyjnych, gdzie jest wzmoczony ruch samochodów ciężarowych, a jednocześnie nie ma obawy, aby pęd powietrza spowodował unoszenie się grubszych cząstek materiału, które mogłyby uszkodzić kadłub samolotu, wskazane jest przy ostatnim rozsypaniu (warstwie zamykającej) stosować raczej grubszy materiał, rzędu 15—5 mm. Takie nawierzchnie będą mniej śliskie i będą się lepiej zachowywać przy intensywnym ruchu. W tym przypadku dla ostatniego rozlania powinna być odpowiednio nieco podwyższona konsystencja materiału wiążącego.

Materiał wiążący rozlewa się za pomocą cystern samochodowych, umożliwiających dostatecznie dokładne utrzymanie żądanej normy rozlewu na całej powierzchni bitumowanego odcinka. Pożądana jest jak największa szerokość polewanego jednorazowo pasa i zależna jest od maksymalnej długości rury rozdzielczej cysterny samochodowej. Zwykle szerokość pasa stanowi 5—7 m. Sąsiadujące pasy przykrywa się ponownie na 15—20 cm (lecz nie więcej, aby uniknąć na znacznej szerokości zwiększonej normy rozlania). Długość polewanego jednorazowo odcinka powinna wynosić tyle, aby ilość materiału wiążącego dla danego odcinka przy przyjętej szerokości i normie polewania była równa pojemności cysterny samochodowej. W tym przypadku otrzyma się najmniejszą ilość styków rozlania. Należy jednak pamiętać, że nadmiar materiału wiążącego powoduje w lecie podczas użytkowania mięknięcie warstwy bitumowania powierzchniowego, powstanie tak zwanych „tłustych” miejsc, nacieków itp.; niedostateczna ilość materiału wiążącego pociągnie za sobą nieufornowanie się warstwy bitumowania powierzchniowego i szybkie jej zniszczenie. Dla zachowania w miejscach styków żądanej normy rozlewu materiału wiążącego można polecić następujący sposób. Przy końcu polewanego odcinka rozkłada się papę lub osłony z dykty na długości 3—5 m na całej przyjętej jednorazowo szerokości. W chwili gdy samochód-cysterna wjeżdża na osłony, zamyka się kran dopływowy i zatrzymuje się samochód. Materiał wiążący, który pozostał w systemie rozdzielczym, wycieka na papę lub dyktę (rys. 118a). Przed wznowieniem rozlewu papę lub dyktę układa się na końcu uprzednio polanego odcinka. Samochód ustawia się tak, aby rura rozdzielcza znalazła się nad zaścielonym odcinkiem (rys. 118b), otwiera się kran, samochód rusza, dążąc do możliwie szybkiego osiągnięcia żądanej szybkości. Przy przykryciu w ten sposób końców bitumowanego odcinka zapewnia się żadaną normę rozlewu materiału wiążącego, a nadmiar jego w początkowym i końcowym momencie polewania ścieka na osłony, które następnie usuwa się.

Rozsypanie miaru kamiennego należy wykonać niezwłocznie po rozlaniu materiału wiążącego, dopóki nie zdążył on ostygnąć. Do rozsypania najlepiej jest stosować specjalne rozdzielacze, które zapewnią równomierne rozsypanie miaru w żądanej ilości. W razie braku takich rozdzielaczy można rozsypanie miaru wykonać ręcznie ze skrzyni samochodu ciężarowego, posuwającego się tylnym biegiem po polanym pasie. Aby szybko zasypać polaną nawierzchnię, należy z wczesną przygotować kilka samochodów naładowanych miarem kamiennym i zapewnić dostateczną ilość robotników. W niektórych przypadkach może okazać się celowe zawczasu

zgrupować miar kamienny w potrzebnej ilości wzdłuż skraju polewanego pasa, w kształcie niewielkich pryzm lub ciągłego wałka, i przy dostatecznej ilości robotników szybko rozrzucić go natychmiast po rozlaniu.

Rozsypany miar rozgarnia się, aby zapewnić równomierne rozłożenie go na całej powierzchni bitumowanego odcinka, i niezwłocznie, dopóki materiał wiążący jeszcze nie ostygł, przystępuje się do wałowania. Wało-



Rys. 118. Układanie osłony na końcach odcinka przy rozlewaniu materiału wiążącego z cysterny samochodowej

wać można walcami ogumionymi doczepionymi do ciągnika i lekkimi (5—6 ton) motorowymi o gładkich bębnach.

Ilość przejść walca w każdym miejscu powinna wynosić od 5—7.

Przy odpowiednim dozowaniu materiału wiążącego i materiału kamiennego już po uwałowaniu będzie całość rozsypanego materiału zespolona materiałem wiążącym, który jednak nie powinien wystąpić na powierzchni.

Jeżeli bitumowanie jest dwukrotne lub trzykrotne, to po uwałowaniu materiału kamiennego rozsypanego po pierwszym rozlaniu dokonuje się drugiego rozlewu materiału wiążącego, rozsypuje się i wałuje miar kamienny itd.

Po ostatnim rozsypaniu miaru nawierzchnię intensywnie zagęszcza się ogumionymi walcami lub przy braku tych — gładkimi, aby osiągnąć dobre uformowanie skorupy. Pożądaną jest powtarzać wałowanie w ciągu kilku dni po wykonaniu nawierzchni, wykorzystując w tym celu ciepłą porę dnia, kiedy skorupa nieco mięknie. Następnie nadmiar miaru kamiennego zmiata się i nawierzchnia może być już normalnie użytkowana.

BITUMOWANIE WGLĘBNE NAWIERZCHNI TŁUCZNIOWYCH

Bitumowanie wglębne polega na rozlaniu materiału wiążącego organicznego na niecałkowicie uwałowanej warstwie grubego tłucznia; materiał wiążący przenika w głąb warstwy tłuczniowej na znaczną głębokość — 4—8 i nawet więcej centymetrów, otaczając i łącząc poszczególne kamienie. Po przepojeniu warstwy tłucznia materiałem wiążącym zaklinowuje się ją drobniejszym materiałem kamiennym i zagęszcza się ostatecznie. Z wierzchu wykonuje się warstwę zamykającą przez rozlanie niewielkiej ilości materiału wiążącego i rozsypanie miaru kamiennego. Zadaniem warstwy zamykającej jest zabezpieczenie stosunkowo porowatej na-

wierzchni od przenikania w głąb wody i ochrona nawierzchni przed zniszczeniem.

Bitumowanie wgłębne nawierzchnie tłuczniowe mogą być wykonywane na dowolnym trwałym podłożu — żwirowym, tłuczniowym, z kamienia sztucznego itp. Ponieważ do bitumowania wgłębnego niezbędny jest czysty tłuczeń o ściśle określonych wymiarach, celowe jest stosowanie tego sposobu głównie przy wykonywaniu nawierzchni nowych lub w wypadku konieczności wykonania jednoczesnego z bitumowaniem pogrubienia istniejącej nawierzchni.

Bitumowanie wgłębne można stosować tylko przy dostatecznie trwałym tłuczniu, otrzymywanym z kamienia o wytrzymałości na ściskanie nie mniejszej niż 600 kg/cm², dla skał pochodzenia wulkanicznego nie niższej od 800 kg/cm².

Mniej wytrzymały materiał może kruszyć się przy wałowaniu, co nie pozwoli na utworzenie się warstwy o dostatecznie dużej ilości pustej przestrzeni, zapewniającej przenikanie materiału wiążącego na żądaną głębokość. Od tłucznia, używanego przy wgłębny bitumowaniu, nie wymaga się specjalnych zdolności cementujących, jak przy nawierzchniach wykonywanych przy użyciu wody, ponieważ w tym przypadku wiązanie poszczególnych ziaren tłucznia zapewnia wprowadzany materiał wiążący.

Na wykonanie nawierzchni tłuczniowej bitumowanej wgłębnie, przy grubości jej 6—8 cm, składają się następujące czynności:

1. Przygotowanie powierzchni podłoża kamiennego, na którym wykonuje się nawierzchnię.
2. Rozścielenie grubego tłucznia i uwałowanie go.
3. Pierwsze rozlanie materiału wiążącego.
4. Rozsypanie kłińca i uwałowanie.
5. Drugie rozlanie materiału wiążącego.
6. Rozsypanie grysu i uwałowanie.
7. Wykonanie warstwy zamykającej przez rozlanie materiału wiążącego i rozsypanie mialu.
8. Ostateczne uwałowanie nawierzchni.

W przypadkach gdy grubość uwałowanej warstwy wynosi 4—5,5 cm (tak zwane bitumowanie półwgłębne), drugi raz materiału wiążącego nie rozlewa się, lecz od razu po uwałowaniu kłińca wykonuje się warstwę zamykającą.

W tabeli 43 podane są normy zużycia materiałów i wymiary tłucznia stosowanego do wykonania nawierzchni.

Jeżeli jako podłoża, na którym układa się warstwę tłuczniową bitumowaną wgłębnie, wykorzystuje się istniejącą nawierzchnię, należy ją oczyścić z błota i kurzu oraz wyrównać.

Oczyszczanie wykonuje się za pomocą szcetek mechanicznych i ręcznych. Wyrównuje się podłoże stosując remont cząstkowy (przy zastosowaniu lub bez zastosowania materiału wiążącego) albo gdy powierzchnia nierówności jest znaczna, podłoże tłuczniowe lub żwirowe oskarduje się na głębokość częścię spotykanych nierówności. Wzruszone podłoże plantuje się równiarką ciągniętą lub samobiezną, dodaje się w razie potrzeby niewielkie ilości tłucznia lub żwiru, zagęszcza się przez wałowanie i polewanie wodą.

Jeżeli grubość utrwalonej warstwy nie przekracza 6 cm, przygotowane w sposób powyższy (lub nowo zbudowane) podłoże polewa się materiałem wiążącym (podgruntowanie). Rozlewa się około 0,8—1,2 l/m² płynnego bi-

Tabela 43

Rodzaj nawierzchni	Materiał tłuczniowy		Materiał wiążący				
	Grubość tłuczniowej warstwy	Kłińce rozsypany po pierwszym rozlaniu	Grys rozsypany po drugim rozlaniu	Min. kamienny (lub piasek żwirowy) zamykającej	Pierwsze rozlanie	Drugie rozlanie	Tłuszcz rozlanie (warstwa zamykająca)
	wymiaru ilość w m ³ na 100 m ²	wymiaru ilość w m ³ na 100 m ²	wymiaru ilość w m ³ na 100 m ²	wymiaru ilość w m ³ na 100 m ²	w m ³ na 100 m ²	w m ³ na 100 m ²	1/m ²
Bitumowanie wgłębne normalne (grubość warstwy 6—8 cm)	50—25 lub 70—27	7,5 lub 10,5	0,9— —1,1	10—3 lub 7—0,5 (piasek żwirowy)	4,3—6	2—2,5	1,2—1,5
	30—15 lub 65—25	5,0 lub 7,0	—	10—3 lub 7—0,5 (piasek żwirowy)	3—4,5	—	1,2—1,8

tumu ACh-1, BCh-1 lub smoly D-1 i umożliwia się wsiąkanie materiału wiążącego w ciągu 1—2 dni.

Przy grubości warstwy 6 i więcej centymetrów wstępne rozlanie materiału wiążącego nie jest konieczne.

Tłuczeń używany dla wykonania warstwy wglębnie bitumowanej powinien być czysty i suchy i składać się z frakcji o ściśle określonych wymiarach. Ziarna najgrubsze powinny stanowić 0,75—0,85 grubości warstwy po zagęszczeniu. Stosunek wymiarów największych i najmniejszych ziaren powinien być około 2—2,5 (tabela 43). Tylko przy tych warunkach możliwe jest utworzenie dostatecznie związanej nawierzchni przy jednoczesnym zapewnieniu dostatecznego przenikania materiału wiążącego na całą grubość bitumowanej warstwy.

Tłuczeń o wymiarach podanych w tabeli 43 dowozi się na przygotowane podłoże i rozrównyduje się za pomocą spycharki lub samobieżnej równiarki warstwą o grubości ca 25—30% ponad projektowaną grubość wglębnie bitumowanej warstwy; wskazane jest ustawianie na wyrównanym podłożu drewnianych kostek o wysokości równej grubości warstwy w stanie luźnym. Po wyrównaniu rozścielonej warstwy kostki usuwa się, a powstałe próżnie wypełnia się tłucznem. Warstwę starannie wyrównuje się grabiami; równość powierzchni sprawdza się trzymetrową łata.

Rozściela się zwykle tłuczeń pasami wzdłuż DS. Szerokość pasa, na którym rozściela się tłuczeń za jednym razem, przyjmuje się równą wielokrotnej szerokości rozlewu rozdzielacza samochodowego; szerokość ta wynosi w zależności od warunków miejscowych 12—18 m. Dowóz tłucznia powinien odbywać się po podłożu, aby nie naruszać wyrównanej warstwy. Wzdłuż skrajów pasa, jeżeli nie przylega on do uprzednio ułożonej nawierzchni, układa się drewniane bale o grubości równej grubości warstwy po zagęszczeniu. Umocowane do podłoża żelaznymi szpilkami bale mają za zadanie zapobiec rozsuwaniu się tłucznia na boki przy wałowaniu.

Rozsypany tłuczeń wałuje się walcami motorowymi o wadze 5—8 t, bez polewania wodą. Wałowanie wykonuje się według wskazań podanych dla nawierzchni tłuczniowych — od skrajów pasa ku środkowi z częściowym przekryciem poprzednich przejeżdż. W wyniku pierwszego wałowania należy osiągnąć tylko ułożenie się kamieni. W żadnym przypadku nie należy dopuścić w tym okresie do kruszenia się tłucznia, obfamywania krawędzi lub jakiegokolwiek zanieczyszczenia warstwy. W razie stwierdzenia zanieczyszczenia na pewnym odcinku z jakichkolwiek powodów wałowania należy stale sprawdzać równość powierzchni za pomocą trzymetrowej łaty i stwierdzone nierówności usuwać. Pierwszy okres wałowania uważa się za zakończony, gdy ustanie przesuwanie się tłucznia pod kołami walca. Zwykle osiąga się to po 4—6 przejeździe walca w każdym miejscu.

Po wstępnym przewalowaniu dokonuje się pierwszego rozłania materiału wiążącego za pomocą rozdzielacza samochodowego.

Do pierwszego rozłania mogą być użyte: bitumy marek I i II, płynny bitum AG-6, smoly od D-4 do D-6, jak również szybko rozpadające się emulsje bitumiczne.

Mniej lepkie materiały stosuje się do wykonywania robót przy chłodniejszej pogodzie oraz przy bitumowaniu tłucznia wapiennego lekko zakurzonego, kiedy trzeba stworzyć lepsze warunki połączenia powłoczki materiału wiążącego z materiałem kamiennym. W klimacie cieplejszym,

gdzie zachodzi obawa mięknienia nawierzchni w lecie, należy wybierać z podanych materiałów bardziej lepkie.

Bitumowany tłuczeń powinien być zupełnie suchy. Tylko przy zastosowaniu emulsji bitumicznych może być dozwolone bitumowanie lekko zawilgoconego tłucznia. Rozlany materiał wiążący powinien przepoić warstwę tłucznia równomiernie na całej grubości. Podstawowa masa kamieni powinna być otoczona cienką powłoką materiału wiążącego. Sprawdza się to przez rozbieranie niewielkich kawałków nawierzchni po pierwszym rozłaniu. Zbyt duża lepkość użytego materiału wiążącego powoduje tworzenie się skrzepów w górnej części warstwy; odwrotnie — zbyt płynny materiał wiążący gromadzi się w dolnej części warstwy. Gromadzenie się materiału wiążącego w dolnej części warstwy może świadczyć również o nadmiernej jego ilości. Przy niedostatecznej ilości materiału wiążącego znaczna część tłucznia w dolnej warstwie nie zostanie otoczona.

Zwykle dla osiągnięcia dostatecznych wyników wystarcza około 0,8 l/m² materiału wiążącego na każdy centymetr grubości bitumowanej warstwy*.

Niezwłocznie po pierwszym rozłaniu rozsypuje się na powierzchni nawierzchni kliniec w ilości 0,9—1 m³ na 100 m², wmiata go się w puste przestrzenie między grubszymi kamieniami i następnie wałuje się nawierzchnię walcami o ciężarze 10—12 ton lub cięższymi, w zależności od wytrzymałości materiału kamiennego. Dla lepszego zagęszczenia pożądane są walce cięższe, jednak nie można dopuścić do kruszenia się tłucznia przy wałowaniu.

Ilość przejeżdż walca powinna wynosić w każdym miejscu 8—12, w zależności od grubości nawierzchni i ciężaru walca. Ilość walców powinna być wystarczająca, aby wałowanie mogło być zakończone przed ostatecznym ostygnięciem materiału wiążącego, to znaczy w ciągu 1—1,5 godz od chwili rozłania.

Po uwałowaniu wmiata się z nawierzchni luźno leżące ziarenka klinca, które nie złączyły się z podstawową warstwą i powtórnie rozlewa się materiał wiążący w ilości 2—2,5 l/m².** Niezwłocznie rozsypuje się grys — 15—3 mm w ilości 0,9—1,1 m³ na 100 m², wmiata się go w pory na powierzchni i wałuje się nawierzchnię ciężkimi walcami. Orientacyjnie wymagane jest 6—8 przejeżdż walca w każdym miejscu.

Do drugiego rozłania używa się materiału wiążącego tych samych marek co i do pierwszego.

Po uwałowaniu luźno leżące ziarenka grysu wmiata się i wykonuje się warstwę zamykającą przez rozlanie materiału wiążącego w ilości 1,2—1,5 l/m² i rozsypanie mialu kamiennego lub piasku żwirowego w ilości około 1 m³ na 100 m². Miał rozmiata się, po czym nawierzchnię wałuje się ciężkimi walcami; 4—5 przejeżdż w każdym miejscu.

Do warstwy zamykającej używa się materiału wiążącego tych samych marek co i do ostatniego rozłania przy bitumowaniu powierzchniowym — płynne bitumy typu AG-4 lub smoly węglowe D-3 — D-4.

Dla osiągnięcia lepszego uformowania się nawierzchni pożądane jest powtórne uwałowanie w ciągu kilku dni po wykonaniu, podczas ciepłej pogody, gdy materiał wiążący nieco rozmięknie. Wałowanie powtórne przeprowadza się walcami ciężkimi lub ogumionymi.

* Przy bitumowaniu emulsjami bitumicznymi zawierającymi do 50% wody nor-my rozlewu emulsji powinny być wyższe mniej więcej 1,5-krotnie.

** Przy bitumowaniu półwglębnym drugiego rozlewu nie dokonuje się, a od razu wykonuje się warstwę zamykającą (patrz wyżej).

Po ostatecznym zagęszczeniu powierzchnia nawierzchni powinna być równa, gładka i o całkowicie jednorodnej strukturze.

Przy wykonywaniu robót należy ściśle przestrzegać ustalonych dla każdego rozlania norm materiału wiążącego.

Przypadkowo nie polane miejsca na skutek zatkania się poszczególnych otworów rury rozdzielającej przy użyciu rozdzielacza samochodowego lub z innych powodów uzupełnia się przez rozlanie materiału wiążącego z polewaczek. W tym celu powinny być na budowie ruchome kotły z materiałem wiążącym o pojemności 300—500 l.

Przy rozlewaniu materiału wiążącego za pomocą rozdzielacza samochodowego należy przekrywać sąsiednie pasy na 15—20 cm. W tym celu przy rozścielaniu klinca lub grysu skraj pasa polanego nie zasypuje się na szerokości zakładu; posypuje się go jednocześnie z pasem sąsiednim.

Analogicznie do bitumowania powierzchniowego należy stosować te same środki zaradcze dla zapewnienia równomiernego rozlania materiału wiążącego na początku i końcu odcinków przez ułożenie osłon z dykty, papy i innych.

Kliniec i grysy powinny być suche i czyste. Rozściela się je za pomocą specjalnego rozdzielacza wmontowanego na samochodzie lub ręcznie — bezpośrednio ze skrzyni samochodu, poruszającego się tylnym biegiem. Ilość drobnego kamienia powinna wystarczyć tylko do wypełnienia pustych przestrzeni na powierzchni; w żadnym razie nie powinien on tworzyć samodzielnych warstw.

Prace przy wykonywaniu powierzchni powinny być prowadzone przy suchej i ciepłej pogodzie, przy temperaturze nie niższej od +10°C. Tylko przy zastosowaniu emulsji dopuszcza się rozlewanie jej przy lekko wilgotnym materiale (lecz nie podczas deszczu) i przy nieco niższej temperaturze powietrza.

Rozdział XVII

WYKONYWANIE NAWIERZCHNI SPOSOBEM OTACZANIA

Otaczaniu organicznymi materiałami wiążącymi mogą być poddane dowolne materiały, jak np. tłuczniowe, żwirowe, mieszaniny piaszczysto-gliniaste oraz grunty naturalne.

W wyn.ku otaczania otrzymuje się całkowicie jednorodną mieszaninę, w której każda cząstka (lub grupa drobnych cząstek) materiału mineralnego jest pokryta cienką powłoką materiału wiążącego. Taki materiał ułożony w nawierzchni i zagęszczony tworzy dostatecznie trwałą warstwę, zdolną przeciwstawić się oddziaływaniu obciążeń dynamicznych, czynników atmosferycznych i posiadającą w ciągu całego roku zupełnie zadowalającą wartość użytkową.

Grubość utrwalonej warstwy zależy od wymagań stawianych nawierzchni, od typu samolotów, dla których jest ona przeznaczona, od rodzaju materiałów kamiennych i materiałów wiążących, od rodzaju podłoża i stanowi zwykle 5—10 cm.

Otoczony materiał układa się na trwałym podłożu tłuczniowym, żwirowym, ze sztucznego kamienia lub na stabilizowanym gruncie.

Przygotowanie materiału może być wykonywane:

- a) przez otaczanie na miejscu;
- b) otaczanie w wytwórniach.

Przy otaczaniu na miejscu materiał kamienny miesza się z materiałem wiążącym bezpośrednio na miejscu układania jezdni. Mieszanie w tym przypadku wykonuje się za pomocą stosunkowo prostego sprzętu — bron, równiarek itp. lub za pomocą specjalnych maszyn otaczarek posuwających się wzdłuż odcinka, na którym wykonuje się nawierzchnię, i wykonujących w ten sposób otaczanie materiału na miejscu układania.

Przy otaczaniu na miejscu stosuje się materiał wiążący w stanie zimnym lub ogrzanym; materiału kamiennego nie podgrzewa się.

Przy otaczaniu w wytwórniach materiał kamienny miesza się z materiałem wiążącym w otaczarkach stałych lub półstałych, ustawianych zwykle w pewnej odległości od wykonywanej nawierzchni. Przygotowany w mieszarce materiał przywozi się na miejsce układania, rozrównuje się i odpowiednio zagęszcza.

Otaczanie w wytwórniach może być wykonywane bez podgrzewania materiałów kamiennych (na zimno) lub z uprzednim podgrzewaniem (na gorąco).

Po ostatecznym zagęszczeniu powierzchnia nawierzchni powinna być równa, gładka i o całkowicie jednorodnej strukturze.

Przy wykonywaniu robót należy ściśle przestrzegać ustalonych dla każdego rozlania norm materiału wiążącego.

Przypadkowo nie polane miejsca na skutek zatkania się poszczególnych otworów rury rozdzielającej przy użyciu rozdzielacza samochodowego lub z innych powodów uzupełnia się przez rozlanie materiału wiążącego z polewaczek. W tym celu powinny być na budowie ruchome kotły z materiałem wiążącym o pojemności 300—500 l.

Przy rozlewaniu materiału wiążącego za pomocą rozdzielacza samochodowego należy przekrywać sąsiednie pasy na 15—20 cm. W tym celu przy rozścielaniu klinca lub grysu skraj pasa polanego nie zasypuje się na szerokości zakładu; posypuje się go jednocześnie z pasem sąsiednim.

Analogicznie do bitumowania powierzchniowego należy stosować te same środki zaradcze dla zapewnienia równomiernego rozlania materiału wiążącego na początku i końcu odcinków przez ułożenie osłon z dykty, papy i innych.

Kliniec i grysy powinny być suche i czyste. Rozściela się je za pomocą specjalnego rozdzielacza wmontowanego na samochodzie lub ręcznie — bezpośrednio ze skrzyni samochodu, poruszającego się tylnym biegiem. Ilość drobnego kamienia powinna wystarczyć tylko do wypełnienia pustych przestrzeni na powierzchni; w żadnym razie nie powinien on tworzyć samodzielnych warstw.

Prace przy wykonywaniu powierzchni powinny być prowadzone przy suchej i ciepłej pogodzie, przy temperaturze nie niższej od +10°C. Tylko przy zastosowaniu emulsji dopuszcza się rozlewanie jej przy lekko wilgotnym materiale (lecz nie podczas deszczu) i przy nieco niższej temperaturze powietrza.

Rozdział XVII

WYKONYWANIE NAWIERZCHNI SPOSOBEM OTACZANIA

Otoczeniu organicznymi materiałami wiążącymi mogą być poddane dowolne materiały, jak np. tłuczniowe, żwirowe, mieszaniny piaszczysto-gliniaste oraz grunty naturalne.

W wyniku otoczenia otrzymuje się całkowicie jednorodną mieszaninę, w której każda cząstka (lub grupa drobnych cząstek) materiału mineralnego jest pokryta cienką powłoką materiału wiążącego. Taki materiał ułożony w nawierzchni i zagęszczony tworzy dostatecznie trwałą warstwę, zdolną przeciwstawić się oddziaływaniu obciążeń dynamicznych, czynników atmosferycznych i posiadającą w ciągu całego roku zupełnie zadowalającą wartość użytkową.

Grubość utrwalonej warstwy zależy od wymagań stawianych nawierzchni, od typu samolotów, dla których jest ona przeznaczona, od rodzaju materiałów kamiennych i materiałów wiążących, od rodzaju podłoża i stanowi zwykle 5—10 cm.

Otoczony materiał układa się na trwałym podłożu tłuczniowym, żwirowym, ze sztucznego kamienia lub na stabilizowanym gruncie.

Przygotowanie materiału może być wykonywane:

- a) przez otaczanie na miejscu;
- b) otaczanie w wytwórniach.

Przy otaczaniu na miejscu materiał kamienny miesza się z materiałem wiążącym bezpośrednio na miejscu układania jezdni. Mieszanie w tym przypadku wykonuje się za pomocą stosunkowo prostego sprzętu — bron, równiarek itp. lub za pomocą specjalnych maszyn-otaczarek posuwających się wzdłuż odcinka, na którym wykonuje się nawierzchnię, i wykonujących w ten sposób otaczanie materiału na miejscu układania.

Przy otaczaniu na miejscu stosuje się materiał wiążący w stanie zimnym lub ogrzanym; materiału kamiennego nie podgrzewa się.

Przy otaczaniu w wytwórniach materiał kamienny miesza się z materiałem wiążącym w otaczarkach stałych lub półstałych, ustawianych zwykle w pewnej odległości od wykonywanej nawierzchni. Przygotowany w mieszarce materiał przywozi się na miejsce układania, rozrównuje się i odpowiednio zagęszcza.

Otoczenie w wytwórniach może być wykonywane bez podgrzewania materiałów kamiennych (na zimno) lub z uprzednim podgrzewaniem (na gorąco).

Do otaczania na zimno mogą być użyte dowolne urządzenia mieszające — typu bębnowego, łopatkowego i inne, a nawet zwykłe betoniarzki budowlane. Otaczanie na gorąco wymaga specjalnych mieszarek typu asfaltobetonowych itp., umożliwiających uprzednie wysuszenie i ogrzanie materiału kamiennego.

Mieszanie materiału kamiennego z materiałem wiążącym w wytwórniach umożliwia otrzymanie całkowicie jednorodnej mieszanki, poza tym zapewnione jest dokładne dozowanie materiałów kamiennych i wiążących, dlatego otrzymywany materiał posiada wysokie wskaźniki fizyczno-mechanicznych właściwości.

Poza tym przy otaczaniu w wytwórniach, gdzie proces mieszania przebiega znacznie dokładniej niż przy otaczaniu na miejscu, możliwe jest otrzymanie dostatecznie jednorodnych i dobrze zmieszanych mieszanin, przy użyciu materiałów wiążących o stosunkowo wysokiej konsystencji, szczególnie gdy otaczanie odbywa się z podgrzewaniem zarówno materiału kamiennego, jak i materiału wiążącego. W ten sposób przez otaczanie materiałów w wytwórniach można otrzymać mieszanki, które bezpośrednio po zagęszczeniu i ostygnięciu tworzą trwałe nawierzchnie o dużej zdolności nośnej, na przykład asfaltobetonowe i inne podobne.

Proces otaczania materiałów w wytwórniach zależy w znacznie mniejszym stopniu od warunków atmosferycznych w porównaniu ze sposobem otaczania na miejscu; jest to czynnik bardzo ważny, gdyż przedłuża sezon budowlany, szczególnie w strefach północnych o wilgotnym klimacie.

Jednocześnie z wyszczególnionymi zaletami sposób otaczania w wytwórniach posiada również szereg cech ujemnych: otaczanie wymaga specjalnych urządzeń, których sprowadzenie na plac budowy i montaż wymagają znacznych wydatków i czasu; sam proces otaczania jest dosyć skomplikowany i pracochłonny, dlatego koszty wykonania nawierzchni i nakład pracy są zwykle znacznie wyższe niż przy sposobie mieszania na miejscu. Wszystko to jednak opłaca się przy budowie nawierzchni ciężkich, obciążonych na długi okres pracy, gdy wymagania co do wytrzymałości nawierzchni odgrywają szczególną rolę. W tych przypadkach pierwszeństwo posiada bezwzględnie otaczanie w wytwórniach.

Podstawowe zalety sposobu otaczania na miejscu — jego prostota, możliwość wykonywania robót stosunkowo nieskomplikowanym sprzętem, możliwość w pewnym stopniu przyspieszenia wykonania robót — powodują, że sposób otaczania na miejscu ma szerokie zastosowanie przy budowie lotnisk w przypadkach pilnych zadań. Sposób ten jest szczególnie celowy w przypadkach, gdy nie wymaga się od wykonywanej nawierzchni wysokiej wytrzymałości i stwarza się w ten sposób możliwość wykorzystania płynnych bitumów i smół o stosunkowo niskiej konsystencji, najbardziej odpowiednich przy wykonywaniu robót tym sposobem. Oprócz tego celowe jest stosowanie sposobu otaczania na miejscu przy utrwalaniu istniejących nawierzchni przez wżruszenie górnej warstwy i przemieszanie jej z materiałem wiążącym.

Wymagania co do materiałów

G r u n t y. Doświadczenia z budowy i użytkowania nawierzchni gruntowych, utrwalonych materiałami wiążącymi organicznymi, wykazują, że utrwalenie wszystkich prawie bez wyjątku gruntów daje pozytywne wyniki — grunt nabiera spistości, praktycznie — nie rozmięka i nie traci

zwięzłości w wilgotnej porze roku. Najlepsze wyniki otrzymuje się jednak przy utrwalaniu gruntów piaszczysto-gliniastych, zbliżonych swym składem do norm mieszanin optymalnych i odznaczających się znaczną zawartością. Mieszanki takich gruntów z materiałem wiążącym są najbardziej zwięzłe zarówno przy suchej, jak i przy wilgotnej pogodzie. Poza tym do utrwalenia gruntów piaszczysto-gliniastych zawierających znaczną ilość frakcji szkieletowych potrzebna jest mniejsza ilość materiału wiążącego niż do utrwalenia na przykład gruntów gliniasto-piaszczystych lub pylastych (patrz niżej); ułatwiona jest również czynność mieszania gruntu z materiałem wiążącym. Dlatego też uprzednie ulepszenie gruntów bezszkieletowych domieszkami piasku znajduje w większości przypadków również ekonomiczne uzasadnienie. Odwrotnie, do gruntów piaszczystych należy przed utrwalaniem dodawać pewną ilość lekkiego lub pyłowego gliniasto-piaszczystego gruntu, aby zwiększyć zwięzłość mieszanki, ponieważ utrwalanie samych piasków, zwłaszcza przy użyciu bitumów płynnych, nie daje dostatecznie trwałych i zwięzłych mieszanin.

Dla określenia ilości domieszki do posiadanego gruntu, w celu otrzymania optymalnej mieszanki, można posługiwać się podanymi wyżej (w rozdziale „Stabilizacja gruntu przez zmianę uziarnienia”) normami optymalnych piaszczysto-gliniastych mieszanin. Należy tylko przyjmować dolne granice ilości frakcji gliniastej w mieszaninie. Z punktu widzenia zwiększenia wytrzymałości nawierzchni bardzo potrzebna jest w utrwalonym gruncie niewielka ilość (20—30%) drobnego żwiru.

Nie należy utrwalać materiałami wiążącymi gruntów solnych, szczególnie zawierających sole sodowe i siarczanowe. Doświadczenie wskazuje, iż bitumy w tych warunkach mają skłonność do tworzenia z wodą emulsji i łatwo są wymywane z nawierzchni. Obecność w gruncie humusu nie jest jednak czynnikiem ujemnym; czarnoziemy utrwalone materiałem wiążącym tworzą zupełnie zadowalające nawierzchnie.

M a t e r i a ł ż w i r o w y. Najlepsze wyniki otrzymuje się przy utrwalaniu materiałów żwirowych, składem swym odpowiadających normom mieszanin optymalnych (patrz rozdz. XIII). Ziarna szkieletu materiału żwirowego nie powinny przekraczać 25—30 mm. Obecność w mieszaninie grubszych ziaren utrudnia uformowanie nawierzchni oraz późniejsze jej utrwalanie; grube ziarna oddziałują się od nawierzchni stwarzając przez to ogniska dalszego niszczenia.

Pożądane jest, w celu zwiększenia zwięzłości nawierzchni, aby żwir nie był zbyt zaokrąglony. Przy bardzo zaokrąglonych ziarnach żwiru należy wprowadzić do mieszanki rozdrobniony materiał, ażeby zmniejszyć współczynnik zaokrąglenia, zgodnie z normami podanymi wyżej (w rozdziale XIII, tabl. 34) dla nawierzchni żwirowych nieutrwalonych. Jeżeli chodzi o wymagania dotyczące wytrzymałości żwiru, to pożądane jest, aby mieć możliwie najbardziej wytrzymały materiał. Uwzględniając jednak okoliczność, że przy utrwalaniu sposobem otaczania materiał żwirowy zostaje w znacznym stopniu odizolowany od wpływu czynników atmosferycznych, ścierania itp. — i dlatego dalsze jego niszczenie i zwietrzienie postępuje stosunkowo wolno — może być w tym przypadku użyty mniej wytrzymały materiał niż przy nawierzchniach nieutrwalonych. Ważną rzeczą jest, aby materiał nie zawierał zbyt słabych ziaren, które mogłyby kruszyć się przy walowaniu.

T ł u c z e ń. Wymagania co do materiału kamiennego używanego do wykonywania nawierzchni fluczniowych utrwalanych sposobem otaczania

zależą od tego, czy wykonuje się nawierzchnię z tak zwanych mieszanin „otwartych”, czy też ze szczelnych.

Mieszaniny otwarte nie zawierają drobnych frakcji i składają się tylko z ziaren ponad 5—10 mm. Takie mieszaniny wymagają do utrwalenia mniejszej ilości materiału wiążącego niż mieszaniny szczelne. Największy wymiar ziaren nie powinien przekraczać 2/3 grubości warstwy nawierzchni po zagęszczeniu.

Zwięzłość nawierzchni otrzymuje się w danym przypadku przez wzajemne zaklinowanie się ziaren tłuczni oraz przez wzajemne oddziaływanie powłoczek materiału wiążącego, otaczających poszczególne ziarna.

Dla zapewnienia dostatecznej zwięzłości mieszaniny należy odpowiednio dobrać jej skład.

Zaleca się następujące składy:

1. tłuczeń 50—25 mm	— 70—75%
„ 25—10 „	— 30—25%
2. tłuczeń 50—25 mm	— 65—75%
„ 15—10 „	— 20—15%
„ 10—5 „	— 15—10%

Wymagania co do wytrzymałości materiału tłuczniowego są mniej więcej te same co przy nieutrwalanych nawierzchniach tłuczniowych, ponieważ zbyt słaby tłuczeń może się kruszyć przy wałowaniu.

Zdolność cementująca tłuczni dla nawierzchni utrwalanych materiałem wiążącym nie ma znaczenia, pożądaną jest natomiast, aby używać materiału kamiennego o powierzchni chropowatej (nie szklistej) mającej większą przyczepność do materiału wiążącego.

Kształt ziaren tłuczni powinien być zbliżony do sześciąta lub czworoboku. Bardzo ważnym warunkiem jest czystość tłuczni (bez błota i kurzu), szczególnie gdy przygotowanie odbywa się bez podgrzewania materiału kamiennego.

Oprócz naturalnych materiałów kamiennych mogą być stosowane także żużle o odpowiedniej wytrzymałości.

Jeżeli nawierzchnie wykonuje się ze szczelnej mieszaniny, materiał tłuczniowy może zawierać wszystkie frakcje, od grubych do pyłu kamiennego włącznie. Wymagania co do składu mieszaniny są mniej więcej te same co i przy materiałach żwirowych; ilość drobnych frakcji należy przyjmować według granic dolnych, uwzględniając małe zaokrąglenie materiału tłuczniowego.

Takie nawierzchnie stanowią przejście do nawierzchni asfaltobetonowych różniąc się od nich tylko nieobecnością w mieszaninie specjalnego proszku mineralnego (wypełniacza) i mniej dokładnym dozowaniem składników. Do budowy nawierzchni wg typu mieszanin szczelnych może być stosowany mniej wytrzymały tłuczeń niż przy nawierzchniach z mieszanin otwartych, ponieważ warunki pracy tłuczni w mieszaninach szczelnych, mających wypełnione przestrzenie między większymi ziarnami, są znacznie lepsze.

Nawierzchnie wg typu mieszanin szczelnych celowo jest wykonywać w przypadkach, gdy chodzi o utrwalenie materiałem wiążącym istniejących już nawierzchni tłuczniowych, których górna warstwa składa się z ziaren najróżniejszych wymiarów, od grubych kawałków tłuczni do pylasto-gliniastych cząstek włącznie.

272

Należy również wykonywać nawierzchnie wg typu mieszanin szczelnych w przypadkach, gdy utrwała się materiałem wiążącym stosunkowo mało wytrzymały materiał tłuczniowy nie spełniający wymagań stawianych tłuczniom dla mieszanin otwartych.

Nawierzchnie z mieszanin otwartych celowo jest wykonywać, gdy dysponuje się dostatecznie wytrzymałym tłuczniem, szczególnie gdy otaczanie tłuczni wykonuje się w wytwórniach i istnieje przez to możliwość stosowania materiału wiążącego o dostatecznie wysokiej konsystencji.

Materiały wiążące. Przy utrwalaniu sposobem otaczania znajdują zastosowanie wszystkie rodzaje materiałów wiążących — płynne i lepkie bitumy, smoly węglowe, emulsje bitumiczne i inne. Klasę i markę materiału wiążącego ustala się przy uwzględnieniu przewidywanego sposobu otaczania, rodzaju materiału kamiennego, warunków atmosferycznych w okresie wykonywania robót oraz warunków klimatycznych strefy budowy.

Pożądaną jest, aby przy wykonywaniu nawierzchni lotniskowych sposobem otaczania stosować materiał wiążący o większej lepkości początkowej w celu przyspieszenia formowania mieszaniny i w najkrótszym czasie otrzymać dostatecznie twardą nawierzchnię. Jednak początkowa konsystencja materiału wiążącego jest ograniczona możliwością dostatecznego przemieszania z materiałem kamiennym.

W związku z tym przy utrwalaniu sposobem otaczania na miejscu zachodzi konieczność stosowania materiałów wiążących płynnych o różnych szybkościach gęstnienia. Ale przy otaczaniu w wytwórniach, szczególnie przy podgrzewaniu materiałów mineralnych, mogą być również stosowane bitumy lepkie, zapewniające utworzenie bardzo trwałej nawierzchni (na przykład, tak zwany „grunt-asfalt”) — piaszczysto-gliniaste lub żwirowe mieszaniny otaczane na gorąco lepkiem bitumem.

Duże znaczenie przy ustalaniu marki materiału wiążącego ma skład materiałów mineralnych. Drobnopiękne mieszaniny trudniej łączą się z materiałem wiążącym i z tego powodu przy innych jednakowych warunkach potrzebny jest tu materiał o niższej konsystencji początkowej niż przy otaczaniu gruboziarnistych mieszanin.

W tabeli 44 podane są marki materiału wiążącego zalecane w różnych przypadkach.

Mniej lepkie z podanych materiałów stosuje się przy wykonywaniu robót podczas chłodniejszej pogody i przy zawartości w mieszaninie znacznej ilości frakcji drobnej; bardziej lepkie — przy robotach wykonywanych w ciepłą pogodę i przy bardziej otwartych mieszaninach.

Szybciej gęstniejące materiały (również emulsje bitumiczne) należy stosować w strefach o wilgotnym i chłodnym klimacie w celu skrócenia okresu formowania nawierzchni; wolno gęstniejące — w strefach o klimacie ciepłym.

Dobieranie ilości materiału wiążącego w mieszaninie

Ilość materiału wiążącego w mieszaninie powinna być wystarczająca dla nadania mieszaninie wodoodporności i równocześnie powinna zapewnić niezbędną wytrzymałość mieszaniny przy tych temperaturach, przy których nawierzchnia będzie użytkowana. Przy braku materiału wiążącego nawierzchnia nie jest całkowicie wodoodporna i w wilgotnym okresie może łatwo ulec zniszczeniu. Przy nadmiarze materiału wiążącego na-

Tabela 44

Nazwa materiałów bitumowanych	Sposoby przygotowania		
	Ołaczanie na miejscu	Ołaczanie w wytwórniach	
		Bez podgrzewania materiałów kamiennych	Z podgrzewaniem materiałów kamiennych
Grunty	AChP-2 — AG-4; BP-3; BG-4; D-2; D-3	AG-4; AG-5; BG-4; BG-5; D-4; wolno rozpadające się emulsje bitumiczne	AG-6; BG-6; D-6; bitum marki I
Materiały żwirowo	AP-3; AG-4; BG-4; BG-5; D-3; D-4; wolno rozpadające się emulsje bitumiczne	AG-5; AG-6; BG-5; BG-6; D-5; emulsje bitumiczne	AG-6; BG-6; D-7 bitum marki I
Materiały tłuczniowo a) mieszaniny otwarte b) mieszaniny szczelne	szybko gęstniejące płynne bitumy marek 3-4; D-4; D-5; emulsje bitumiczne to samo co i dla materiałów żwirowych.	szybko gęstniejące płynne bitumy marek 4-5; D-6; emulsje bitumiczne	D-7; D-8; bitumy marek 1-11

wierzchnia w upalnej porze roku mięknie, tworzą się na niej fałdy, wypukłości itp.

Istnieje szereg sposobów doboru optymalnej ilości materiału wiążącego.

Znana jest znaczna ilość wzorów dla określenia ilości materiału wiążącego w mieszaninie*. Większość z nich oparta jest na założeniu, że niezbędna ilość materiału wiążącego jest proporcjonalna do sumy powierzchni cząstek, z których składa się mieszanina.

Ponieważ jednak wzory otrzymane są w zasadzie drogą doświadczeń dla ograniczonej ilości materiałów, to w niektórych przypadkach wyniki obliczenia według nich mogą znacznie różnić się od rzeczywistej potrzeby materiału wiążącego dla danych konkretnych warunków.

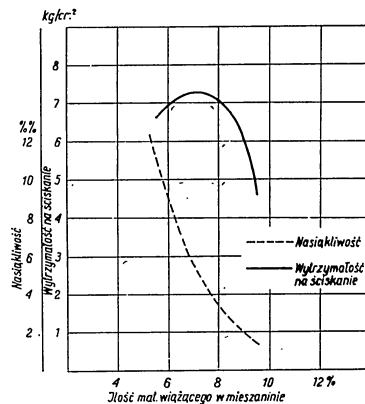
Pewniejsze jest określenie ilości materiału wiążącego według wskaźników fizyczno-mechanicznych właściwości mieszanek. Sposób ten stosujemy do mieszanin szczelnych.

W laboratorium sporządza się mieszaniny z posiadanego materiału kamiennego o różnej ilości materiału wiążącego. Jeżeli jako materiał wiążący stosuje się płynne bitumy lub smoły, to przygotowany materiał po przemieszaniu umieszcza się na 4 godziny w termostacie przy temperaturze 100°C dla płynnych bitumów i 80°C dla smoły, ażeby materiał wiążący nieco zgęstniał i osiągnął stan zbliżony do tego, w jakim będzie po pewnym okresie pracy w nawierzchni. Ze sporządzonych w ten sposób mieszanin formuje się walcowe próbki pod ciśnieniem 200—300 kg/cm². Próbkę bada się na nasiąkliwość, pęcznienie, określa się ich wytrzymałość na

* Patrz Łysichin A. — Obróbka gruntowych i grawijnych dróg żelaznym bitumem — 1943.

ściskanie w stanie suchym i nasyconym, ustala się ciężar objętościowy. Próbę na ściskanie przeprowadza się przy temperaturze zwykłej (około 22°C) oraz przy najwyższej temperaturze dla danej miejscowości.

W miarę zwiększania w mieszaninie ilości materiału wiążącego nasiąkliwość próbki oraz pęcznienie będą malały, wytrzymałość na ściskanie będzie początkowo wzrastać, następnie będzie maleć, szczególnie przy wysokich temperaturach (rys. 119), to samo będzie z ciężarem objętościowym. Optymalną będzie taka ilość materiału wiążącego, przy której wskaźniki fizyczno-mechaniczne właściwości próbek mieszaniny uczynią zadość wymaganiom (tab. 45). Może się zdarzyć, że z danego materiału nie będzie można otrzymać mieszaniny całkowicie spełniającej stawiane wymagania co do wszystkich wskaźników.



Rys. 119. Dobieranie ilości materiału wiążącego w mieszaninie

Na przykład, przy takiej ilości materiału wiążącego, kiedy nasiąkliwość próbek mieści się w żądanych granicach, wytrzymałość na ściskanie będzie niższa od wymaganej itp. Świadczy to o tym, że mieszanina mineralna jest źle dobrana; należy zmienić skład jej przez dodanie materiału szkieletowego lub wypełniającego i powtórzyć dobieranie od nowa, aż do otrzymania żądanych właściwości mieszaniny co do wszystkich wskaźników.

W tabeli 45 podane są przybliżone wskaźniki fizyczno-mechaniczne właściwości dla dobrze dobranych, szczelnych mieszanin z różnych materiałów.

Tabela 45

Wymagania techniczne dla mieszanin projektowanych w laboratorium	Mieszaniny z lepkiem materiałem wiążącym, sporządzone z podgrzewaniami materiałów kamiennych		Mieszaniny z płynnym materiałem wiążącym, bez podgrzewania materiałów kamiennych	
	dla warstwy górnej	dla warstwy dolnej	mieszaniny żwirowe i tłuczniowe	mieszaniny gruntowe (dla nawierzchni)
Wytrzymałość na ściskanie przy 22°, w stanie suchym nie mniej kg/cm ²	25	10	—	—
To samo po nasyceniu wodą, nie mniej kg/cm ²	15	5	5	5
Wytrzymałość na ściskanie przy najwyższej temperaturze, w jakiej może pracować nawierzchnia, nie mniej kg/cm ²	8	5	5	5
Nasiąkliwość pod próżnią objętościowo w % przy 15—20°	2—5	3—7	2—6	3—10
Spezjalnie w procentach nie więcej	1,5	3	5	—

Przybliżona ilość materiału wiążącego potrzebna do utrwalenia różnych materiałów (w procentach wagowych):

grunty gliniasto-piaszczyste i pyłowo-gliniasto-piaszczyste	10—15
grunty piaszczysto-gliniaste (mieszaniny piaszczysto-gliniaste)	6—10
materiały żwirowe i sztywne mieszaniny żwirowe	5—7
materiały tłuczniowe (mieszaniny otwarte)	3—5

W nadmiernie wilgotnych, chłodnych strefach ilość materiału wiążącego należy przyjmować nieco większą niż w strefach suchych, o klimacie ciepłym. Przy zastosowaniu materiału wiążącego o dużej lepkości ilość jego w mieszaninie należy zwiększyć, szczególnie gdy utrwalania dokonuje się bez podgrzewania materiałów kamiennych; odwrotnie, przy mało lepkich materiałach wiążących lub gdy mieszaninę przygotowuje się z podgrzewaniem (w wytwórniach), a więc powłoczka może być odpowiednio cieńsza, materiału wiążącego potrzeba mniej.

Wykonywanie robót

Otaczanie na miejscu. Otaczanie na miejscu może być wykonywane za pomocą specjalnych otaczarek — poruszających się mieszalników lub sprzętu zwykłego — bron, równiarek itp.

Mieszaniny otrzymywane przy użyciu specjalnych otaczarek są bardziej jednolite; wydajność takich maszyn jest dostatecznie duża i prace mogą być wykonywane w stosunkowo krótkich terminach; jednak są to maszyny dosyć skomplikowane, ilość ich jest na razie niewielka i nie są one jeszcze szeroko rozpowszechnione.

Otaczanie za pomocą sprzętu zwykłego (bron, równiarek) przy staranym nadzorze i odpowiednio wykwalifikowanym personelu obsługującym daje również zupełnie zadowalające wyniki. Sposób ten jest na razie ogólnie przyjęty przy wykonywaniu tego rodzaju robót.

Przy wykonywaniu nawierzchni sposobem otaczania na miejscu różni się następujące przypadki:

- nawierzchnię wykonuje się całkowicie z nowego materiału;
- materiał do utrwalenia otrzymuje się przez wzruszenie górnej części istniejącej nawierzchni (gruntowej, żwirowej, tłuczniowej).

Może mieć miejsce również przypadek, że materiał do utrwalenia otrzymuje się częściowo przez wzruszenie istniejącej nawierzchni, a częściowo dowozi się nowy.

W przypadku wykonywania nawierzchni z materiału nowego kolejność robót jest następująca:

- Przygotowanie podłoża, na którym wykonuje się nawierzchnię.
- Dowiezienie i rozścielenie materiału kamiennego.
- Rozlanie materiału wiążącego, kilkakrotne i staranne przemieszanie.
- Rozrównywanie materiału i plantowanie powierzchni.
- Zagęszczenie nawierzchni.
- Wykonanie warstwy zamykającej.

Jeżeli jako podłoże wykorzystuje się istniejącą użytkowaną nawierzchnię, powinna być ona oczyszczona od błota i kurzu i wyrównana.

Oczyszczanie i wyrównanie wykonuje się tak samo, jak przy przygotowaniu podłoża dla nawierzchni bitumowanej wgłębnie (patrz wyżej). Jeżeli istniejąca nawierzchnia posiada dużo nierówności, powinna być zoskardowana na głębokość częściej spotykanych wybojów i po rozrównaniu otrzymanego materiału uwalowana.

Przy grubości wykonywanej nawierzchni nie przekraczającej 6 cm stosuje się podgrzewanie podłoża przez rozlanie 0,8—1 l/m² płynnego materiału wiążącego, który powinien wsiąknąć.

Na przygotowane w ten sposób podłoże dowozi się materiał kamienny przeznaczony do utrwalenia. Objętość materiału według obmiaru w stanie luźnym powinna o 25—30% przewyższać objętość warstwy nawierzchni po zagęszczeniu.

Dowieziony materiał układa się w pryzmy o szerokości b nieco większej od długości rury rozdzielczej samochodowego rozdzielacza materiału wiążącego (rys. 120), za pomocą którego dokonuje się rozlania materiału wiążącego. Wysokość pryzmy w danym wypadku h jest zależna od szerokości pasa nawierzchni B bitumowanego za jednym razem. Aby zapewnić odpowiednie przemieszanie bronami talerzowymi i sprężynowymi, nie należy stosować pryzm o wysokości ponad 15 cm.

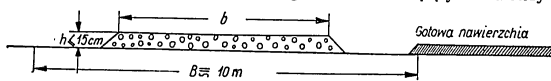
W związku z tym, na przykład, jeżeli długość rury rozdzielczej wynosi 5 m, a grubość projektowana wykonywanej nawierzchni 6 cm, szerokość bitumowanego jednorazowo pasa wyniesie:

$$B = \frac{5 \cdot 0,15}{0,06 \cdot 1,25} = 10 \text{ m}$$

Szerokość pasa równa 10 m należy uważać za maksymalną, ponieważ przy większej szerokości bardzo trudno jest zapewnić równomierne rozścielenie materiału na powierzchni.

Na przygotowanej w ten sposób warstwie rozsypanego materiału kamiennego rozlewa się materiał wiążący. Rozlania materiału wiążącego dokonuje się za pomocą rozdzielacza samochodowego w ciągu kilku jego przejazdów w dawkach po 2—3 litry na m² aż do osiągnięcia ustalonej ilości na 1 m². Płynne bitumy i smoly rozlewa się przy temperaturze 60—100°C,

zabezpieczającej normalny wypływ materiału z otworów rury rozdzielczej. Po każdym rozlewie materiał miesza się ciężką broną talerzową i zwykłymi bronami doczepionymi do ciągnika STZ-NATI przy 2—4 przejściach w każdym miejscu. Należy pilnować, aby talerze przecinały usypaną warstwę przez całą jej grubość i obciążać broną w przypadku, gdy to będzie konieczne. W wyniku przemieszania bronami osiąga się tylko mniej więcej równomierne nasycenie materiałem wiążącym usypanej warstwy. Jednorodnej mieszanki osiągnąć nie można, pozostają poszczególne przesycone materiałem wiążącym miejsca i równocześnie skupienia materiału kamiennego niedostatecznie nasyczonego materiałem wiążącym. Dla otrzy-



Rys. 120. Rościelenie materiału kamiennego przy bitumowaniu przez otaczanie na miejscu

mania jednolitej mieszanki należy koniecznie po rozlaniu pełnej normy zużycia materiału wiążącego przemieszczać materiał równiarką ciągnioną lub samobiezną. Nóż równiarki przesuwają materiał kilkakrotnie od środka pasa i odwrotnie. Przy przesuwaniu się materiału po tarczy zachodzi dodatkowe mieszanie go. Mieszanie należy uważać za zakończone, gdy w mieszaninie nie widzi się przesyconych brył oraz ziaren nie otoczonych. Mieszanka powinna być jednolita, ciemnobrazowego koloru (a przy użyciu smoły — brązowoczarnej), nie powinna być lepka, lecz jednocześnie powinna posiadać dostateczną zwięzłość.

Ilość przejeżdż równiarki dla odpowiedniego przemieszania mieszanki jest dosyć duża — od 3 do 15 w każdym miejscu i zależy od składu materiału kamiennego (ilość przejeżdż tym większa, im drobniejszy jest materiał), konsystencji materiału wiążącego, temperatury powietrza i grubości nawierzchni. Nie należy bitumować zbyt wilgotnego materiału kamiennego; w tym przypadku mieszanie jest utrudnione i nie otrzymuje się odpowiednich wyników. Należy dążyć do tego, aby łączna zawartość wilgoci i materiału wiążącego odpowiadała mniej więcej optymalnej wilgotności otaczanego materiału.

Po zakończeniu otaczania materiał rozściela się na całym pasie, starannie wyrównuje się i następnie zagęszcza przez wałowanie początkowo lekkimi (5—6 t), a następnie cięższymi (8—10 t) walcami. Ogólna ilość przejeżdż walca w każdym miejscu wynosi 6—12. Przy znacznej grubości nawierzchni (10 i więcej cm) należy zagęścić ją uprzednio walcami ogumionymi. Jeżeli nawierzchnię wykonuje się ze szczelnych mieszanin (gruntowych, żwirowych i tłuczniowych), to na tym kończą się zasadnicze roboty. Nawierzchnia może już być oddana do użytku, ale po upływie pewnego czasu (1—2 miesiące), gdy materiał wiążący nieco zgęstnieje i nawierzchnia uformuje się, wykonuje się na niej warstwę zamykającą przez rozlanie 1—1,2 l/m² materiału wiążącego i rozsypanie grysiku lub piasku żwirowego.

Jeżeli nawierzchnię wykonuje się z otwartych mieszanin tłuczniowych, to po uwalowaniu utrwalonej przez otaczanie podstawowej warstwy tłuczni rozsypanie się z wierzchu i uwalowuje się grys 15—5 mm (najlepiej

uprzednio otoczony) w ilości około 1,25—1,50 m³ na 100 m² oraz tworzy się warstwę zamykającą przez rozlanie materiału wiążącego 1—1,2 l/m², i rozsypanie miału.

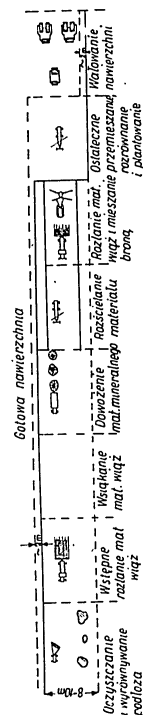
W przypadku utrwalania już istniejącej nawierzchni, po oczyszczeniu jej od kurzu i błota, wzrusza się ją zrywakiem na potrzebną głębokość, bryły starannie rozdrabnia się bronami talerzowymi i zwykłymi i o ile wymagane jest podgruntowanie podłoża (przy grubości nawierzchni mniejszej od 6 cm), usuwa się materiał za pomocą równiarki na jedną stronę pasa. Na zwolnionej części podłoża rozlewa się płynny bitum lub smołę, po jego wsiąknięciu materiał kamienny przesuwają się na przygotowane w ten sposób podłożo. Następnie rozlewa się materiał wiążący na pozostałej części pasa, materiał kamienny zaś układa się w przemy w środkowej części pasa i wykonuje się dalsze roboty w sposób powyżej wskazany.

Jeżeli wymagane jest dodanie świeżego materiału kamiennego, rozsypanie się go po wzruszeniu nawierzchni i mieszaniu z wzruszonym materiałem za pomocą bron.

Prace przy mieszaniu wykonuje się na miejscu, najczęściej systemem potokowym. Zwykły schemat potoku podany jest na rys. 121. Roboty prowadzone są wzdłuż DS. Długość odcinka wykonywanego za jednym razem, dla uniknięcia częstego nawracania maszyn, powinna wynosić w każdym przypadku nie mniej niż 200 m. Celowe jest ustalanie długości odcinka przy założeniu możliwości rozlania całej zawartości zbiornika rozdzielacza samochodowego za jednym przejściem przy ustalonej szerokości i normie rozlewu. W tym przypadku unika się nawracania maszyn podczas rozlewania.

Przy użyciu do utrwalania stosunkowo szybko gęstniejących materiałów wiążących (szybko gęstniejące bitumy płynne, emulsje) długość odcinka i kolejność wykonywania robót ustala się w założeniu, żeby rozlanie całej ilości materiału wiążącego i ostateczne przemieszanie mogły być ukończone na odcinku w ciągu jednego dnia robocznego, dopóki materiał wiążący nie zdołał jeszcze znacznie zgęstnieć.

Jeżeli ustalanie wykonuje się przy użyciu wolno gęstniejących materiałów wiążących (płynne bitumy klasy B itp.), nie należy walać skraju pasa o szerokości mniej więcej 1,5—2 m. Pasek ten uwalowuje się dopiero przy wykonywaniu nawierzchni na sąsiednim przylegającym do niego pasie (rys. 121), co zapewnia lepsze powiązanie nawierzchni na sąsiednich pasach.



Rys. 121. Schemat zastosowania potokowego sposobu utrwalania przez mieszanie na miejscu

Jeżeli do utrwalania stosuje się stosunkowo szybko gęstniejące materiały wiążące, waluje się całą szerokość pasa, ustawiając na jego skrajach szalunki z bali przymocowane do podłoża za pomocą żelaznych szpilek. Na końcach odcinków w miejscach nawracania maszyn niemożliwe jest zwykle osiągnięcie odpowiedniego przemieszania oraz równomiernego rozłożenia mieszanki na powierzchni za pomocą równiarki. Prace te wykonuje się ręcznie; w tym celu niezbędne jest zorganizowanie specjalnej brygady robotniczej.

Orientacyjnie zespół maszyn do budowy nawierzchni sposobem otaczania na miejscu jest następujący:

- | | |
|---|---|
| zrywaków | 1 |
| bron talerzowych | 2 |
| | (jedna rezerwowa) |
| bron kołczastych (pracują szczerpione z talerzowymi) | 2 |
| równiarek ciągniętych lub samobieżnych ciężkich | 2 |
| samoходów-rozdzielaczy materiału wiążącego | 1-2 |
| | (w zależności od odległości dowozu i szybkości napełniania) |
| walców motorowych średnich lub ciężkich | 2 |
| walców motorowych lekkich (lub walców ogumionych) | 1 |
| ciągników gąsienicowych 60 — 80 KM | 2 |
| | (przy zastosowaniu samobieżnych równiarek ciągniki są zbędne) |
| ciągników gąsienicowych 30—40 KM | 1 |
| | (przy zastosowaniu walca ogumionego konieczny jest jeszcze jeden ciągnik) |

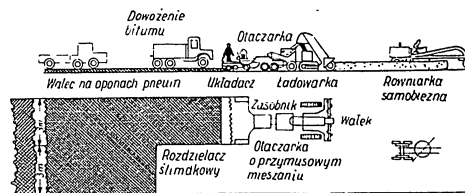
Orientacyjna wydajność takiego zespołu — 5—7 tysięcy metrów kwadratowych w ciągu jednego dnia roboczego.

Jak podano powyżej, do otaczania materiału kamiennego na miejscu układania mogą być użyte różne urządzenia specjalne. Jedne z nich wykonują otaczanie w maszynach położonych na znacznej wysokości ponad nawierzchnię. Otaczarki takie pracują podobnie jak maszyny asfaltobetonowe. Materiał do otaczarki podaje podnośnik kubelkowy. Ustawione na kołach maszyny takie poruszają się wzdłuż utrwalanego pasa, przepuszczają przez otaczarkę przygotowany na pasie materiał i układają poza sobą otoczoną mieszankę za pomocą specjalnego rozdzielacza (rys. 122).

Inne maszyny dokonują otaczania bezpośrednio na powierzchni, bez podnoszenia materiałów.

Otaczanie w wytwórniach. Mieszanie materiału kamiennego z materiałem wiążącym odbywa się w tym przypadku w urządzeniach stałych lub półstałych, montowanych bezpośrednio na budowanym obiekcie lub na kopalni, przy stacji kolejowej lub przystani, skąd nadchodzi materiał kamienny. W ostatnich przypadkach odpada dodatkowo przeladunek materiałów, jednak jeżeli stosuje się mieszankę gorącą, odległość od miejsca ustawienia mieszarki do obiektu nie powinna przekraczać 15 km dla uniknięcia znacznego ostygnięcia materiału.

Jeżeli mieszankę przygotowuje się bez podgrzewania materiałów kamiennych, mieszanie może odbywać się w dowolnych mieszarkach. Mogą tu mieć zastosowanie zarówno specjalne otaczarki, jak i zwykłe betoniarki budowlane o różnej pojemności. Określona dawkę materiału mineralnego, dozowanego wagowo lub objętościowo, załadunkuje się do mieszarki, do której dodaje się również potrzebną ilość materiału wiążącego podgrza-



Rys. 122. Schemat pracy otaczarki z układaczem

nego do 100—120°C. Materiał miesza się przez 1—1,5 minuty i wyładunkuje się do środków transportowych (pożądane — z samoopróżniającymi się skrzyniami), które dostarczają go na miejsce ułożenia. Następnie mieszankę rozrównuje się na przygotowanym podłożu i waluje się identycznie jak przy mieszaniu na miejscu.

Przygotowanie mieszanin z podgrzewaniem materiałów kamiennych wykonuje się w specjalnych urządzeniach mieszalniczych typu asfaltobetonowych. Gorącą mieszankę przywozi się na miejsce ułożenia, rozściela się na przygotowanym podłożu i niezwłocznie, dopóki nie ostygła, waluje się. Przy mieszaniu z płynnymi bitumami i smolami temperatura mieszanki powinna wynosić 100—120°C, przy mieszaniu z bitumami lepkiemi — 140—160°C.

Kolejność wykonywania robót przy przygotowywaniu i układaniu gorących mieszanin prawie nie różni się od podobnych robót przy wykonywaniu nawierzchni asfaltobetonowych, opis których podany jest poniżej. Może być tylko nieco niższa temperatura przygotowania mieszanki, o ile stosuje się materiał wiążący mniej lepki.

Należy dodać, że nawierzchnie wykonane z gorących mieszanin gruntowych, żwirowych i tłuczniowych przy użyciu jako materiału wiążącego lepkich bitumów i smoły zbliżone są do nawierzchni asfaltobetonowych również wartością użytkową.

Nawierzchnie z tak zwanego „gruntoasfaltu”, stanowiącego zwiezłą mieszankę gruntową lub żwirową otoczoną w stanie gorącym lepkiem bitumem, różnią się od asfaltobetonu tylko tym, że wypełniaczem jest tu grunt pyłowo-gliniasto-piaszczysty, a w skład asfaltobetonu w charakterze wypełniacza wprowadza się specjalną mączkę mineralną. Asfaltobeton swoją technologią wytwarzania zalicza się również do nawierzchni wykonanych z mieszanin gorących, przygotowanych w wytwórniach, jednak ze względu na szczególne wymagania, zarówno co do materiałów jak i sposobów wykonywania robót, budowa nawierzchni asfaltobetonowych jest omówiona osobno poniżej.

Jeżeli nawierzchni nie wykonuje się z mieszaniny szczelnej, tylko z otoczonych w wytwórniach, otwartych mieszanin tłuczniowych, to po uwałowaniu warstwy zasadniczej rozsypane się z wierzchu otoczony również w wytwórni grysik 15—5 mm i po jego uwałowaniu wykonuje się warstwę zamykającą. Utworzony dywanik chroni stosunkowo porowatą nawierzchnię od nawilgocenia.

Aby zapobiec przylepieniu się podczas wałowania otoczonego tłucznia do powierzchni kół walca, należy je lekko zwilżyć wodą lub mazutem.

Otoczony w wytwórniach tłuczeń może być użyty do budowy nawierzchni niezwłocznie po przygotowaniu lub też składa się go w stosach dla wykonania nawierzchni; w stanie zimnym. W przypadku ostatnim istnieje możliwość wykorzystania urządzeń otaczających w ciągu znacznie dłuższego okresu czasu, przez przygotowywanie materiału, na przykład począwszy od wczesnej wiosny, gdy podłoże nie jest jeszcze łotwe lub warunki atmosferyczne uniemożliwiają wykonywanie nawierzchni itp.

W przypadku przechowywania otoczonego tłucznia w stosach musimy dążyć do tego, aby poza ogólnymi wymaganiami zapewniającymi utrzymanie trwałej nawierzchni, nie uległ on zleżeniu. Ułożony w stosach tłuczeń nie powinien przekształcać się w bryłę, przeciwnie powinien być dostatecznie sypany, aby można go było bez wysiłku ładować, rozścielać warstwą wymaganej grubości w miejscu układania itp.

Osiąga się to przez następujące postępowanie:

1. Dla otaczania tłucznia stosuje się mniej lepkie materiały wiążące, jak płynne bitumy typu AG-4, AG-5 i smoły D-4, D-5.
2. Przy otaczaniu niedopuszczalny jest nadmiar materiału wiążącego.
3. Tłuczeń przed ułożeniem w stosach chłodzi się przez przepuszczenie go po wyjściu z urządzeń po dostatecznie długim przenośniku, przez przeluczenie łopatomi itp.
4. Tłuczeń składa się w stosach możliwie niskich, około 0,8—1,0 m.

Kontrola jakości robót

Dla zapewnienia należytej jakości robót przy wykonywaniu nawierzchni utwardzonych materiałami wiążącymi organicznymi urządza się na budowie laboratorium i ustala się system ciągłej kontroli na wszystkich etapach robót.

Specjalnie należy sprawdzić:

1. Właściwości nadsyłanych na budowę materiałów wiążących i kamiennych.

Dla materiałów wiążących ustala się wszystkie wskaźniki niezbędne do zaszerogowania materiału do określonej klasy lub marek; dla materiałów kamiennych — skład granulometryczny oraz podstawowe właściwości fizyczno-mechaniczne określające przydatność ich do danego rodzaju robót.

2. Właściwości materiałów wiążących używanych do utwardzania i temperaturę ich ogrzania.

W przypadku stosowania na budowie materiałów wiążących preparowanych (rozrzedzone bitumy, smoły preparowane) w laboratorium dobierany jest skład materiałów odpowiadających stawianym wymaganiom. Z każdego kotła pobiera się próbkę i sprawdza się właściwości przygotowanego materiału wiążącego. Podczas grzania stale sprawdza się tempe-

ratwę materiału wiążącego, żeby zapobiec przegrzaniu go ponad ustaloną temperaturę.

3. Skład mieszanin mineralnych, stosowanych przy bitumowaniu sposobem otaczania oraz dozowanie materiału wiążącego.

W laboratorium dobiera się najlepsze mieszaniny z posiadanych materiałów; w razie konieczności poleca się częściowy odsiew, rozdrobnienie i dodanie nowych materiałów. Dobiera się optymalną ilość materiału wiążącego. Następnie przy wykonywaniu robót stale pobieranie próbek i badanie ich składu granulometrycznego. Kontroluje się ilość materiału wiążącego w mieszaninie metodą polową według oznak optycznych (kolor, stopień spistości i inne), jak również przez wyodrębnienie materiału wiążącego z próbek gotowych mieszanin drogą ekstrakcji w laboratorium. Przeprowadza się kontrolne badania fizyczno-mechaniczne właściwości próbek pobranych z gotowych mieszanin.

Przy stwierdzeniu braku materiału wiążącego należy go uzupełnić i ponownie zmieszać; przy nadmiarze materiału wiążącego dodaje się materiał kamienny, aby doprowadzić zawartość materiału wiążącego do wymaganej normy.

4. Jakość mieszanin określa się oznakami zewnętrznymi, jak również przez badanie próbek pobranych z przygotowanych mieszanin. Przy przygotowywaniu gorących mieszanin w wytwórniach sprawdza się temperaturę każdego zarobu, aby zapobiec przegrzaniu mieszaniny ponad ustaloną dla danego materiału wiążącego temperaturę.

5. Grubość nawierzchni sprawdza się za pomocą kontrolnych otworów wykonywanych przy ostatecznym jej zagęszczeniu. Niezbędną grubość rozścielanej warstwy materiału w celu otrzymania nawierzchni o projektowanej grubości (spółczynnik zagęszczenia) ustala się przy rozpoczęciu budowy na próbnych odcinkach. Dla otoczonych materiałem wiążącym mieszanin współczynnik zagęszczenia wynosi zwykle 1,25—1,50. Również powierzchnię sprawdza się trymetrową latą. Prześwit pod latą nie powinien przekraczać 1,0 cm.

6. Jakość zagęszczenia sprawdza się:

- a) ilością przejeżdżającego walca o wymaganym ciężarze w każdym miejscu, w tym celu prowadzi się dziennik wałowania;
- b) według oznak zewnętrznych: walec nie powinien pozostawiać widocznego śladu, przed kołami walca nie powinny się tworzyć fale, na nawierzchni nie powinny powstawać włoskowate pęknięcia.

R o z d z i a ł X V I I I

N A W I E R Z C H N I E Z B E T O N U A S F A L T O W E G O

Beton asfaltowy stanowi dobrze zagęszczoną w stanie gorącym mieszaninę z tucznią lub żwiru, piasku, mączki mineralnej i bitumu, sporządzoną według ściśle określonej proporcji. Przy zastosowaniu smoły jako materiału wiążącego beton nazywamy smolowym. Należy wykonać nawierzchnie asfaltobetonowe posiadają gładką i równą powierzchnię i są długotrwałe, pracują 10—15 i więcej lat przy niewielkich kosztach remontu.

K o n s t r u k c j a

Nawierzchnie asfaltobetonowe posiadają stosunkowo nieznaczną grubość (od 4 do 10 cm), dlatego dla zapewnienia należytej ich pracy wykonuje się je na trwałych podłożach, wytrzymałych w każdej porze roku na obciążenie najcięższych samolotów z przewidzianych do pracy na danym lotnisku.

Jako podłoża mogą być wykorzystane dowolne nawierzchnie z kamienia: tłuczniowe, różnego rodzaju bruki żwirowe, jak również nawierzchnie utrwalone materiałami wiążącymi. W niektórych przypadkach beton asfaltowy układa się na podłożach betonowych.

Nawierzchnie asfaltobetonowe wykonuje się jako jedno lub dwuwarstwowe. Jednowarstwowe nawierzchnie wykonuje się zwykle tylko na całkowicie równych, dobrze uformowanych podłożach, kiedy jest pewność, że warstwa betonu asfaltowego dobrze zespoli się z poniżej położoną warstwą kamienia. Najczęściej jednowarstwowy beton asfaltowy układa się na podłożu tłuczniowym lub żwirowym, utrwalonym materiałem wiążącym, oraz na betonie.

W większości przypadków nawierzchnie asfaltobetonowe wykonuje się jako dwuwarstwowe, przy czym warstwa dolna (zwana czasami binderem) ma za zadanie wyrównać podłoże kamienne i stworzyć monolityczną powierzchnię, z którą dobrze by się związała warstwa górna.

Jednowarstwowe nawierzchnie asfaltobetonowe wykonuje się zwykle o grubości 4—5 cm; dwuwarstwowe — 7—10 cm, przy czym grubość dolnej warstwy wynosi 4—6 cm, górnej — 3—4 cm.

W zależności od wielkości uziarnienia części szkieletowej materiału mineralnego betonu asfaltowego dzieli się na:

gruboziarniste — ze szkieletem do 35 mm, zawierające ponad 50% ziaren większych niż 2 mm;

średnioziarniste — ze szkieletem do 25 mm, zawierające mniej więcej jednakową ilość ziaren większych i mniejszych niż 2 mm;

drobnoziarniste — ze szkieletem do 15 mm, zawierające ponad 50% ziaren mniejszych niż 2 mm;

piaskowe — ze szkieletem o ziarnach mniejszych niż 5 mm.

Z im grubszych ziaren składa się szkielet, tym odporniejsza jest nawierzchnia asfaltobetonowa na wpływy temperatury, tzn. tym w mniejszym stopniu jest ona podatna na mięknięcie, powstawanie fal i fałd pod działaniem wysokiej temperatury oraz mniej prawdopodobne jest powstanie na niej pęknięć na skutek zmian objętościowych betonu asfaltowego przy obniżeniu temperatury w zimie.

Mieszanki gruboziarniste powodują jednak utworzenie stosunkowo chropowatej, niekiedy porowatej powierzchni, wymagającej wykonania warstwy ochronnej w postaci lekkiego dywanika. Przy użyciu gruboziarnistych mieszanin w górnej warstwie konieczne jest podwyższenie wymagań, co do jakości materiału kamiennego dla uniknięcia stosunkowo szybkiego niszczenia grubszych ziaren tucznią w wyniku wietrzenia. Mieszanki drobnoziarniste, chociaż wymagają mniejszej ilości materiału kamiennego (patrz niżej), co zmusza do stosowania ich w rejonach ubogich w kamień, są często droższe od mieszanin gruboziarnistych ze względu na większą zawartość najdroższej części — mączki mineralnej i bitumu.

Oprócz podanych wyżej względów wielkość ziaren części szkieletowej mieszaniny warunkowana jest również grubością warstwy nawierzchni; ze względu na należyte jej uformowanie wielkość najgrubszych ziaren nie powinna w żadnym przypadku przekraczać 2/3 grubości warstwy.

Uwzględniając powyższe dolną warstwę nawierzchni asfaltobetonowej wykonuje się zwykle z mieszanin gruboziarnistych, lecz ze zmniejszoną zawartością mączki mineralnej lub bez niej, jak również ze zmniejszoną zawartością piasku, co znacznie obniża koszt mieszaniny i powoduje większą chropowatość powierzchni zapewniającą lepsze zespolenie z nią warstwy górnej.

Warstwę górną wykonuje się przeważnie z mieszanin średnio- i drobnoziarnistych. Przy nawierzchniach jednowarstwowych mogą być stosowane wszystkie typy ziarnistych betonów asfaltowych; wyboru dokonuje się z uwzględnieniem grubości warstwy, wymagań co do wykonywanej nawierzchni, jak również zaopatrzenia okolicy robót w materiały kamienne.

Piaskowe betony asfaltowe ze względu na małą odporność na działanie temperatury stosowane są do nawierzchni DS w zasadzie na lotniskach o słabym obciążeniu, przy całkowitym braku w okolicy robót odpowiednich materiałów kamiennych. Z piaskowych asfaltobetonów może być wykonywana również górna warstwa na drugorzędnych DM, drogach dojazdowych itp.

M a t e r i a ł y

G r u b y m a t e r i a ł k a m i e n n y . Dla betonu asfaltowego pożądany jest ostrokatny tłuczeń o ziarnach w kształcie sześciątów, otrzymywany przez rozdrobnienie dostatecznie mocnych i mrozodpornych skał. Tłuczeń powinien być jednorodny pod względem wytrzymałości i nie

zanieczyszczony (głina, domieszkami organicznymi itp.); warunki techniczne wykonywania robót przy budowie lotnisk wymagają, aby tłuczeń dla górnej warstwy nawierzchni asfaltobetonowej miał ścieralność w bębnie znormalizowanym nie przekraczającą 6—8% i nasiąkliwość nie większą niż 1—1,5% (mniejsze wartości dla skał wybuchowych, większe — dla osadowych). Dla dolnej warstwy można użyć materiału ze skał słabszych, jednak powinien on być dostatecznie wytrzymały, aby nie kruszył się przy wałowaniu.

Na równi z tłuczeniem z kamienia naturalnego do wykonywania nawierzchni asfaltobetonowych mogą być użyte trwałe żuźle oraz żwir. W żwirze niedopuszczalna jest zawartość cząstek skał słabych (zwietrzalnych itd.) w ilości ponad 8% oraz ziaren krzemienia ponad 20%.

Wielkość ziaren stosowanego materiału, jak było już podane, zależy od wielkości ziaren szkieletu zaprojektowanej mieszanki.

Jednocześnie z powyżej wyszczególnionymi warunkami na wybór wielkości ziaren szkieletu mieszanki może mieć również wpływ wytrzymałość materiału kamiennego. Nie należy stosować do górnych warstw przy mieszankach gruboziarnistych kamienia o wytrzymałości na ściskanie poniżej 800 kg/cm²; kamień o wytrzymałości na ściskanie 600—800 kg/cm² może być stosowany w górnej warstwie przeważnie przy drobnoziarnistych mieszankach. Użycie materiałów kamiennych o mniejszej wytrzymałości może być dozwolone tylko po specjalnym laboratoryjnym zbadaniu oraz po otrzymaniu zezwolenia od instytucji zatwierdzającej projekt. W przypadkach, gdy istnieje możliwość wyboru materiałów kamiennych do betonu asfaltowego, należy oddać pierwszeństwo skałom zasadowym (wapień, dolomity, bazalty, diabazy itp.) zapewniającym lepsze zespolenie z bitumem niż skały kwasowe (granity, andezyty, dioryty, porfiry, syjenity itp.).

P i a s e k powinien być czysty i składać się z mocnych ziaren. Z zasady piasek nie powinien zawierać cząstek gliniastych w ilości ponad 3%. Niedopuszczalna jest w piasku zawartość domieszek organicznych oraz soli. Do betonu asfaltowego należy stosować piaski o różnych frakcjach, zawierające w swym składzie cząstki różnej wielkości i dzięki temu odznaczające się najmniejszą porowatością (nie więcej 30%). O ile piaski naturalne nie spełniają tych wymagań, należy robić mieszanki z dwóch, a niekiedy i większej ilości gatunków piasków.

M a c z k a m i n e r a l n a (wypełniacz) ma za zadanie wypełnienie najdrobniejszych przestrzeni w mieszaninie asfaltobetonowej i jednocześnie jest dodatkiem do materiału wiążącego, podwyższającym konsystencję i zwiększającym odporność cieplną mieszanki. Mączka mineralna powinna być dostatecznie drobna. Pożądane jest, żeby jej masa podstawowa przechodziła przez sito 0,074 mm. Grubsze cząstki nie zapewniają należytego wypełnienia porów i praktycznie nie wywierają wpływu na podwyższenie odporności cieplnej mieszanki.

Niepożądana jest również zawartość w mączce mineralnej zbyt drobnych cząstek zbliżonych do koloidalnych, ponieważ mogą one zwiększyć pęcznienie asfaltobetonowych mieszanki przy nawilgoceniu, znacznie podwyższyć zużycie materiału wiążącego i utrudnić mieszanie materiałów.

Poważną rolę odgrywa współdziałanie wypełniacza z materiałem wiążącym. Im lepsze jest zespolenie wypełniacza z materiałem wiążącym, przejawiające się w zasadzie zdolnością adsorpcyjną mączki mineralnej,

tym wyższe są właściwości mechaniczne mieszanki, tym wytrzymałszy na wysokie temperatury będzie asfaltobeton.

Pod tym kątem widzenia do produkcji wypełniaczy nadają się najlepiej materiały odporne na działanie wody, jak np. wapień, dolomity, szlaki zasadowe, popiół węgla kamiennego i łupków itp.

Znacznie podwyższa temperaturę mięknięcia mieszanki wypełniacz włóknisty, np. proszek azbestowy. Na rysunku 123 podane są zmiany temperatury mięknięcia mieszanki w zależności od ilości użytego wypełniacza.

Należy bardzo ostrożnie podchodzić do użycia w betonach asfaltowych skał kwasowych jako wypełniacza, ze względu zarówno na ich nasiąkliwość, co powoduje gorsze zespolenie z bitumem, jak i niebezpieczeństwo powstawania emulsji. Niepożądane są również materiały o dużej porowatości powierzchniowej, wymagające znacznej ilości materiału wiążącego.

A więc zasadniczymi warunkami, którym powinny odpowiadać mączki mineralne jako wypełniacze do asfaltobetonu, są: dostatecznie drobne zmielenie, dobre zespolenie z materiałem wiążącym, nieznaczna porowatość powierzchniowa, nie absorbowanie wilgoci i niezdolność tworzenia emulsji.

Z wypełniaczy rozpowszechnionych w ZSRR, które w dostatecznym stopniu wykazały swoje zalety, należy wymienić:

1. Sztucznie wytworzoną mączkę przez zmielenie wapieni, dolomitów, marmuru, popiołu łupkowego.

2. Naturalne proszki wapienne i dolomitowe.

3. Pylaste odpadki przemysłu cementowego i azbestowego. Ostatnio w niektórych przypadkach jako wypełniacz stosuje się lessową (pyłową) glinę piaszczystą, jednak jakość pracy betonów asfaltowych z tym wypełniaczem nie została dotychczas dostatecznie sprawdzona.

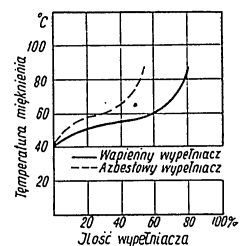
Doskonałym wypełniaczem jest proszek asfaltowy* otrzymywany przez zmielenie dolomitów przesyconych twardym bitumem, o temperaturze mięknięcia ponad 100°C (tak zwanych asfaltytów).

Proszek asfaltowy w porównaniu z dobrze rozdrobnionym proszkiem mineralnym odznacza się jednak stosunkowo grubym przemiałem, na skutek czego należy go dodawać do mieszanki w większej ilości. Proszek asfaltowy jest kosztowny, dlatego użycie jego jest celowe tylko w przypadkach wyjątkowo koniecznych.

Nie należy używać jako wypełniaczy, ze względu podanych wyżej, takich materiałów, jak kreda, gips, spoiwa hydrauliczne itp.

Stosowanie jako wypełniaczy do betonu asfaltowego wszelkich nowych materiałów, nie sprawdzonych jeszcze w masowej produkcji, dopuszczalne jest tylko po starannym i wszechstronnym zbadaniu ich w laboratoriach.

* Zaproponowany po raz pierwszy przez prof. P. Sacharowa.



Rys. 123. Temperatura mięknięcia mieszanki bitumu z wypełniaczami

Materiały wiążące. Jako materiału wiążącego używa się ponaftowych, łupkowych i naturalnych bitumów oraz, w poszczególnych przypadkach, smoły węglowej (smolobeton).

Stosowanie smoły związane jest jednak ze skomplikowaniem się procesu technologicznego; smoły nieco szybciej „starzeją się”, nawierzchnia staje się z czasem krucha, dlatego stosowanie smolobetonu może być celowe tylko w okolicach o rozbudowanym przemyśle kokso-chemicznym, gdzie smoły węglowe stanowią materiał miejscowy, i to przeważnie do wykonania dolnych warstw nawierzchni.

Wymagania stawiane bitumom zależą w dużym stopniu od klimatu, składu betonu asfaltowego i warunków pracy lotniska.

Właściwości betonu asfaltowego znacznie się zmieniają ze zmianą temperatury. Przy wysokich letnich temperaturach beton asfaltowy jest dostatecznie plastyczny, przy niskich zimowych — zbliża się do stanu kruchości. Z punktu widzenia użytkowania obydwie te skrajne stany są jednakowo niepożądane. Przejście do stanu plastycznego może powodować tak znaczne zmniejszenie zdolności nośnej, że nawierzchnia pod obciążeniem kół samolotu będzie ulegała deformacji, będą się tworzyć fale, szczególnie przy intensywnym użytkowaniu itp. Kruchość betonu asfaltowego przy niskich temperaturach zimowych powoduje w niektórych przypadkach powstawanie pęknięć, na skutek znacznych naprężeń rozciągających, wywołanych dążeniem nawierzchni do skurczenia się przy ochłodzeniu. Pęknięcia, oprócz tego że stanowią ogniska dalszego niszczenia nawierzchni, są bardzo niepożądane z tego powodu, że woda przenikając przez nie powoduje przewilgocenie podłoża, co w konsekwencji obniża wytrzymałość nawierzchni jako całości.

Zbytnią plastyczność lub kruchość betonu asfaltowego zależą oprócz innych czynników również od właściwości stosowanego materiału wiążącego. Im większą odpornością cieplną odznacza się materiał wiążący, tym w mniejszym stopniu zmienia się jego stan (lepkość i inne właściwości) ze zmianą temperatury, tym większą odpornością cieplną będzie posiadał beton asfaltowy i odwrotnie.

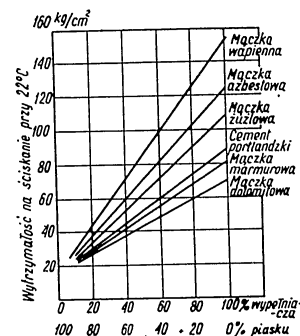
Największą odpornością cieplną mają bitumy naturalne typu „szugurowskich” i inne, produkowane są one jednak w stosunkowo niewielkich ilościach, są drogie i dlatego nie należy na razie liczyć na szerokie zastosowanie ich przy budowie lotnisk. Dostatecznie wysoką odpornością cieplną odznaczają się bitumy ponaftowe z ropy smolistej (z Baku i inne) oraz bitumy łupkowe.

Spotyka się jednak bitumy o bardzo nieznacznej odporności cieplnej, na przykład parafinowe bitumy z Drohobycza i inne. Różnica między temperaturami twardnienia i mięknięcia jest u takich bitumów bardzo znaczna. Bitumy nie posiadające odporności cieplnej nie powinny być w ogóle używane do betonów asfaltowych.

Na równi z odpornością cieplną duży wpływ na pracę betonu asfaltowego ma początkowa lepkość bitumów, określona na przykład głębokością przenikania przy 25°C. Bardzo lepkie bitumy, o nieznacznej głębokości przenikania przy 25°C, dadzą wystarczająco odporny beton asfaltowy przy wysokich temperaturach, lecz będzie on zbyt sztywny i będą się w nim tworzyć szczeliny przy niskich temperaturach zimowych, szczególnie w strefach o surowym klimacie.

Dlatego lepkość bitumu należy ustalać zależnie od jego właściwości, w pierwszym rzędzie od stopnia odporności cieplnej, mając na względzie

zapewnienie zadowalającej pracy asfaltobetonu przy niskich temperaturach zimowych spotykanych w danej okolicy. Przy tym niezbędna odporność nawierzchni w okresie letnim osiąga się przez odpowiedni dobór mieszaniny, w pierwszym rzędzie wybór rodzaju i ilości wypełniacza, uwzględniając to, że te dwa czynniki wywierają znaczny wpływ na właściwości mieszaniny przy wysokich temperaturach (rys. 123 i 124).



Rys. 124. Wytrzymałość na ściskanie próbek w zależności od rodzaju i ilości wypełniacza

Oprócz powyższego ustalenie lepkości bitumu zależy również i od rodzaju betonu asfaltowego. Jak wykazują badania*, ziarniste betony asfaltowe posiadają znacznie mniejszy współczynnik rozszerzalności od temperatury niż piaskowe (współczynnik rozszerzalności dla ziarnistych betonów asfaltowych wynosi około 0,000020; dla piaskowych zaś — średnio około 0,000030). Tłumaczy się to w zasadzie tym, że ziarnisty beton asfaltowy zawiera znacznie mniej bitumu, który posiada w przybliżeniu dziesięciokrotnie większy współczynnik rozszerzalności cieplnej niż kamień.

W ten sposób przy innych jednakowych warunkach istnieje możliwość stosowania bardziej lepkich bitumów do ziarnistych betonów asfaltowych bez obawy powstania pęknięć nawierzchni w okresie zimy.

Uwzględniając powyższe można polecić następujące minimalne wartości penetracji dla bitumów ponaftowych (nie parafinowych) w różnych strefach klimatycznych (tabela 46).

Bitumy łupkowe odznaczające się widoczną zmianą swoich właściwości w nawierzchni, polegającą na zwiększeniu w z biegiem czasu lepkości, należy stosować o nieco wyższej penetracji (orientacyjnie 20—30%) w porównaniu do podanej w tabeli 46.

* Leningradzka Filia DORNII GSZD.

Tabela 46

Rodzaje betonu asfaltowego	Minimalne wartości penetracji przy 25 °C w strefach o temperaturach zimowych	
	- 20	- 30
Bitumy asfaltowe ziarniste	60	80
„ „ „ „ piaskowo	80	100

Co zaś dotyczy stref o klimacie łagodnym, a tym bardziej upalnym, gdzie sprawa zapewnienia mrozoodporności bitumu asfaltowego nie jest decydująca i odwrotnie, główną uwagę należy zwrócić na zapewnienie odporności nawierzchni na wysokie temperatury, należy stosować bitumy o penetracji przy 25°C rzędu 50—70°.

Bardzo ważną właściwością bitumu jest ciągliwość. Bitumy o małej ciągliwości nie posiadają niezbędnej zdolności wiązania; beton asfaltowy przy użyciu tych bitumów nie jest dostatecznie wytrzymały, stosunkowo szybko zużywa się i niszczy. Ciągliwość bitumów ponaftowych nie powinna być w każdym razie niższa od wymaganej normami: dla bitumów II marki (o penetracji 71—120) — 50 cm i dla bitumów III marki (o penetracji 41—70) — 40 cm przy 25°C.

Bitumy łupkowe odznaczają się dużą ciągliwością przy 25°C — około 100 i więcej centymetrów.

Dla smolobetonu stosuje się przeważnie smół węglową marki D-8.

Dobermanie składu betonu asfaltowego

Odpowiednia praca nawierzchni asfaltobetonowych, ich wytrzymałość i trwałość zależy w równym stopniu od prawidłowego ustalenia konstrukcji nawierzchni jako całości, zapewnienia wymaganej jakości poszczególnych materiałów, staranności wykonania robót, jak i od prawidłowości doboru składu betonu asfaltowego, tzn. ustalenia w mieszaninie ilości materiałów składowych.

Ma to szczególne znaczenie dla górnej warstwy nawierzchni, która bezpośrednio poddana jest działaniu obciążeń i czynników atmosferycznych. Powinna ona być odpowiednio wytrzymała i odporna, aby przy wszelkich możliwych zmianach nawilgocenia i temperatury odpowiednio przeciwstawiała się działającym na nią siłom (pionowym, poziomym, tarcia itd.). Jednocześnie beton asfaltowy powinien być dostatecznie wodoodporny, ponieważ w przeciwnym razie wsiąkająca woda będzie niszczyć przy zamrażaniu nawierzchnię, powodując szybko konieczność jej renowacji.

Stawiane obecnie wymagania co do właściwości próbek betonu asfaltowego przeznaczonego do nawierzchni lotniskowych podane są w tabeli 47 (próbki formuje się w laboratorium pod ciśnieniem 300 kg/cm²).

Wytrzymałość na ściskanie przy 50°C określa odporność nawierzchni przy wysokich temperaturach, dlatego też w strefach południowych, jak również przy specjalnych wymaganiach co do odporności cieplnej nawierzchni (na przykład, gdy spodziewane jest używanie samolotów odrzutowych itp.) należy dążyć do maksymalnego zwiększenia tego wskaźnika.

Tabela 47

Wskaźniki właściwości	Dla stref o chłodnym i umiarkowanym klimacie	Dla stref o upalnym klimacie*
	Wytrzymałość na ściskanie przy + 50°C — nie mniej kg/cm ²	10
Nasiąkliwość wodą pod próżnią przy temperaturze wody 15 — 20°C procentowo wg objętości	0,5 — 2,5	1 — 2,5

Nawierzchnia będzie dostatecznie odporna w okresie letnich upałów, gdy wytrzymałość na ściskanie przy maksymalnych możliwych w danej okolicy temperaturach wyniesie w każdym razie nie mniej niż jednostkowy nacisk kół samolotu.

Oprócz wytrzymałości na ściskanie przy wysokich temperaturach, dla określenia właściwości wytrzymałościowych betonu asfaltowego ma również znaczenie wytrzymałość próbek na ściskanie przy temperaturze zwykłej. Przy temperaturze 22°C wytrzymałość próbek na ściskanie nie powinna być niższa od 25 kg/cm².

Należy mieć na uwadze, że duża wytrzymałość na ściskanie może być czasami wynikiem zastosowania nadmiernie lepkiego bitumu. Takie betony asfaltowe mogą być niedostatecznie mrozoodporne i w okolicach o mroźnych zimach na nawierzchniach z nich wykonanych będą powstawać pęknięcia. Dlatego w strefach chłodnych należy w odniesieniu do materiałów wiążących ściśle przestrzegać wymagań podanych w rozdziale „Materiały”.

W niektórych poważniejszych przypadkach, a także w razie stosowania nowych materiałów wiążących, których właściwości nie są jeszcze dostatecznie znane, zaleca się zbadanie próbek betonu asfaltowego na mrozoodporność. Badanie przeprowadza się w sposób następujący.** Z asfaltobetonowej mieszanki wykonuje się w stanie gorącym pod ciśnieniem 300 kg/cm² próbkę (1) w kształcie 6-osiemki o szyjce długości 200 mm i przekroju 70 x 70 mm. Próbkę umieszcza się w uchwytych (2) przyrządu do rozciągania (rys. 125), a nad nią ustawia się komorę (3), wewnątrz której umieszcza się substancję chłodzącą (twardy kwas węglowy lub inna). Na szyjce próbki umieszcza się odpowiednio czuły przyrząd lustrzany (4), umożliwiający pomiar zmian długości próbki. W miarę ochładzania próbka dąży do zmniejszenia swojej długości, lecz zwiększając stopniowo siłę rozciągającą przez obciążenie końca dźwigni (5) utrzymuje się długość próbki niezmienną, kontrolując to przyrządem umieszczonym na szyjce próbki. Siła rozciągająca będzie odpowiadać wielkości powstających w ochłodzonej próbce naprężeń przy niemożności podłużnego kurczenia się. Temperatura, przy której nastąpi w tych warunkach rozzerwanie próbki, będzie określać mrozoodporność betonu asfaltowego. Oczywiście jest, że aby uniknąć pęknięć w nawierzchni, temperatura rozzerwania próbki powinna być wyższa od minimalnych temperatur zimowych w danej miejscowości.

Podane w tabeli 47 wymagania co do nasiąkliwości próbek wodą pod próżnią warunkowane są następującymi względami:

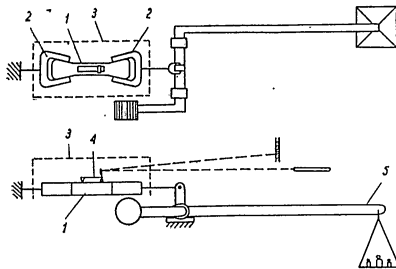
Maksymalne wskaźniki nasiąkliwości odpowiadają tym największym stopniom porowatości, które mogą być dozwolone w betonie asfaltowym, bez obawy uszkodzenia go wodą wsiąkającą i zamrażającą w porach nawierzchni. Minimalne wartości nasiąkliwości wodą wskazują, że nie wszystkie pory w betonie asfaltowym wypełniane są bitumem, a więc nie

* Do stref o klimacie upalnym zalicza się tu także, w których temperatura powietrza w dzień ponad 30°C jest często powtarzająca się.

** Opracowano w Leningradzkiej Filii DORNII GSZD MWD przez M. Raspopowa.

ma obawy, aby w upalnym okresie, gdy bitum ulega rozszerzaniu (spółczynnik rozszerzalności cieplnej bitumu, jak było podane, jest znacznie wyższy niż szkieletu mineralnego), nawierzchnia straciła zwięzłość.

Ważnym wskaźnikiem określającym wodoodporność betonu asfaltowego jest stopień pęcznienia próbek przy badaniu ich na nasiąkliwość wodą. Pęcznienie próbek w każdym razie nie powinno przekraczać 1%. Wyniki tego badania są szczególnie ważne w przypadku zastosowania niedostatecznie jeszcze sprawdzonych wypełniaczy mineralnych.



Rys. 125. Schemat przyrządu do badania mrozoodporności betonu asfaltowego

Podane wymagania odnoszą się tylko do mieszanin dla górnej warstwy nawierzchni; nie dotyczy to dolnej warstwy (binderu) przy nawierzchniach dwuwarstwowych, do której nie ma specjalnych wymagań co do wartości poszczególnych wskaźników właściwości fizyczno-mechanicznych. Wykonuje się ją z gruboziarnistych materiałów (tłucznia, żwiru) — piasku i bitumu z niewielką zawartością wypełniacza lub też bez niego; dolna warstwa powinna być odpowiednio odporna i chropowata dla zapewnienia dobrego powiązania z górną warstwą nawierzchni. Orientacyjny skład mieszaniny dla warstwy dolnej: tłuczeń lub żwir (grubszy niż 2 mm) 55—75%, piasek 45—25% i bitum 4—6%.

Należyte dobranie mieszaniny asfaltobetonowej polega na ustaleniu takiego ilościowego stosunku poszczególnych składników, przy którym mieszanina swymi fizyczno-mechanicznymi właściwościami najbardziej odpowiadałaby wymaganiom odnoszącym się do betonu asfaltowego.

Najlepsze pod względem fizyczno-mechanicznych właściwości są mieszaniny, w których część mineralna zestawiona jest według zasady minimum próżni, a ilość materiału wiążącego ustalona jest odpowiednio do pozostałych w mineralnym szkielecie próżni.

Dobrana w ten sposób mieszanina będzie jednocześnie najbardziej ekonomiczna, ponieważ będzie zawierać minimalną ilość składników, zwykle najbardziej kosztownych — wypełniacza i bitumu.

A więc dobieranie składu mieszaniny asfaltobetonowej składa się z dwóch faz: z początku zestawia się najbardziej szczelną mieszaninę ma-

teriałów mineralnych, a następnie ustala się optymalną ilość materiału wiążącego w danej mieszaninie; w drugiej fazie przy tym nie jest wykluczona pewna korekta składu materiałów mineralnych, szczególnie co do ilości w mieszaninie wypełniacza, w zależności od jego właściwości, jak również specjalnych wymagań odnośnie do betonu asfaltowego.

Istnieje kilka sposobów zestawiania szczelnej mieszaniny materiałów mineralnych.

Dobieranie drogą prób (wg zasady „minimum próżni”) polega na kolejnym mieszaniu posiadanych materiałów w różnych proporcjach i określaniu każdorazowo, po odpowiednim zagęszczeniu, ciężaru objętościowego i porowatości otrzymywanej mieszaniny. Rozpoczyna się dobieranie mieszaniny od najgrubszego materiału, do którego stopniowo dodaje się coraz drobniejszy, aż do wypełniacza, lub też dobiera się z początku najbardziej szczelną mieszaninę drobnych składników — wypełniacza i piasku, do których następnie dodaje się kolejno grysyk i tłuczeń. W obu przypadkach metoda dobierania jest jednakowa.

Rozpatrzmy bardziej szczegółowo przypadek pierwszy. Do żelaznego walca lub stożka o określonej objętości, z lekką poszerzającą się ku dołowi, nasypuje się najgrubszy z wprowadzanych do mieszaniny materiałów w ilości około 1/3 objętości walca. Średnica walca powinna być co najmniej pięciokrotnie większa od wymiaru tłucznia; przy dobieraniu mieszanin piaskowych należy stosować walec o średnicy ca 7 cm. Wysokość walca powinna być dwukrotnie większa od średnicy.

Nasypany do walca materiał przez intensywne wstrząsanie i zagęszczenie ręcznym ubijakiem doprowadza się do stałej objętości. Mierząc w kilku punktach odległość od powierzchni zagęszczonego materiału do wierzchu walca, oblicza się objętość materiału w walcu. Dzieliąc ciężar materiału przez objętość otrzymuje się ciężar objętościowy zagęszczonego materiału.

W ten sposób określa się ciężar objętościowy najgrubszego materiału (na przykład tłucznia), a następnie mieszaninę tego materiału kolejno z różnymi ilościami (wg ciężaru) następnego, według wielkości ziaren materiału (na przykład grysyku).

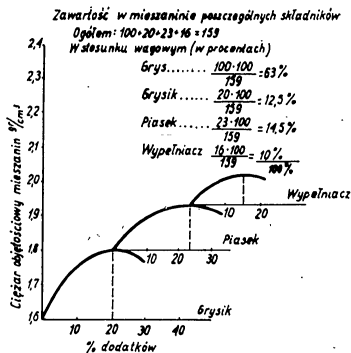
Zazwyczaj, jak to widać na rys. 126, gdzie graficznie przedstawione są otrzymywane wyniki, przy dodawaniu drobniejszego materiału ciężar objętościowy mieszaniny początkowo wzrasta do określonej granicy, a następnie maleje. Procent domieszki odpowiadający maksymalnemu ciężarowi objętościowemu będzie więc optymalny.

Następnie do mieszaniny pierwszych dwu materiałów dodaje się następną co do wielkości materiał i w ten sam sposób ustala się jego optymalną zawartość w mieszaninie itd. Znalezionej optymalny stosunek wagowy poszczególnych materiałów przelicza się, jak to wskazuje jest na rys. 126, aby suma wszystkich składników stanowiła 100%.

Jeżeli dobieranie rozpoczyna się nie od grubszego materiału, a od piasku, sposób postępowania jest ten sam, lecz ilość materiału grubego w mieszaninie otrzymuje się zazwyczaj mniejszą.

Podany sposób dobierania nie gwarantuje, że otrzymana mieszanina będzie najbardziej zwarta ze wszystkich możliwych, ponieważ kolejność wprowadzania poszczególnych materiałów do mieszaniny wpływa także na wynik, jednak dla celów praktycznych ten sposób dobierania jest dostatecznie dokładny.

Aby móc ustalić w każdym przypadku oprócz ciężaru objętościowego objętość próżni w mieszaninie, należy zawczasu określić za pomocą piknometru ciężary właściwe wszystkich materiałów wchodzących w skład mieszaniny.



Rys. 126. Dobieranie szczelnej mieszaniny drogą prób

Średni ciężar właściwy mieszaniny składającej się na przykład z trzech materiałów znajdujemy ze wzoru:

$$D_w = \frac{100}{\sum \frac{P_i}{D_i}} = \frac{100 \cdot D_1 \cdot D_2 \cdot D_3}{P_1 \cdot D_2 \cdot D_3 + P_2 \cdot D_1 \cdot D_3 + P_3 \cdot D_1 \cdot D_2}$$

gdzie: P_1, P_2 i P_3 — procentowe ilości każdego materiału w mieszaninie; D_1, D_2 i D_3 — ich ciężary właściwe.

Objętość próżni (porowatość) w mineralnej mieszaninie ustala się ze wzoru:

$$A = 100 \left(1 - \frac{D_0}{D_w} \right)$$

gdzie: D_0 — ciężar objętościowy mieszaniny.

Niezależnie od sposobu doboru niezbędne jest, aby porowatość zaprojektowanej mieszaniny nie przekraczała pewnej określonej wartości. O ile warunek ten nie jest spełniany, należy zamienić te lub inne materiały lub wprowadzić do mieszaniny materiały dodatkowe (na przykład zamiennie piasek w przypadku, jeżeli jest on równo ziarnisty itp.).

Na podstawie badań prof. Ochotina* najlepiej zestawione mieszaniny będą posiadały porowatość, która może być określona następującym wzorem:

$$X = A \cdot 0,82^{\frac{n}{2}-1}$$

gdzie: X — porowatość mieszaniny; A — porowatość najgrubszej frakcji (zwykle $A = 36-37\%$); n — ilość frakcji o stosunku wielkości ziaren równym 2 kończąca frakcją o najmniejszym ziarnie 0,004 mm.

Według tego wzoru dla piaskowego betonu asfaltowego, przy $n = 8$, otrzymuje się $X = 20\%$; dla gruboziarnistego betonu asfaltowego $n = 14$ i $X = 11\%$.

Praktycznie w dobrze dobranych mieszaninach daje się osiągnąć następujące porowatości: dla gruboziarnistego betonu asfaltowego — 15%, dla drobnoziarnistego — 18% i dla piaskowego około 20%.

Dobieranie mieszaniny szczelnej wg krzywych (najlepszego uziarnienia). Na wykres, na którym na osi odciętych odłożone są wielkości ziaren, a na osi rzędnych — wagowa ilość w mieszaninie cząstek grubszych od danego wymiaru, nanosi się w postaci krzywych granice najbardziej szczelnych mieszanin. Mieszaniny z posiadanych materiałów wybiera się tak, aby krzywa otrzymanej mieszaniny nie wyszła na wykresie poza naniesione granice.

Istnieje duża ilość krzywych mieszanin szczelnych, zaproponowanych przez różnych autorów.

Krzywe te otrzymane są na podstawie różnych rozważań teoretycznych lub drogą doświadczeń. Z istniejących krzywych należy polecić krzywe mieszanin szczelnych, zaproponowane przez prof. N. N. Iwanowa. Wieloletnie sprawdzanie ich w praktyce przy budowie nawierzchni z betonu asfaltowego w ZSRR dawało zawsze dodatnie wyniki.

Krzywe mieszanin szczelnych prof. Iwanowa zbudowane są na podstawie doświadczalnych danych o zestawianiu mieszanin z frakcji różnej wielkości.

Przez mieszanie frakcji różnej wielkości w różnych proporcjach z określeniem każdorazowo objętości próżni w otrzymywanej mieszaninie udało się przedstawić w postaci ogólnej warunek najbardziej szczelnej mieszaniny. Warunek ten jest następujący:

$$a(1 + k + k^2 + k^3 + \dots + k^{n-1}) = 100\%;$$

a — wagowa ilość w mieszaninie pierwszej (najgrubszej) frakcji;

k — tak zwany „współczynnik zbieżności“ określający względne zmniejszenie w mieszaninie ilości każdej następującej co do wielkości frakcji pod warunkiem, że stosunek wymiarów grubego i drobnego ziarna w każdej frakcji pozostaje stały;

n — ilość frakcji w mieszaninie.

Z tego równania znajdujemy.

$$a = \frac{100(k-1)}{k^n - 1}$$

* W. Ochotin. Laboratornyje opyty po sostawleniju plotnyh smesiej, 1929.

Ilość w mieszaninie jakiegokolwiek frakcji pośredniej

$$a_x = \frac{100(k-1)}{k^n - 1} k^{x-1}$$

Badania przeprowadzone na mieszaninach mineralnych wykazują, że przy stosunku wymiarów grubego i drobnego ziarna każdej frakcji równym 2 (tzn., gdy przyjęte są następujące frakcje, przykładowo: 32—16; 16—8; 8—4 itd.) dostatecznie szczelne mieszaniny otrzymuje się przy współczynniku zbieżności (k) w granicach 0,65—0,90, przy czym najbardziej szczelne mieszaniny otrzymuje się przy k = 0,70 — 0,85.

Jeżeli przyjmie się warunkowo, że najdrobniejsze ziarno w mieszaninie wynosi 0,004 mm, to przy stosunku wymiarów grubego i drobnego ziarna każdej frakcji równym 2 można z łatwością wyliczyć ilość frakcji w mieszaninie (n) przy różnej grubości szkieletu.

Następnie, korzystając z podanych wyżej wzorów, można obliczyć w mieszaninie ilość pierwszej frakcji, a następnie wszystkich dalszych.

W tabeli 48 wykonane są te obliczenia dla mieszanin o różnej grubości szkieletu i przy różnych wartościach współczynnika zbieżności.

Jak wynika z tabeli, ze zwiększeniem współczynnika zbieżności zmniejsza się w mieszaninie ilość frakcji grubszych, a wzrasta ilość frakcji drobnych, w szczególności zaś wypełniacza.

Tabela 48

Największy wymiar ziaren w mm	Ilość frakcji (n)	Ilość wagowa pierwszej frakcji (a) w procentach			
		k = 0,65	k = 0,70	k = 0,85	k = 0,90
64	14	35	30	17	13
32	13	35	30	17	14
16	12	35	30	17	14
8	11	35	31	18	15
4	10	35	31	19	16
2	9	36	31	20	17
1	8	36	32	21	18
0,5	7	37	33	22	20

Wykorzystując podane zależności można przedstawić graficznie granice szczelnych mieszanin o różnej grubości szkieletu.

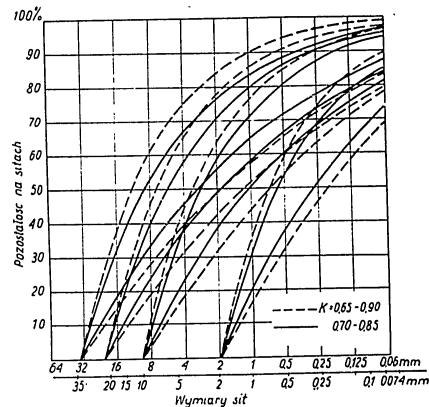
Na rysunku 127 podane są te granice. Na osi odciętych odłożono logarytmiczny wymiarów ziaren, a na osi rzędnych — ilość wagową w mieszaninie ziaren grubszych od danego wymiaru (pozostałość na sicie).

Skala logarytmiczna dla osi odciętych przyjęta jest w celu ułatwienia sporządzenia wykresu, ponieważ inaczej byłoby niemożliwe naniesienie na wykres drobnych ziaren w skali ich wymiarów. Poniżej osi odciętych podana jest skala z normalnie używanymi wymiarami sit.

Projektowanie składu za pomocą krzywych mieszanin szczelnych odbywa się w sposób następujący. Z posiadanych materiałów (tuczeń lub żwir, piasek, wypełniacz), których skład granulometryczny jest znany, na podstawie szeregu kolejnych prób dobiera się za pomocą obliczeń mieszaninę, która zmieściłaby się w żądanych granicach dla szkieletu danej grubości.

Technika obliczenia jest analogiczna do podanej przy doboru optymalnych mieszanin żwirowych (str. 219).

Liczne kontrole sprawdzania szczelności mieszanin z najrozmaitszych materiałów, dobranych wg krzywych wykazały, że mieszaniny, których krzywe składu granulometrycznego mieszczą się w granicach o współczyn-



Rys. 127. Granice szczelnych mieszanin

niku zbieżności 0,70—0,85, stale posiadają wysokie wskaźniki szczelności. W tych przypadkach, gdy krzywa składu wybiega poza te granice, chociaż znajduje się w granicach o współczynniku zbieżności 0,65—0,90, mogą być otrzymywane zarówno dostatecznie szczelne mieszaniny, jak i w szeregu przypadków — niedostatecznie szczelne. Będzie to zależało, w jakiej mierze i na jakich odcinkach krzywa faktyczna odbiega od teoretycznej. Dlatego też dla mieszanin wychodzących poza granice k = 0,70 — 0,85 wymagane jest konieczne kontrolne określenie porowatości.

Zazwyczaj z posiadanych materiałów można zaprojektować kilka mieszanin o różnym współczynniku zbieżności, a więc zawierających różną ilość cząstek drobnych wypełniacza. Jak widać z rysunku 127, ilość wypełniacza w mieszaninach może się wahać w dostatecznie dużych granicach, na przykład dla piaskowego betonu asfaltowego od 10 do 30%. Ilość wypełniacza w mieszaninie ustala się nie tylko ze względu na potrzebę otrzymania najbardziej szczelnej mieszaniny, lecz także ze względu na wymagania dotyczące betonu asfaltowego oraz właściwości samego wypełniacza.

Badania mieszanin asfaltowych o różnej zawartości wypełniacza wykazują, że ze zwiększeniem ilości wypełniacza wytrzymałość próbek na ści-

skanie powiększa się (rys. 124). Wzrost ten jest różny dla wypełniaczy odznaczających się różnymi właściwościami. Jak już wyżej podano (rys. 123), ze zwiększeniem ilości wypełniacza wzrasta i temperatura mięknięcia tak zwanego lepiszcza asfaltowego — mieszaniny bitumu i wypełniacza. W związku z tym dla otrzymania bardziej odpornych mieszanin, szczególnie przy wysokich temperaturach, należy zwiększyć ilość wypełniacza w mieszaninie; tym bardziej jest to niezbędne przy wypełniaczach dostatecznie obojętnych chemicznie.

Zwiększać ilość wypełniacza należy również przy projektowaniu mieszanin w strefach chłodnych; żeby osiągnąć niezbędną wytrzymałość mieszaniny przy bitumach o niewielkiej lepkości, zastosowanie których dyktowane jest w tym przypadku, jak powyżej było podane, względami mrozooporności betonu asfaltowego.

Ale powiększenie ilości wypełniacza powoduje powiększenie ilości bitumu w mieszaninie, co znacznie podnosi koszty. Oprócz tego przygotowanie mieszaniny asfaltobetonowej przy dużej ilości wypełniacza powiązane jest z trudnościami, szczególnie w urządzeniach, gdzie wypełniacz podaje się bezpośrednio do mieszanki. Dla uniknięcia niedopuszczalnego ochładzania mieszaniny może zająć konieczność zorganizowania wstępnego przesuszania i podgrzewania wypełniacza. Duże ilości wypełniacza w mieszaninie powodują trudności przy jej układaniu. Wszystko to komplikuje i podraża wykonanie robót.

Przytoczone okoliczności powinny być uwzględnione przy doborzeniu składu mieszanin. Z zasady ostateczny skład mieszaniny ustala się na podstawie wyników badań próbek betonu asfaltowego.

Jako odmianę dobierania składu mieszaniny według krzywych należy podać zalecany poszczególnymi przepisami technicznymi sposób dobierania według recept. Recepty podawane są w postaci tablic, na których oznaczone są granice dopuszczalnych ilości poszczególnych frakcji w mieszaninach ze szkieletem o różnych grubościach ziaren. Zazwyczaj wartości te ustala się również na podstawie krzywych granicznych lub opierając się na doświadczeniach projektowania mieszanin z różnych materiałów.

W tabeli 49 podane są granice ilości poszczególnych frakcji w mieszaninach asfaltobetonowych.

W danym przypadku projektowanie sprowadza się do dobrania z posiadanych materiałów mieszaniny o składzie granulometrycznym w wyznaczonych granicach.

Tabela 49

Wielkość otworów sit w mm		Ilość cząstek w procentach		
Przechodzi	Pozostaje	gruboziarnisty beton asfaltowy	średnioziarnisty beton asfaltowy	drobnoziarnisty beton asfaltowy
35	20	30 — 50	—	—
20	10	10 — 20	20 — 40	—
10	5	15 — 20	15 — 20	20 — 40
5	—	5 — 15	10 — 20	10 — 20
2	0,3	5 — 15	10 — 20	5 — 20
0,3	0,15	5 — 15	5 — 15	10 — 30
0,15	0,074	5 — 10	5 — 10	5 — 10
0,074	—	5 — 8	6 — 10	7 — 12

Niezbędne jest kontrolne określenie porowatości mieszaniny. Ostateczne wnioskowanie o przydatności mieszaniny następuje po zbadaniu próbek betonu asfaltowego.

Określenie ilości materiału wiążącego. Ilość materiału wiążącego w mieszaninie wpływa znacznie na fizyczno-mechaniczne właściwości betonu asfaltowego, jak np. odporność przy różnych temperaturach, nasiąkliwość i inne. Przy niedoborze materiału wiążącego beton asfaltowy odznacza się dużą nasiąkliwością i stosunkowo małą wytrzymałością na ściskanie. W miarę zwiększania ilości materiału wiążącego nasiąkliwość zmniejsza się, natomiast wytrzymałość na ściskanie wzrasta do określonej granicy. Następnie wytrzymałość na ściskanie raptownie maleje, szczególnie przy wysokich temperaturach, co wskazuje na nadmiar materiału wiążącego.

Najkorzystniejsze warunki są wtedy, gdy nasiąkliwość próbek nie wykracza poza ustalone granice, przy możliwie dużej wytrzymałości na ściskanie (nie niższej w każdym razie od wymaganej — tabl. 47).

Dla wstępnego określenia ilości materiału wiążącego można korzystać ze wzoru:

$$B = \frac{n\delta\gamma}{D_0}$$

gdzie: B — wagowa ilość materiału wiążącego w procentach,
 n — porowatość zagęszczonej mieszaniny mineralnej w procentach objętościowych;
 δ — ciężar właściwy materiału wiążącego,
 D₀ — ciężar objętościowy suchej mieszaniny,
 γ — współczynnik zmniejszający ilość materiału wiążącego kosztem bardziej intensywnego zagęszczania mieszaniny w nawierzchni oraz rozszerzania się materiału wiążącego przy ogrzaniu.

Dla nawierzchni dróg startowych można przyjmować γ = 0,90—0,95 (mniejsze wartości w klimacie suchym i upalnym, większe — w wilgotnym i chłodnym). Na drogach manipulacyjnych i dojazdowych, gdzie większa jest intensywność ruchu i gdzie, w konsekwencji, można oczekiwać dalszego znacznego zagęszczenia nawierzchni podczas użytkowania; współczynnik γ może być odpowiednio obniżony do 0,85—0,90.

Po określeniu w ten sposób orientacyjnej ilości materiału wiążącego w mieszaninie sporządza się nie mniej niż trzy próbne mieszanki z ilością materiału wiążącego wyliczoną wg wzoru i o 0,5—1% większą i mniejszą. Na podstawie wyników badania fizyczno-mechanicznych właściwości uformowanych próbek ustala się optymalną ilość materiału wiążącego w mieszaninie.

Należy zwrócić uwagę na konieczność zastosowania niezbędnego naskoku przy formowaniu próbek. Naturalne jest, że im intensywniej będą zagęszczane próbki, tym mniej przy jednakowych pozostałych warunkach będzie potrzebna ilość materiału wiążącego w mieszaninie i odwrotnie — przy mniej intensywnym zagęszczeniu potrzeba będzie większej ilości materiału wiążącego dla osiągnięcia wymaganych właściwości betonu asfaltowego (co do nasiąkliwości i wytrzymałości na ściskanie). Ciśnienie przy zagęszczaniu próbek należy więc ustalać odpowiednio do warunków budowy i pracy przyszłej nawierzchni. Dla nawierzchni dróg startowych, dla których nie oczekuje się w eksploatacji znacznego zagęszczenia, próbki należy formować pod ciśnieniem w granicach 200—300 kg/cm²; odpoki

wiada to mniej więcej zagęszczeniu, osiąganemu przy wałowaniu nawierzchni walcami. Co zaś dotyczy nawierzchni zasadniczych dróg manipulacyjnych i dojazdowych, gdzie możliwe jest dalsze znaczne zagęszczenie nawierzchni przy intensywnym ruchu, szczególnie w ciepłym klimacie, próbki, przy doborzeniu ich składu, należy formować pod ciśnieniem około 400 kg/cm². W ten sposób w nawierzchniach DS-ów optymalny procent materiału wiążącego będzie zawsze nieco wyższy (o 0,5–1%) niż w nawierzchniach o intensywnym ruchu.

Istnieje sposób określenia ilości materiału wiążącego według sumarycznej powierzchni cząstek.

Powierzchnia cząstek w jednym gramie jakiegokolwiek frakcji może być w przybliżeniu określona wg wzoru:

$$\Phi = \frac{6}{dD_w}$$

gdzie: D_w — ciężar właściwy materiału,
 d — średnia średnica ziaren danej frakcji.

Grubość powłoki bitumu powinna wynosić około 0,005 mm (od 3 do 7 mikronów).

Wyniki otrzymane przy określaniu tymi dwoma metodami są dostatecznie bliskie. Ponieważ ostateczny skład mieszaniny ustala się na podstawie badań próbek wstępnych, praktycznie obojętne jest, jaką metodą będzie określona orientacyjna ilość bitumu.

Może się zdarzyć, że przy badaniu próbek nie uda się otrzymać wymaganych wskaźników fizyczno-mechanicznych właściwości jedynie przez zmianę w dozowaniu ilości materiału wiążącego. Na przykład, może się okazać, że wytrzymałość próbek przy optymalnej (pod względem nasiąkliwości) ilości bitumu jest mała, szczególnie przy wysokich temperaturach. Wskazuje to na nieodpowiedni mineralny skład mieszaniny. Dla podwyższenia wytrzymałości na ściskanie należy nieco zwiększyć ilość wypełniacza. Gdy wymagane jest znaczne powiększenie wytrzymałości na ściskanie, należy dobrać mieszaninę o wyższym współczynniku zbieżności albo zmienić wypełniacz na bardziej aktywny lub wreszcie użyć dla szkieletu bardziej ostrokanciastego materiału kamiennego zapewniającego większy współczynnik tarcia wewnętrzznego w betonie asfaltowym. Zazwyczaj grubość bitumu w gruboziarnistych mieszaninach asfaltowych stanowi 5–8%, w średnioziarnistych 7–10%, w drobnoziarnistych — 8–11% i w piaskowych — 9–12%.

Oprócz podanych istnieje jeszcze sposób projektowania mieszanin wychodząc z lepszycza asfaltowego.*

W tym przypadku z początku dobiera się lepszycze asfaltowe (mieszanina bitumu z wypełniaczem). Mieszaniny o różnych stosunkach bitumu i wypełniacza bada się na zdolność odkształcania się (rozciąganie) przy różnych temperaturach (od –15° do +30°C), na nasiąkliwość oraz określa się ich lepkość.

Następnie wybrane lepszycze asfaltowe bada się z różnymi ilościami piasku na rozciąganie, ściskanie, uderzenie i określa się plastyczność mieszaniny.

* Zaproponowany przez prof. W. Sacharowa.

Mieszaninę grubszych materiałów mineralnych dobiera się według zasady „minimum próżni“ i do niej dodaje się wybraną zaprawę asfaltową (piasek, mączka mineralna i bitum) w ilości niezbędnej, do wypełnienia porów.

Ponieważ jednak nie są jeszcze opracowane kryteria dla oceny lepszycza asfaltowego i mieszaniny jego z piaskiem, sposób ten, w zasadzie bezwzględnie prawidłowy, nie znalazł na razie szerszego zastosowania.

Ocena różnych sposobów dobierania mieszanin. Każdy z podanych sposobów posiada szereg zalet i wad. Wybiera się jeden z nich uwzględniając w każdym przypadku rodzaj posiadanego sprzętu laboratoryjnego, kwalifikacje pracowników, ilość czasu przeznaczoną na dobranie itd.

Sposób dobierania według recept daje duże możliwości zmian ilościowych poszczególnych frakcji, nie zabezpiecza jednak od możliwości omyłek, szczególnie jeżeli recepty sporządzone są nie dla pewnych określonych, już dostatecznie sprawdzonych materiałów, jak również przy braku dostatecznego doświadczenia u pracownika. Przy doborzeniu według recept brak jest kryterium dla oceny jakości mieszaniny (np. stopnia przybliżenia jej do teoretycznej, przy określonym współczynniku zbieżności itp.). Chociaż dobieranie według recept zajmuje najmniej czasu, nie daje jednak gwarancji, że nie zajdzie potrzeba kilkakrotnej nawet zmiany składu mieszaniny na podstawie wyników badań próbek.

Sposób dobierania drogą prób jest najbardziej obiektywny, całkowicie uwzględniający właściwości posiadanych materiałów, jest jednak przewlekły, wymaga posiadania samych materiałów (a nie tylko ich składu granulometrycznego) oraz, co jest najważniejsze, nie gwarantuje otrzymania najbardziej szczernej mieszaniny (biorąc pod uwagę, że skład mieszaniny będzie różny w zależności od kolejności wprowadzania do mieszaniny tych lub innych frakcji).

Dobieranie według krzywych, jak wykazały długoletnie doświadczenia, daje możliwość otrzymania rzeczywiście szczernej mieszaniny i wskazuje granice, w których mogą być gwarantowane wysokie fizyczno-mechaniczne właściwości mieszaniny. W warunkach normalnych sposobowi dobierania według krzywych należy oddać pierwszeństwo przed innymi.

Ponieważ jednak ostateczny skład mieszaniny ustala się na podstawie wyników badań uformowanych próbek, to sprawa zastosowania tego lub innego sposobu dobierania mieszaniny nie jest, ogólnie biorąc, sprawą zasadniczą.

Recepty mieszanin. Na budowę recepty mieszanin podawane są nie tylko w postaci określenia w mieszaninie ilości poszczególnych frakcji, lecz również w ilościach (procentach wagowych) poszczególnych materiałów, z których sporządza się mieszaninę. Należy ściśle uwzględnić przy tym uziarnienie każdego składowego materiału w tej postaci, w jakiej otrzymuje się on z sit lub dostarcza się z kopalni (piasek).

Bitum wlicza się do ogólnego ciężaru mieszaniny. O ile przy doborzeniu mieszaniny drogą doświadczeń lub według krzywych ilość bitumu wyniesie ponad sto procent mieszaniny mineralnej, należy przeliczyć skład mieszaniny asfaltobetonowej przyjmując za 100% na przykład tonę materiału mineralnego plus niezbędną ilość bitumu.

Recepty podawane na budowę mają mniej więcej następującą postać (w procentach wagowych):

grys 25 — 12 mm	30
grysik 12 — 3 mm	20
piasek z kopalni T	20
piasek z kopalni N	13
mączka wapienna	10
bitum ponafitowy o penetracji 90	7
	100

Beton smołowy. Szczelna mieszanina materiałów mineralnych (z mączką mineralną włącznie) ze smołą węglową jako materiałem wiążącym nosi nazwę Betonu smołowego.

Wymagania co do materiałów mineralnych są w tym przypadku te same co i przy asfaltobetonie.

Zwykle używa się smoły sporządzonej z paku i olejów (produktów destylacji węgla kamiennego) o lepkości według znormalizowanego viskozymetru C¹⁰⁰₉₀ 75—200.

Dobieranie mieszanin wykonuje się tak samo, jak dla betonu asfaltowego. Należy tylko nieco zwiększyć ilość mączki mineralnej w mieszaninie, ze względu na mniejszą lepkość smoły w porównaniu do bitumu. Niepożądane jest układanie w warstwie górnej smolobetonu ze szkieletem o ziarnach grubszych od 15 mm.

Przy przygotowaniu mieszanin smołowych ogrzewa się je do 120°, a układa się mniej więcej przy 100°C.

Przygotowanie mieszaniny asfaltobetonowej

Asfaltobetonową mieszaninę przygotowuje się w specjalnych urządzeniach instalowanych zwykle bezpośrednio na wykonywanym obiekcie.

W niektórych przypadkach, o ile jest to celowe, mogą być wykorzystane istniejące wytwórnie betonu asfaltowego (miejskie, drogowe) pod warunkiem jednak, że odległość przewożenia mieszaniny asfaltobetonowej nie przekroczy 10—15 km ze względu na niebezpieczeństwo ostygnięcia mieszaniny w czasie jej transportu.

Tłuczeń do betonu asfaltowego dostarcza się do stacji w stanie gotowym do użytku lub rozdrabnia się go na miejscu. W tym celu przy wytwórniach betonu asfaltowego instaluje się kruszarnie. W obu przypadkach różne gatunki tłuczni należy składować w oddzielnych przymach, ściśle według frakcji przewidzianych receptą mieszaniny. To samo dotyczy materiałów żwirowych, o ile używane są do przygotowania mieszaniny.

Piasek dostarcza się z kopalni samochodami lub koleją i normalnie nie wymaga on dodatkowych czynności, z wyjątkiem przypadku, gdy zawiera jakies obce domieszki, wówczas należy go przesiać przez sito o otworach 5 mm. Bardzo wskazane jest posiadać co najmniej pięciodniowy zapas piasku złożony pod dachem dla zachowania mniej więcej stałej wilgotności.

Mączka mineralna powinna być bezwzględnie przechowywana pod dachem, aby nie uległa zawilgoceniu.

Bitum w opakowaniu przechowuje się pod dachem, a nadchodzący w termocysternach lub kontenerach — w składach zaopatrzonych w dachy

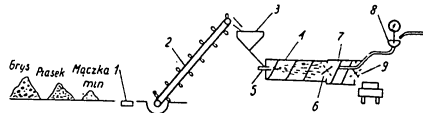
chroniące bitum od zawilgocenia. Zawilgocony bitum wymaga dla odparowania wody przewlekłego nagrzewania, co utrudnia wykonywanie robót i może nawet spowodować zniszczenie materiału. Bitum, uprzednio nagrzany do temperatury 100—110°C, podawany jest ze składu przez ogrzewany przewód do kotłów, gdzie podgrzewa się do temperatury roboczej. Temperatura nagrzania bitumu w kotłach jest różna w zależności od pochodzenia bitumu. Bitumy ponafitowe nagrzewa się do temperatury 140—160°C. Bitumu ponafitowego, nagrzanego ponad 170°C, nie wolno używać bez orzeczenia laboratoryjnego o stopniu zmiany jego właściwości i o możliwości regeneracji ich przez dodanie pewnej ilości bitumu bardziej miękkiego.

Bitum łupkowy nagrzewa się do temperatury 110—130°C. Przegrzanie bitumu ponad podaną temperaturę, jak również utrzymywanie podanej temperatury przez dłuższy czas (ponad 6—8 godzin) powoduje całkowite zniszczenie materiału i wyklucza możliwość użycia go do budowy.

Proces technologiczny przygotowania mieszanin asfaltobetonowych zależy od rodzaju posiadanych otaczarek.

Otaczarki o swobodnym mieszanin. Do tej grupy należą sprawnie działające, obecnie już przestarzałe i zamieniane na modele nowsze, otaczarki typu „G-1”.

Schemat procesu technologicznego w otaczarkach tego typu przedstawiony jest na rysunku 128. Poszczególne materiały mineralne, wchodzące w skład mieszaniny (tłuczeń lub żwir, piasek, mączka mineralna) wżone są na wadze 1 i za pomocą podnośnika kubelkowego (lub przenośnika taśmowego) 2 podawane do zasobnika 3. W zasobniku gromadzi się materiał mineralny na jeden zarób — około 3 ton — i za pomocą zasowy przepuszcza się do pierwszej sekcji bębna 4, gdzie suszy się i nagrzewa do żądanej temperatury. Materiał nagrzewa się za pomocą gorących gazów wprowadzanych przez wtryskiwacz 5. Jednocześnie z nagraniem materiał przesuwa się wzdłuż pierwszej sekcji bębna i przez koryto 6 przechodzi do drugiej sekcji bębna — mieszarkowej 7. Tutaj podawana jest przez specjalny przewód odważana na wadze 8 porcja materiału wiążącego na jeden zarób. Po zakończeniu mieszania gotową mieszaninę ładuje się przez koryto 9 na samochody.



Rys. 128. Schemat procesu technologicznego w otaczarkach o swobodnym mieszanin

W otaczarkach tego typu dokładność dozowania zależy w zasadzie od dokładności zważenia materiałów mineralnych na jeden zarób przed załadowaniem ich do kosza zbiorczego podnośnika kubelkowego.

Całkowicie dobre wyniki dał następujący sposób dozowania przy dowożeniu materiałów taczkami.*

* Zaproponowany przez N. Raspopowa.

W odległości 5—10 m od kosza zbiorczego podnośnika ustawia się wagę pomostową o nośności 200—250 kg.

Ilość poszczególnych materiałów mineralnych potrzebnych na jeden zarób przelicza się na ilość tacek dążąc do tego, aby ciężar materiałów w jednej tacece był mniej więcej jednakowy i wynosił 75—85 kg.

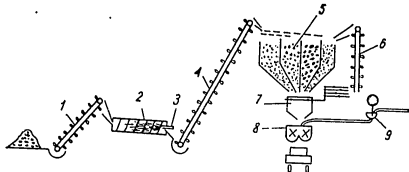
Taczki waży się (ciężar ich wynosi zwykle 25—30 kg) i o ile przy przeliczeniu ciężar poszczególnych materiałów w tacekach był różny, przeznacza się określone taczki dla określonego materiału. Taczki cięższe przeznacza się do materiału, którego ciężar w jednej tacece okazał się przy przeliczeniu mniejszy. Następnie przez odpowiednie obliczenia uzyskuje się jednakowy ciężar tacek. Taczki przeznaczone do poszczególnych materiałów mają się w różne kolory.

Czynność pracownika przy wadze, tzw. wagowego, sprowadza się tylko do sprawdzenia ciężaru każdej taczki przechodzącej przez wagę przy ustawionym stałym ciężarze na szali oraz do liczenia ilości tacek z poszczególnymi materiałami, przeznaczonych do jednego zarobu, przez odpowiednie odnotowanie każdej taczki w specjalnym dzienniku. Obok wagi ustawia się skrzynię dla każdego rodzaju materiału, z których robotnik przy sprawdzaniu ciężaru taczki pobiera brakujący materiał lub do których wrzuca nadmiar. Praktyka wykazała, że robotnicy szybko wprawiają się w ładowaniu tacek i po kilku godzinach pracy tylko w niektórych przypadkach zachodzi potrzeba wyrównywania ciężaru tacek.

Powyższy sposób ważenia zapewnia wystarczającą dokładność w dozowaniu i dostarczeniu bez trudności niezbędnej ilości materiału dla pełnego załadowania otaczarki.

Ponieważ dozowanie materiałów przeprowadza się przed ich wysuszeniem, należy przy obliczaniu ilości wszystkich materiałów potrzebnych na jeden zarób uwzględnić ich wilgotność. Ma to szczególne znaczenie przy materiałach drobnych — piasku i mączce mineralnej. Wilgotność materiałów sprawdza się codziennie i wprowadza się odpowiednie poprawki w dozowaniu.

Czas mieszania materiałów mineralnych z bitumem w mieszarkowym przedziale bębna nie powinien być mniejszy niż 4 minuty ze względu na należyte wymieszanie zarobu i otrzymanie jednorodnej mieszaniny, lecz również nie powinien przekraczać 7 minut dla uniknięcia zmiany właściwości bitumu przy dłuższym ogrzaniu jego cienkiej warstewki.



Rys. 129. Schemat procesu technologicznego w otaczarkach o przymusowym mieszaniu

Temperatura gotowej mieszaniny przy wyjściu z otaczarki powinna wynosić przy zastosowaniu bitumów ponaftowych 130—160°, a przy bitumach lúpkowych 100—130°. Materiały mineralne stosunkowo suche uzyskują tę temperaturę w pierwszej części bębna (suszalniczej) w ciągu 4—7 minut i proces produkcji zachowuje ciągłość. Materiał wilgotny potrzebuje jednak na przesuszenie i nagrzanie 12 i więcej minut, co znacznie zmniejsza wydajność otaczarki.

Należy zaznaczyć, że dłuższe pozostawianie materiału w suszącym przedziale bębna powoduje znaczny ubytek drobnej części mączki mineralnej, która jest wydmuchiwana z gorącymi gazami przez instalację wyciągową. Dla zachowania dokładności w dozowaniu należy w danym przypadku nieco zwiększyć ilość mączki mineralnej.

Otaczarki o przymusowym mieszaniu. Schemat procesu technologicznego rozpowszechnionych otaczarek tego typu podany jest na rys. 129.

Tłuczeń lub żwir i piasek, w stosunku mniej więcej odpowiadającym zaprojektowanemu składowi mieszaniny, załadowany do kosza zbiorczego zimnego podnośnika 1 podawany jest do bębna suszącego 2, gdzie suszy się i ogrzewa gorącymi gazami wprowadzanymi przez wtryskiwacz 3. Z bębna suszącego nagrzany materiał kamienny przechodzi na podnośnik gorący 4 i następnie na sito, gdzie segreguje się go według żądanych frakcji.

Poszczególne frakcje trafiają do przedziałów gorącego zasadnika 5. Do czwartego przedziału zasadnika specjalnym podnośnikiem 6 podawany jest wypełniacz.

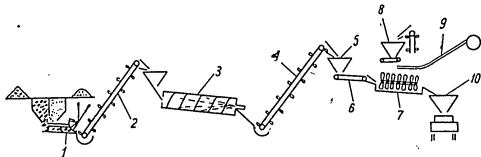
Potrzebna na jeden zarób ilość poszczególnych materiałów waży się na dozatorze wagowym 7, umieszczonym pod zasadnikiem. Odważone materiały przechodzą do mieszarki łopatkowej 8, gdzie przez pierwsze 20—30 sek. mieszane są bez bitumu. Przez ten czas wypełniacz równomiernie rozściela się w gorącym materiale kamiennym, wysycha i nagrzewa się. Następnie do mieszarki wprowadza się zważoną na wadze 9 porcję gorącego bitumu i całość miesza się przez 40—60 sekund. Gotową mieszaninę asfaltobetonową ładuje się przez otwierające się dno mieszarki bezpośrednio do samochodu lub do zbiorczego zasadnika, o ile dla załadowania samochodu potrzeba kilku zarobów.

Żeby otrzymać gotową mieszaninę o temperaturze 130—160°C (przy bitumie ponaftowym), należy materiały kamienne ogrzać w bębnie suszącym do 150—180°C, w przypadku jeśli wypełniacz został również wstępnie nagrzany. Jeżeli natomiast wprowadza się wypełniacz zimny i wilgotny, materiały należy ogrzać do 250°C. Przy użyciu bitumów lúpkowych i smoly węglowej temperatura ogrzania materiałów kamiennych odpowiednio obniża się. Dla sprawdzenia temperatury umieszcza się w bębnie suszącym ogniwo termoelektryczne.

Otaczarki omówionego typu zapewniają całkowitą dokładność dozowania. Materiały kamienne ważone są już w stanie suchym (z wyjątkiem wypełniacza w niektórych przypadkach). Przymusowe mieszanie zapewnia lepsze wymieszanie składników. Odpada całkowicie wydmuchiwanie drobnych cząstek wypełniacza, jak to miało miejsce w powyżej omówionych otaczarkach o swobodnym mieszaniu.

Oprócz otaczarek okresowego działania istnieją także otaczarki o działaniu ciągłym. Schemat procesu technologicznego podany jest na rys. 130. Składniki mineralne mieszaniny podawane są do dozatora objętościowego 1. Po odmierzeniu w odpowiedniej proporcji mieszanina przechodzi do kosza zbiorczego zimnego podnośnika 2, za pomocą którego dostaje się do bębna suszącego 3, a następnie gorącym przenośnikiem 4 — do zasadnika 5. Z zasadnika przez zasilacz płytkowy 6, zapewniający podawanie ściśle określonej ilości materiału na jednostkę czasu, ogrzany materiał przechodzi do mieszarki 7, do której ze specjalnego zasadnika 8 po-

dawana jest mączka mineralna, a przez przewód 9 nieprzerwanie pompowana jest ściśle określona ilość ogrzanego materiału wiążącego. Gotowa mieszanka przechodzi do zasobnika 10 i ładowana jest na samochody.



Rys. 130. Schemat procesu technologicznego w otaczarkach o działaniu ciągłym

W otaczarkach tego typu dozowanie wagowe materiałów zastąpione jest dozowaniem objętościowym. Powoduje to pewną nieścisłość w dozowaniu, które jednak, jak wykazuje doświadczenie, w użytkowaniu tego typu otaczarek nie przekracza dopuszczalnych odchyłeń.

Wysoka jakość mieszanki asfaltobetonowej może być osiągnięta tylko przy ścisłym przestrzeganiu ustalonego procesu technologicznego. Kontrola jakości przy przygotowywaniu mieszanki asfaltowej należy do obowiązków laboratoriów, specjalnie utrzymywanych przy wytwórniach betonu asfaltowego i posiadających pracowników o odpowiednich kwalifikacjach.

Czynności kontrolne są następujące:

1. Sprawdzenie materiałów podstawowych.

Tłuczcz albo **żwir**. Raz w ciągu zmiany roboczej określić skład granulometryczny. W miarę potrzeby (zwykle po deszczach) określa się wilgotność.*

Piasiek. Raz w ciągu zmiany przeprowadza się analizę sitową i określa się wilgotność.*

Sprawdza się ilość frakcji gliniastych i obecność domieszek.

Mączka mineralna. Raz w ciągu zmiany określa się wilgotność.* Przy nadejściu nowego transportu określa się skład granulometryczny i ilość bitumu (jeżeli stosuje się proszek asfaltowy lub proszek przesycony bitumem).

Bitum. Próbkę pobiera się z każdego koła i określa się głębokość przenikania. O ile głębokość przenikania różni się od wyznaczonej, dodaje się bitumu o mniejszej lub większej lepkości, dopóki nie osiągnie się niezbędnej głębokości przenikania. Dla każdej nowej partii określa się: głębokość przenikania, ciągliwość, temperaturę mięknięcia.

2. Kontrola dozowania obejmuje:

a) nadzór nad stanem i dorywcze sprawdzenie urządzeń dozowniczych; ciągłe sprawdzanie pracy wagowych;
b) raz w ciągu zmiany sprawdza się skład granulometryczny mieszanki suchej (próbki pobiera się z mieszarki lub bębna przed

* Określenie wilgotności jest niezbędne, gdy materiały dozowane są wagowo przed ich wysuszeniem.

dotaniem bitumu); przy odchyleniu w składzie poszczególnych frakcji ponad 10% badanie przeprowadza się ponownie i w razie potrzeby koryguje się dozowanie.

3. Stale sprawdza się temperaturę bitumu, materiału kamiennego oraz gotowej mieszanki. Mierzy się temperaturę każdego ładowanego na samochód zarobu. Szczególnie ściśle sprawdzenie temperatur nagrzewania powinno mieć miejsce przy stosowaniu bitumów łupkowych, bardzo wrażliwych na przegrzanie.

4. Kontrola jakości mieszanki.

Sprawdza się czas mieszania i jednorodność mieszanki ocenia się według wyglądu zewnętrznego przy wyjściu z otaczarki. Nie powinno być skupisk materiału o jednakowym uziarnieniu, jak również brył przesyconych bitumem. Nie powinno być ziaren nie pokrytych powłózką bitumu oraz brył (zazwyczaj wypełniacza) nie przemieszanych całkowicie z bitumem. Dla oceny jakości mieszanki według oznak zewnętrznych niezbędna jest pewna wprawa. Prawidłowo sporządzona i dobrze przemieszana mieszanka tworzy po wyjściu z mieszarki stożek, który pęka i tworzy fałdy, lecz nie rozplywa się i nie osypuje.

Przeciętnie z każdego 50 ton wytworzonej mieszanki pobiera się próbki, które poddaje się badaniu na ściskanie i na nasiąkliwość. Otrzymane wyniki powinny odpowiadać ustalonym wymaganiom (tabl. 47).

Przewożenie mieszanki

Mieszanka dostarczana jest zwykle z miejsca wytwarzania na miejsce układania wywrotkami samochodowymi. Zastosowanie wywrotek zmniejsza potrzebną ilość samochodów, a co najważniejsze skraca czas od momentu wydania mieszanki do momentu ułożenia jej w nawierzchni, co w konsekwencji zmniejsza możliwość ostygnięcia mieszanki.

Ilość maszyn powinna być wystarczająca dla zapewnienia nieprzerwanej pracy otaczarek.

Potrzebna ilość samochodów dla jednej otaczarki może być określona ze wzoru:

$$N = \frac{120L}{v_{st}} + t_1 + t_2 \cdot a,$$

gdzie: N — ilość samochodów;

L — odległość od wytwórni betonu asfaltowego do miejsca układania w km;

v_{st} — średnia szybkość jazdy samochodem w km/godz.;

t_1 — czas rozładunku (w minutach) i manewrowanie w miejscu układania (2—4 minuty);

t_2 — czas postoju (w minutach) maszyny pod załadunkiem: $t_2 = T$, gdy nie ma zasobnika dla mieszanki i $t_2 = 2-3$ minuty, gdy jest zasobnik lub w przypadku użycia otaczarek, których jeden zarob odpowiada nośności samochodu;

T — czas (w minutach) przygotowania mieszanki w ilości odpowiadającej nośności samochodu;

a — współczynnik rezerwy na nieprzewidziane zatrzymania samochodów, ewentualnie zwiększenie wydajności otaczarki i inne; przyjmuje się zwykle 1,2.

Nośność samochodów powinna być równa lub wielokrotna w stosunku do jednego zarobu otaczarki (o ile nie ma zasobnika dla mieszanki). Przeważnie stosuje się samochody o nośności 3—5 ton.

Czas na przygotowanie mieszanki dla załadowania jednego samochodu może być określony z następujących danych:

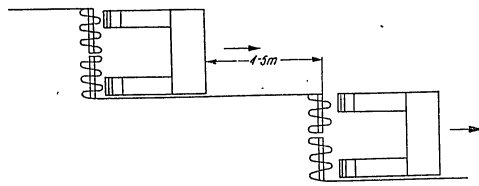
Przy otaczarkach G-1 o swobodnym mieszaniu ciężar jednego zarobu wynosi 3 tony, a czas mieszania 7—10 minut. Przy otaczarkach okresowych o działaniu przymusowym na jeden zarob potrzeba 1,5—2 minut; pojemność mieszarki w rozpozsechnionych typach otaczarek tego rodzaju — 0,5 ton.

Skrzynia samochodu powinna być metalowa lub obita blachą; dla lepszego opróżnienia należy ją lekko posmarować ropą, użytą oliwą itp.

Układanie mieszanki asfaltobetonowej

Podłoże z kamienia, na którym układa się nawierzchnię z betonu asfaltowego, powinno być dobrze zagęszczone, wyrównane i starannie oczyszczone z błota i kurzu. Do oczyszczania używa się szczotek mechanicznych lub ręcznych drucianych i trawiastych. Wszelkie nierówności zauważone przy sprawdzaniu podłoża należy usunąć, wypukłości ścierać, wklęsłości wyrównać. Wskazane jest, aby niewielkie wklęsłości wypełniać gorącą mieszaniną piasku lub grysłu z niewielką ilością bitumu specjalnie przygotowaną w mieszarce. Ułożoną we wklęsłości mieszankę należy starannie uwalniać.

O ile należyte oczyszczenie podłoża kamiennego od kurzu jest uciążliwe (np. podłoża z mieszanin żwirowych itp.), celowe jest polanie go niewielką ilością (0,8—1,0 l/m²) płynnego bitumu lub smoły (typu ACh-1 lub D-1), zapewnia to lepszą przyczepność nawierzchni. Przed przystąpieniem do układania asfaltobetonu rozlany materiał powinien całkowicie wsiąknąć w podłoże.



Rys. 131. Praca dwóch układaczy betonu asfaltowego

Układa się asfaltobeton dwoma warstwami, dolną i górną. W celu uniknięcia ewentualnego zanieczyszczenia dolnej warstwy należy dążyć, aby przerwa między układaniem dolnej i górnej warstwy była jak najkrótsza.

Układanie asfaltobetonu wykonuje się z zasady wzdłuż DS ze względu na zapewnienie niezbędnej równości nawierzchni w kierunku podłużnym

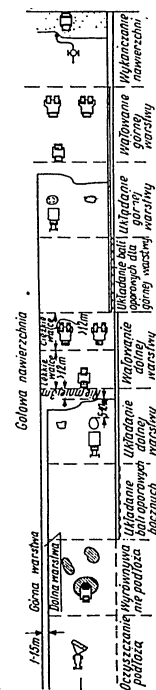
zmniejszenia ilości szwów poprzecznych. Szerokość pasa układanego za jednym razem zależy od sposobu układania i posiadanego sprzętu. Przy pracy zmechanizowanej, tj. przy użyciu układaczy betonu asfaltowego, szerokość wykonywanego pasa określa się szerokością roboczą układacza (3—3,5 m) i ilością układaczy, znajdujących się na budowie. Przy zastosowaniu dwóch układaczy posuwają się one jeden po drugim w odległości 4—5 m (rys. 131) wykonując za jednym razem pas o szerokości 6—7 m. Przy takim schemacie układania otrzymuje się najmniejszą ilość szwów podłużnych, w których można spodziewać się powstawania pęknięć.

Jeżeli beton asfaltowy układany jest ręcznie, szerokość układanego za jednym razem pasa zależy w zasadzie od wydajności otaczarek i może być określona orientacyjnie w sposób następujący. Dla uniknięcia nadmiernego ochłodzenia mieszanki i niemożności wskutek tego osiągnięcia odpowiedniego jej zagęszczenia należy rozpocząć walowanie nie później niż w ciągu 10—15 minut po ułożeniu mieszanki na podłożu (stygnięcie rozłożonej cienkiej warstwy, a nie zagęszczonej mieszanki jest bardzo szybkie — mniej więcej o 2—4°C na minutę w zależności od temperatury powietrza). Ze względu na konieczność zachowania projektowanej grubości warstwy nie należy zezwalać na zbliżanie się walców do skrajów układanego pasa mniej niż na 3 metry (w przeciwnym razie może nastąpić przesunięcie mieszanki). Dla spełnienia tych dwóch warunków niezbędne jest posuwanie się z układaniem asfaltobetonu z szybkością nie mniej niż 15 m na godzinę. Przy średniej grubości warstwy 4 cm i wydajności jednej otaczarki 15 ton na godzinę (należy przyjąć wydajność minimalną) szerokość jednorazowo układanego pasa nie powinna przekraczać (przy ciężarze objętościowym asfaltobetonu 2,3):

$$\frac{15}{15 \cdot 0,04 \cdot 2,3} \approx 10 \text{ m.}$$

Wzdłuż krawędzi układanego pasa ustawia się boczne bala oporowe, zapobiegające rozpełzaniu się mieszanki podczas walowania (przy układaniu drugiego i następnych pasów niezbędne jest ustawianie bala oporowego tylko z jednej strony, z drugiej strony rolę jego spełnia krawędź ułożonej nawierzchni — rys. 132).

Drewniane bala oporowe mają wysokość równą projektowanej grubości wykonywanej warstwy po zagęszczeniu. Pozwala to na należyte uwalowanie skrajów pasa bez niszczenia bala oporowego przez walec. Bala starannie przymo-

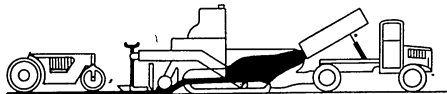


Rys. 132. Kolejność robót przy budowie nawierzchni z betonu asfaltowego

cowuje się do podłoża za pomocą kolków i metalowych szpilek. Przy układaniu górnej warstwy należy bal oporowy nieco przesunąć w bok (np. na 1,0 m), aby szwy dolnej i górnej warstwy nie pokrywały się.

Przed układaniem mieszanki skraj poprzecznie ułożonego pasa starannie oczyszcza się i smaruje cienką warstwą bitumu.

Mechaniczne układanie mieszanki. Zastosowanie układaczy asfaltobetonu zapewnia utrzymanie zupełnie równej nawierzchni (oczywiście przy dobrze wyrównanym podłożu), znacznie zmniejsza ilość sił roboczych w porównaniu z układaniem ręcznym, zwiększa tempo robót



Rys. 133. Schemat pracy samobieżnego gąsienicowego układacza asfaltobetonu

i oprócz tego polepsza warunki termiczne. Mieszankę od razu bez dodatkowych przeladowań rozściela się na podłożu i otrzymuje wstępne zagęszczenie, dzięki czemu stygnie wolniej niż w stanie spulchnionym.

Układacze betonu asfaltowego są różnych typów — na gąsienicach, na płozach, posuwające się na szalunkach metalowych i szynach (jak maszyny do nawierzchni betonowych), wprowadzane w ruch własnym napędem lub doczepiane do ciągnika.

Na rysunku 133 podany jest schemat pracy samobieżnego układacza na gąsienicach.

Wywrotka samochodowa podjeżdża do układacza tyłem i zsypuje ładunek do zasobnika odbiorczego. Z zasobnika mieszanka podawana jest za pomocą zasilaczy łopatkowych na ślimaki, które rozprowadzają ją wzdłuż szerokości ukladanego pasa. Belka ubijająca i płyta gładząca rozrównują mieszankę i wstępnie ją zagęszczają. Grubość ukladanej warstwy betonu asfaltowego reguluje się przez zmianę ilości mieszanki podawanej zasilaczami łopatkowymi na ślimaki na jednostkę czasu oraz szybkością posuwania się układacza. Szybkość robocze układacza 3—6 m na minutę (bieg luzem do 30 m na minutę).

Jeden układacz zastępuje 2—3 brygady robotników niezbędnych przy układaniu ręcznym.

Po przejściu układacza konieczne jest ręczne wyrównanie skraju pasa i poprawienie ewentualnych usterek; potrzeba do tego 3—4 robotników. Niezwłocznie po ułożeniu asfaltobetonu nawierzchnię zagęszcza się przez wałowanie.

Stosowanie układaczy jest celowe przy dostatecznie dużej podaży mieszanki poczynając od 30 i więcej ton na godzinę, gdyż tylko wtedy ciągłość pracy układacza może być zapewniona.

Ręczne układanie mieszanki. Przed przystąpieniem do układania mieszanki należy wyznaczyć grubość warstwy przez wbić palików, umocowanie na podłożu drewnianych kostek itp. Współczynnik zagęszczenia dla mieszanki asfaltobetonowych wynosi 1,20—1,30 (dla smolowych 1,40).

Mieszankę dostarczoną na miejsce robót wyładowuje się na podłoże (wskazane jest na arkuszach blachy) w odległości 5—10 m przed uprzednio ułożoną warstwą (rys. 132) z takim wylczeniem, aby pozostawiony odciłek mógł być całkowicie pokryty wyładowaną mieszanką. Temperatura mieszanki przewiezioną na miejsce układania powinna wynosić 120—160°C przy użyciu bitumu ponafowego; przy temperaturze niższej od 120°C mieszanka nie nadaje się; przy wilgotnym podłożu (lecz nie mokrym) i chłodnej pogodzie temperatura mieszanki nie powinna być niższa niż 140°C. Przy użyciu bitumów łupkowych mieszanki powinny mieć temperaturę nie niższą od 90° i nie wyższą od 130°C.

Natychmiast po przywiezieniu na miejsce robót mieszanka powinna być rozścielona i uwalowana. Konieczne jest, aby zagęszczenie mieszanki nastąpiło przed jej ostygnięciem. Przy temperaturze poniżej 90°C uzyskanie niezbędnego zagęszczenia mieszanki jest trudno osiągalne, a przy temperaturze poniżej 60°C — praktycznie niewykonalne. Przy bitumach łupkowych i smolach węglowych, stosowanych przy mniejszej zwiększości niż bitumy ponafowe, podane temperatury mogą być obniżone o 10—20°.

Mieszankę ostrożnie układa się za pomocą szufli lub widel (mieszanki gruboziarniste) przy skraju uprzednio wykonanej warstwy, a następnie rozrównuje się. Nie wolno jest mieszanki rozrzucać łopata ze względu na konieczność uniknięcia oddzielania się składników.

Rozrównywanie się mieszankę na żadaną grubość warstwy grabiami, początkowo stroną uźebioną, następnie odwrotną. Równość powierzchni i zgodność z żadanymi wysokościami sprawdza się sznurem i latą.

Wszystkie używane do układania narzędzia — łopaty, widły, ubijaki itd. — powinny być ogrzane (lecz nie przegrzane). Na miejscu robót powinien się znajdować przesuwany koksownik i przynajmniej podwójny komplet narzędzi.

Wałowanie mieszanki asfaltobetonowej

Niezwłocznie po ułożeniu mieszanki przystępuje się do jej zagęszczenia. Zagęszczenie przeprowadza się walcami samobieźnymi. Rozpoczyna się wałowanie lekkimi dwukolowymi walcami o ciężarze 6—8 ton. Walec posuwa się wzdłuż pasa, poczynając od skrajów i przechodząc ku środkowi, z każdorazowym przekryciem poprzedniego przejeżdżania. Nie wyklucza się również ruchu lekkich walców po przekątnej, a nawet w poprzek pasa. Początkowe zagęszczenie lekkimi walcami ma na celu ściśnięcie mieszanki, aby poszczególne cząsteczki umiejscowiły się w najlepszy sposób. Po osiągnięciu tego wprowadza się ciężkie walce o wadze 10—12 do 15 ton, które ostatecznie zagęszczają nawierzchnię.

Przy wykonywaniu robót w porze chłodnej i użyciu twardego tłucznia, gdy nie zachodzi obawa jego rozkruszania, celowe jest rozpocząć wałowanie od razu ciężkimi walcami, aby w krótkim czasie należyte zagęścić nawierzchnię jeszcze przed ostygnięciem mieszanki. Należy jednak pamiętać, że w danym przypadku potrzebny jest bardzo doświadczony personel, aby otrzymać równą nawierzchnię.

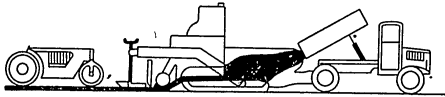
W miejscach gdzie należyte zagęszczenie walcami jest uciążliwe (skraje pasa, przy brzegu ścieków, studzienek itp.), starannie ubija się mieszankę ograniczonymi metalowymi ubijakami.

Przy wałowaniu stale sprawdza się równość nawierzchni. Maksymalny prześwit pod trzymetrową latą nie powinien przekraczać 7 mm. W miejscu

cowuje się do podłoża za pomocą kółków i metalowych szpilek. Przy układaniu górnej warstwy należy bal oporowy nieco przesunąć w bok (np. na 1,0 m), aby szwy dolnej i górnej warstwy nie pokrywały się.

Przed układaniem mieszanki skraj poprzednio ułożonego pasa starannie oczyszcza się i smaruje cienką warstwą bitumu.

Mechaniczne układanie mieszanki. Zastosowanie układczy asfaltobetonu zapewnia utrzymanie zupełnie równej nawierzchni (oczywiście przy dobrze wyrównanym podłożu), znacznie zmniejsza ilość sił roboczych w porównaniu z układaniem ręcznym, zwiększa tempo robót



Rys. 133. Schemat pracy samobieżnego gąsienicowego układczy asfaltobetonu

i oprócz tego polepsza warunki termiczne. Mieszankę od razu bez dodatkowych przeładowań rozściela się na podłożu i otrzymuje wstępne zagęszczenie, dzięki czemu stygnie wolniej niż w stanie spulchnionym.

Układacze betonu asfaltowego są różnych typów — na gąsienicach, na płożach, posuwające się na szalunkach metalowych i szynach (jak maszyny do nawierzchni betonowych), wprowadzane w ruch własnym napędem lub doczepiane do ciągnika.

Na rysunku 133 podany jest schemat pracy samobieżnego układczy na gąsienicach.

Wywrotka samochodowa podjeżdża do układczy tyłem i zsypuje ładunek do zasobnika odbiorczego. Z zasobnika mieszanka podawana jest za pomocą zasilaczy łopatkowych na ślimaki, które rozprowadzają ją wzdłuż szerokości układanego pasa. Belka ubijająca i płyta gładząca wyrównują mieszankę i wstępnie ją zagęszczają. Grubość układanej warstwy betonu asfaltowego reguluje się przez zmianę ilości mieszanki podawanej zasilaczami łopatkowymi na ślimaki na jednostkę czasu oraz szybkością posuwania się układczy. Szybkości robocze układczy 3—6 m na minutę (bieg luzem do 30 m na minutę).

Jeden układacz zastępuje 2—3 brygady robotników niezbędnych przy układaniu ręcznym.

Po przejściu układczy konieczne jest ręczne wyrównanie skraju pasa i poprawienie ewentualnych usterek; potrzeba do tego 3—4 robotników. Niezwłocznie po ułożeniu asfaltobetonu nawierzchnię zagęszcza się przez wałowanie.

Stosowanie układczy jest celowe przy dostatecznie dużej podaży mieszanki poczynając od 30 i więcej ton na godzinę, gdyż tylko wtedy ciągłość pracy układczy może być zapewniona.

Ręczne układanie mieszanki. Przed przystąpieniem do układania mieszanki należy wyznaczyć grubość warstwy przez wbitcie palików, umocowanie na podłożu drewnianych kostek itp. Współczynnik zagęszczenia dla mieszanki asfaltobetonowych wynosi 1,20—1,30 (dla smolowych 1,40).

Mieszankę dostarczoną na miejsce robót wyładowuje się na podłoże (wskazane jest na arkuszach blachy) w odległości 5—10 m przed uprzednio ułożoną warstwą (rys. 132) z takim wyluczeniem, aby pozostawiony odciniek mógł być całkowicie pokryty wyładowaną mieszanką. Temperatura mieszanki przewiezionej na miejsce układania powinna wynosić 120—160°C przy użyciu bitumu ponafutowego; przy temperaturze niższej od 120°C mieszanka nie nadaje się; przy wilgotnym podłożu (lecz nie mokrym) i chłodnej pogodzie temperatura mieszanki nie powinna być niższa niż 140°C. Przy użyciu bitumów łupkowych mieszanki powinny mieć temperaturę nie niższą od 90° i nie wyższą od 130°C.

Natychmiast po przywiezieniu na miejsce robót mieszanka powinna być rozścielona i uwalowana. Konieczne jest, aby zagęszczenie mieszanki nastąpiło przed jej ostygnięciem. Przy temperaturze poniżej 90°C użycie niezbędnego zagęszczenia mieszanki jest trudno osiągalne, a przy temperaturze poniżej 60°C — praktycznie niewykonalne. Przy bitumach łupkowych i smolach węglowych, stosowanych przy mniejszej zawieszności niż bitumu ponafutowego, podane temperatury mogą być obniżone o 10—20°.

Mieszankę ostrożnie układa się za pomocą szufli lub widel (mieszankę gruboziarnistą) przy skraju uprzednio wykonanej warstwy, a następnie rozrównuje się. Nie wolno jest mieszankę rozrzucać łopata ze względu na konieczność uniknięcia oddzielenia się składników.

Rozrównywanie się mieszankę na żadaną grubość warstwy grabiami, początkowo stroną uzebloną, następnie odwrotną. Równość powierzchni i zgodność z żadanymi wysokościami sprawdza się sznurem i latą.

Wszystkie używane do układania narzędzia — łopaty, widły, ubijaki itd. — powinny być ogrzane (lecz nie przegrzane). Na miejscu robót powinien się znajdować przesuwany koksownik i przynajmniej podwójny komplet narzędzi.

Wałowanie mieszanki asfaltobetonowej

Niezwłocznie po ułożeniu mieszanki przystępuje się do jej zagęszczenia. Zagęszczenie przeprowadza się walcami samobieżnymi. Rozpoczyna się wałowanie lekkimi dwukołowymi walcami o ciężarze 6—8 ton. Walec posuwa się wzdłuż pasa, poczynając od skrajów i przechodząc ku środkowi, z każdorazowym przekryciem poprzedniego przejścia. Nie wyklucza się również ruchu lekkich walców po przekątnej, a nawet w poprzek pasa. Początkowe zagęszczenie lekkimi walcami ma na celu ściśnięcie mieszanki, aby poszczególne cząsteczki umiejscowiły się w najlepszy sposób. Po osiągnięciu tego wprowadza się ciężkie walec o wadze 10—12 do 15 ton, które ostatecznie zagęszczają nawierzchnię.

Przy wykonywaniu robót w porze chłodnej i użyciu twardego tłuczniwa, gdy nie zachodzi obawa jego rozkruszenia, celowe jest rozpocząć wałowanie od razu ciężkimi walcami, aby w krótkim czasie należyście zagęścić nawierzchnię jeszcze przed ostygnięciem mieszanki. Należy jednak pamiętać, że w danym przypadku potrzebny jest bardzo doświadczony personel, aby otrzymać równą nawierzchnię.

W miejscach gdzie należyte zagęszczenie walcami jest uciążliwe (skraje pasa, przy brzegu ścieków, studzienek itp.), starannie ubija się mieszankę ograniczonymi metalowymi ubijakami.

Przy wałowaniu stale sprawdza się równość nawierzchni. Maksymalny przeswyt pod trzymetrową latą nie powinien przekraczać 7 mm. W miej-

scach wypukłych zbędny materiał ścina się ogrzanymi łopatami, we wklęsłościach wrusza się z lekka nawierzchnię grabiami i dodaje się gorącej mieszanki. Żeby zapobiec powstawaniu nierówności, walce nie powinny zatrzymywać się na gorącej nawierzchni; przeciwnie, powinny cały czas znajdować się w ruchu z szybkością nie większą niż 2—2,5 km/godz. O ile mieszanka przylepia się do powierzchni kół, należy je wytrzeć szmatą z lekka zmoczoną w ropie lub mazucie.

Wskazane jest przy ostatecznym wałowaniu stosować walce z trzecim środkowym kołem. Zapewnia to otrzymywanie bardziej równej nawierzchni.

Niezbędne zagęszczenie osiąga się po ca 25 przejściach w każdym miejscu. Z tego ca 1/3 przejść przypada na walce lekkie i 2/3 na ciężkie. Licząc średnio, jeden walec może należycie zagęścić nie więcej niż 80—100 m² na godzinę. Wałowanie powinno być zakończone w ciągu 1—1,5 godzin po rozścieleniu mieszanki. Wskaźnikiem należytego zagęszczenia jest stopień ostatecznej porowatości betonu asfaltowego w nawierzchni. Na DS, gdzie raczej nie należy oczekiwać znacznego zagęszczenia nawierzchni w okresie późniejszym, porowatość ostateczna próbek pobranych z nawierzchni, określona przez nasycenie wodą w próżni, nie powinna przekraczać w miarę możliwości 2,5—3%. Na drogach dojazdowych i DM porowatość ostateczna może wynosić 4% dla asfaltobetonów żarnistych i 5% dla piaskowych. Wycinanie próbek w celu sprawdzenia stopnia zagęszczenia powinno być wykonywane z każdego 2 000 m² nawierzchni; jednocześnie sprawdza się grubość nawierzchni. Następnie z materiału wyrobionego wykonuje się próbki znormalizowane i określa się ich właściwości fizyczno-mechaniczne. Otrzymane wskaźniki powinny odpowiadać warunkom tabeli 47. Dla zapewnienia należytej jakości nawierzchni nie zezwala się na wykonywanie robót w czasie deszczów, przy mokrym podłożu oraz przy temperaturze poniżej +5°C.

Część nawierzchni, gdzie stwierdzono niedostateczną jakość (nieodpowiedni skład mieszanki, niedostateczne zagęszczenie, nierówności, drobne pęknięcia poprzeczne itp.), wycina się i wykonuje na nowo. Do wycinania używa się dłut elektrycznych itp. Brzożki nawierzchni ścina się pionowo i smaruje się cienką warstwą gorącego bitumu. Wycięte miejsce wypełnia się gorącą mieszanką i wałuje się.

Należy również ścinać i posmarować brzożki nawierzchni po dłuższej przerwie w robocie (przed rannym przystąpieniem do pracy, po ulewnym deszczu itp.).

Przy łączeniu się z uprzednio wykonaną nawierzchnią wskazane jest ułożenie na pewien czas na brzożu jej z wierzchu walca z gorącej mieszanki, żeby nawierzchnia w miejscu styku nieco się rozgrzała. Osiąga się przez to lepsze złączenie starej nawierzchni z nową.

Na rysunku 132 pokazana jest kolejność robót przy budowie dwuwarstwowej nawierzchni. Rozściela się mieszankę ręcznie. Każdą warstwę wałuje się początkowo lekkimi, następnie ciężkimi walcami. Ponieważ częste zmiany kierunku ruchu walców, połączone z zatrzymaniem się ich na pewien moment w miejscu, stwarzałyby możliwość powstawania nierówności na niestwardniałej jeszcze nawierzchni, należy dążyć, aby front robót walca nie był mniejszy od 12 m.

Jeżeli górna warstwa nawierzchni wykonywana jest z gruboziarnistego lub średnioziarnistego asfaltobetonu, wskazane jest dla przykrycia po-

wierzchniowych porów rozścielić na powierzchni rozcieńczony bitum z przysypaniem go grysikiem. Do tego celu używa się zwykle bitum pierwszej marki z dodaniem ca 20% ligroiny lub nafty w ilości 0,5—0,75 l/m² i przysypuje się grysikiem (nie grubszym od 5 mm) zmieszany w mieszarce z niewielką ilością bitumu. Rozsypany materiał wałuje się lekkimi walcami. Po 2—3 dniach nadmiar grysiku zmiata się. Równomierne rozścielenie tak niewielkiej ilości bitumu możliwe jest tylko przy użyciu ręcznego rozdzielacza lub w ostateczności polewaczkami z rozsmarowaniem go po powierzchni gumowymi spychaczami. Bardzo wskazane jest wykonanie wykończenia nawierzchni jeszcze przed jej ostygnięciem.

Rozdział XIX

NAWIERZCHNIE BETONOWE

OGÓLNE DANÉ O NAWIERZCHNIACH BETONOWYCH

Nawierzchnie betonowe wykonuje się z zasady na sztucznym podłożu — warstwie filtracyjnej; ułożonej na naturalnym gruncie. Jeżeli jednak w korycie jest grunt piaszczysty o dobrym uziarnieniu i współczynniku filtracji nie mniejszym niż 7,5 m na dobę, utworzenie warstwy filtracyjnej staje się zbędne. Nawierzchnię betonową wykonuje się bezpośrednio na gruncie naturalnym, odpowiednio splantowanym i zagęszczonym.

Sztuczne podłoże wykonuje się w większości przypadków z piasku lub mieszanki piaskowo-żwirowej o grubości warstwy od 10 do 25 cm. Możliwe jest jednak wykonanie podłoża z materiałów żwirowych i tłuczniowych z utrwalonego i stabilizowanego różnymi domieszkami gruntu lub z innych materiałów tego rodzaju, które w warunkach budowy stanowią najbardziej oszczędne i odpowiednie pod względem jakości rozwiązanie. Grubość nawierzchni betonowej zakłada się w zależności od konstrukcji podłoża i przyjętej marki betonu i określa się drogą obliczeń.

Beton w nawierzchni układa się w kształcie płyt prostokątnych lub sześciokątnych. Szerokość płyt prostokątnych — 3,0—6,0 m, długość — 5,0—6,0 m. Wymiar boku sześciokąta waha się od 1,25 do 2,0 m.

Płyty rozdzielone są szczylinami: dylatacyjnymi (ściśliwymi) — co 10,0—30,0 m, skurczowymi — co 5,0—6,0 m i roboczymi.

Płyty prostokątne mogą być zbrojone i łączone wzdłuż obwodu dyblami metalowymi. Płyt sześciokątnych z zasady nie zbroi się.

Kolejność robót przy wykonywaniu nawierzchni betonowych jest następująca:

- przygotowanie koryta i zdrenowanie;
- wykonanie podłoża — warstwy filtracyjnej;
- przygotowanie i ułożenie szalunków;
- przygotowanie i ułożenie zbrojenia i dybli łączących;
- przygotowanie, transportowanie, rozrównywanie i zagęszczanie betonu;
- wykonanie i wypełnianie szczylin dylatacyjnych, skurczowych i roboczych;
- pielęgnacja betonu.

W niniejszym rozdziale omawia się wykonanie wszystkich powyżej wymienionych rodzajów robót oprócz przygotowania koryta i drenowania, które było uprzednio omówione.

WYKONANIE PODŁOŻA

Sposób wykonania, grubość i materiał podłoża ustala się w zależności od warunków miejscowych i założonych obciążeń.

Praktycznie największe zastosowanie znalazły podłoża z piasku i piasko-żwirowe. Podłoża tego typu posiadające dostateczne właściwości użytkowe są oszczędne, proste w wykonaniu i nie wymagają dowozu materiałów deficytowych.

Piasek używany do podłoża powinien posiadać zdolność filtracyjną po zagęszczeniu nie mniej niż 7,5 m/dobę. Najbardziej pożądane są grubo- i średnioziarniste piaski kwarcowe o najmniejszej zawartości cząstek pyłowych i gliniastych. Warunki dotyczące uziarnienia piasku oraz dopuszczalnych granicznych ilości cząstek pyłowych i gliniastych podane są w tabeli 50.

Tabela 50

Rodzaj piasku	Ilość cząstek liczona procentowo, pozostających na siłach o otworach					Ilość pyłów i gliny (cząstek mniejszych 0,05 mm) liczona procentowo, nie więcej	
	2 mm	1 mm	0,5 mm	0,25 mm	0,15 mm	dla strefy o wilgotności umiarkowanej	dla strefy o wilgotności umiarkowanej
Gruby	do 35	> 50	—	> 90	—	7	6
Średni	do 20	—	> 50	> 75	> 90	5	4
Drobny	do 10	—	—	> 50	> 90	4	3

U w a g a: Poszczególne cząsteczki ponad 10 mm, spotykane w niewielkiej ilości w piaskach drobnych oraz ołowczaki w piaskach średnioziarnistych i grubych, przy analizie granulometrycznej wybiera się i przy określaniu składu piasku nie przyjmuje się do obliczeń.

Przed przystąpieniem do układania warstwy filtracyjnej koryto powinno być całkowicie gotowe na odcinku co najmniej wystarczającym na dwudniowe układanie podsypki. Wielkość odcinka określa się z uwzględnieniem należytego wykorzystania posiadanego sprzętu, tempa robót i przyjętej organizacji wykonywania nawierzchni. Ze względu na lepsze wykorzystanie sprzętu i łatwiejsze kontrolowanie robót, szerokość odcinka powinna być nie mniejsza niż 20,0 m, a długość — 150—200 m.

Proces wykonywania podłoża składa się z prac pomiarowych, dowożenia materiału na podłoże, rozrównywania i zagęszczania go, ostatecznego wyrównania i odbioru robót.

Prace pomiarowe polegają na wyznaczeniu rzędnych powierzchni warstwy filtracyjnej przed zagęszczeniem. W tym celu za pomocą niwela-

tora, zgodnie z projektem, wbija się paliki kontrolne w siatce 20 x 20 m oraz na wszystkich punktach załamania i zmian profilu. Wysokość palików nad powierzchnią dna koryta powinna być więc równa grubości spulchnionej warstwy materiału na podsypkę, po zagęszczeniu którego otrzymuje się projektowaną grubość warstwy filtracyjnej.

Współczynnik zagęszczenia spulchnionego piasku zależy od posiadanych na budowie sprzętu do zagęszczania i powinien być określony doświadczalnie, odpowiednio do przyjętego na danej budowie sposobu wykonania robót. Orientacyjnie można przyjąć współczynnik zagęszczenia spulchnionego piasku i mieszaniny piaszczysto-żwirowej równy 1,10—1,15.

Dla ułatwienia kontroli robót wykonuje się za pomocą krzyży dodatkową siatkę 5 x 5 m. Paliki umieszczone przy wierzchołkach kwadratów dzielą powierzchnię koryta na niewielkie działki. Daje to możliwość wstępnego podziału materiału przez wyladowanie na każdej działce określonej ilości jednostek transportowych.

Piasek na warstwę filtracyjną dowozi się przeważnie wywrotkami samochodowymi lub wąskotorowymi przy użyciu lokomotywek spalinowych.

W razie braku wywrotek samochodowych mogą być użyte zwykłe samochody ciężarowe z odpowiednimi urządzeniami dla ułatwienia wyladowania. Drogi dla dowozu materiału wyznacza się poza pasem, na którym wyladowuje się materiał. Aby zapobiec powstawaniu na powierzchni dna koryta kolein, układa się w razie potrzeby czasowe drogi przenośne z płyt z desek lub w niektórych przypadkach z perforowanych płyt metalowych.

Wstępnego podziału materiału na powierzchni koryta dokonuje się przy rozładunku środków transportowych. Ostatecznie materiały rozrzuca się za pomocą samobieźnych i przyczepnych równiarek, spycharek, a w niektórych miejscach ręcznie.

Wysokość rozrównywanej warstwy sprawdza się według palików kontrolnych, a między nimi — za pomocą długich lat. Należy pilnować, aby przy rozrównywaniu materiał warstwy filtracyjnej nie był zmieszany z gruntem koryta.

Warstwę piaszczystą zagęszcza się gładkimi walcami żelaznymi, walcami ogumionymi oraz przez wibrowanie. Grubość zagęszczanej warstwy powinna być ustalona w zależności od rodzaju posiadanego na budowie odpowiedniego sprzętu.

Przy użyciu ciężkich walców żelaznych i na oponach pneumatycznych oraz przy zagęszczaniu przez wibrowanie grubość warstwy jednorazowo zagęszczanej może być przyjęta 25—30 cm; przy lekkich żelaznych walcach (o wadze 3,0—5,0 t) — nie większa od 15 cm.

Po zagęszczeniu gęstość podłoża powinna być nie mniejsza niż 95% gęstości maksymalnej, określonej normalną metodą zagęszczenia. Osiągnięcie takiej gęstości przy najniższym nakładzie pracy mechanicznej wymaga nawilżenia piasku i mieszaniny piaszczysto-żwirowej do wilgotności optymalnej, tzn. mniej więcej 7—11%.

Ilość przejeżdżonych walców ustala się w zależności od ich ciężaru. Przy wilgotności optymalnej przyjmuje się dla walców żelaznych gładkich, lekkich i średnich 6—7 przejeżdż, dla walców ciężkich 40-tonowych na oponach pneumatycznych — 2—3 przejeżdż.

Do zagęszczania przez wibrowanie materiału piaszczystego i piaszczysto-żwirowego używa się wibratorów deskowych i płytowych.

Badania N. J. Chachuta ustaliły, że pobudzająca siła tych wibratorów powinna wynosić: przy częstotliwości drgań 1 200—3 000 na minutę od 1,1

do 1,4 ciężaru wibratora, przy częstotliwości drgań 3 000—5 000 na minutę — od 1,1 do 2,3 ciężaru wibratora. Okres wibrowania jest dostatecznie długi, o ile wibrator znajdował się w jednym miejscu przez 40—60 sekund. Przy wibratorach deskowych, ciągle przemieszczanych, prędkość przesuwania zależy od szerokości deski. Przy szerokości deski wibratora równej 1 m szybkość przesuwania powinna wynosić od 1 do 1,5 m/min., przy szerokości 0,5 m — od 0,5 do 0,75 m/min.

W razie braku walców i wibratorów podłoże piaszczyste i piaszczysto-żwirowe może być dobrze zagęszczone przez 3—4 przejścia ciągnika gąsienicowego, który wywołuje wibracyjne zagęszczenie materiału.

Po zagęszczeniu podłoża dokonuje się ostatecznego wyrównania — „wygładzenia” powierzchni według rzędnych projektu. Do ostatecznego wyrównania używa się równiarek samobieźnych, przy czym niektóre miejsca należy wyrównać ręcznie.

Gotowość podłoża po zagęszczeniu i „wygładzeniu” stwierdza się protokolarnie.

Przy odbiorze sprawdza się:

- jakość materiału podłoża;
- grubość podłoża;
- zgodność powierzchni podłoża z projektem i równość powierzchni;
- stopień zagęszczenia.

Jakość materiału podłoża sprawdza się na podstawie jego uziarnienia i zdolności filtracji.

Grubość warstwy podłoża sprawdza się za pomocą dółek kontrolnych. Ilość dółek przyjmuje się nie mniej niż 5 na 10 000 m² powierzchni podłoża. Dopuszczalne jest zmniejszenie grubości projektowanej w granicach 10%, faktyczna jednak grubość zagęszczonego podłoża nie powinna się różnić od projektowanej więcej niż o 20 mm.

Prawidłowość profilu podłoża i zgodność ze spadkami projektowanymi sprawdza się niwelacją. Odchylenia spadków nie powinny przekraczać dla DS ± 0,002, a dla DM i MP ± 0,003. Równość powierzchni sprawdza się krzyżami i trzechmetrowymi latami. Odchylenie na długości laty nie może przekraczać ± 15 mm.

Stopień zagęszczenia podłoża sprawdza się przez pobranie próbek z podłoża i porównania gęstości ich z gęstością maksymalną otrzymaną laboratoryjnie.

WARUNKI TECHNICZNE DLA MATERIAŁÓW WCHODZĄCYCH W SKŁAD MIESZANINY BETONOWEJ

W mieszaninach betonowych materiałami wiążącymi są cementy — portlandzki i glinowy. Składnikami mineralnymi — drobny materiał kamienny — piasek i gruby materiał kamienny — żwir lub tłuczeń.

Użycie żużla jako grubego materiału kamiennego jest z zasady niedozwolone. Jednak w razie braku na miejscu budowy żwiru i kamienia, a posiadaniu natomiast kwaśnych lub obojętnych żużli hutniczych o dużych wskaźnikach wytrzymałości (700—800 kg/cm²), przy ciężarze objętościowym ponad 1,05 zastosowanie żużla po przeprowadzeniu dodatkowych badań laboratoryjnych na ścieralność, porowatość i mrozoodporność może być dozwolone. Decyzja o użyciu żużli, które przy badaniach laboratoryjnych dały zadowalające wyniki, musi być w każdym przypadku przewidziana w projekcie i zatwierdzona przez jednostkę nadrzędną zlecającą.

Materiały wiążące

Zasadniczym materiałem wiążącym przy budowie nawierzchni betonowych jest cement portlandzki marki 400—500. Do robót przy niskich temperaturach oraz do robót terminowych dopuszczalne jest użycie cementu glinowego i cementów szybko twardniejących, dla których $R_3 = 0,75 R_{28}$. We wszystkich przypadkach bardziej wskazane jest jednak stosowanie cementu portlandzkiego o zwiększonej wytrzymałości na zginanie i o nieznacznym skurczu.

Prace członka akademii A. A. Bajkowa i prof. A. E. Szejkina ustaliły, że główne właściwości techniczne betonu są w znacznym stopniu już z góry określone przez chemiczny skład cementu i grubość przemiału.

Podstawowymi składnikami chemicznymi cementu portlandzkiego są następujące związki:

- a) krzemian trójwapniowy — $3 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$, oznacza się warunkowo C_3S i nazywa się alit;
- b) krzemian dwuwapniowy — $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C_2S — belit),
- c) brownmillerit — $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ (C_4AF),
- d) glinian trójwapniowy — $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (C_3A).

W zależności od stosunku minerałów krzemionkowych cementy portlandzkie dzielą się na:

- a) alitowe o zawartości $\text{C}_3\text{S} > 60\%$;
- b) belitowe o zawartości $\text{C}_2\text{S} > 50\%$;
- c) odporne na siarczany o zawartości $\text{C}_3\text{A} < 7\%$.

Cementy alitowe odznaczają się dużą wytrzymałością i szybkim jej wzrostem, szczególnie w początkowym okresie twardnienia.

Wytrzymałość cementów alitowych wzrasta praktycznie w okresie 28 dni; wytrzymałość na 90-ty dzień nie przekracza zwykle 28-dniowej; a w niektórych przypadkach jest nieco niższa.

Dodanie do cementu alitowego C_3A wpływa ujemnie na mrozoodporność betonu; jak wynika z prac S. W. Szestoperowa, ilość jego w cemencie nie powinna przekraczać 4—6%.

Cementy belitowe odznaczają się stopniowym wzrostem wytrzymałości, trwającym przez dłuższy okres czasu.

Duże znaczenie dla właściwości cementu ma zawarty w nim brownmillerit, który zwiększa absolutną wartość wytrzymałości cementu i powoduje znaczny jej wzrost w ciągu długotrwałego procesu twardnienia.

Podane wyżej twierdzenia są słuszne dla wytrzymałości cementu i betonu na ściskanie. Wpływ chemicznego składu cementu na wytrzymałość jego na rozciąganie (przy zginaniu) nie jest jeszcze dostatecznie zbadany.

Odnosnie wpływu grubości przemiału na wytrzymałość betonu zostało ustalone, iż cząsteczki cementu grubsze od 100μ (mikron) (0,1 mm) nie biorą udziału w reakcji twardnienia i praktycznie są bezużyteczne.

Również cement zbyt drobno mielony odznacza się niekorzystnymi właściwościami; cementy o cząsteczkach drobniejszych niż 10μ (0,01 mm) powodują znaczne skurcze przy twardnieniu.

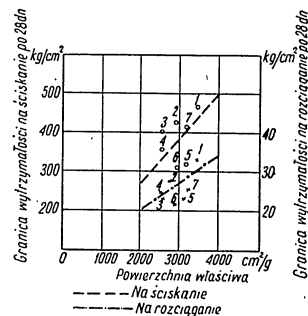
Najwłaściwsze są cementy o wielkości cząsteczek w granicach 10— 100μ . Cement pozostający na sicie o 4 900 otw./ cm^2 nie jest właściwym materiałem wiążącym, lecz raczej składnikiem betonu.

Grubość przemiału cementu może być scharakteryzowana dokładniej i bardziej prawidłowo przez jego powierzchnię właściwą określaną za pomocą pneumatycznego powierzchniomiernika, opracowanego przez Gipro-

cement w 1945 r.* Powierzchnię właściwą mierzy się w centymetrach kwadratowych i jak widać z rysunku 134, jest ona wprost proporcjonalna do wytrzymałości cementu. Przybliżona zależność matematyczna wytrzymałości cementu od jego powierzchni właściwej może być ujęta następującym wzorem:

$$R_s = R_{s_0} + k_s \left[\frac{s - s_0}{100} \right],$$

- gdzie: R_s — wytrzymałość mechaniczna cementu zmielnego do powierzchni właściwej s ;
- R_{s_0} — wytrzymałość mechaniczna cementu zmielnego do powierzchni właściwej s_0 ;
- k_s — współczynnik powierzchni wykazujący zwiększenie granicy wytrzymałości cementu przy zwiększeniu powierzchni właściwej cementu o $100 \text{ cm}^2/\text{g}$; dla cementu portlandzkiego w wieku 28 dni równy jest przy ściskaniu — 15 kg/cm^2 i rozciąganiu — $0,6 \text{ kg/cm}^2$.



Rys. 134. Wykres zależności granicy wytrzymałości cementu od jego powierzchni właściwej

Powierzchnia właściwa cementu ma wpływ nie tylko na mechaniczne właściwości cementu, lecz również na mrozoodporność kamienia cementowego. Doświadczenia DORNII (S. W. Szestoperow) wykazały, że przy jednakowym składzie chemicznym cementu mrozoodporność jego jest proporcjonalna do powierzchni właściwej i dla odczymania trwałego mrozoodpornych nawierzchni należy stosować cementy o powierzchni właściwej nie mniejszej niż $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$. W celu racjonalnego i oszczędnego wykorzystania cementu należy przy wyborze marki cementu opierać się na wymaganej marce betonu. Orientacyjna zależność między markami betonu i cementu podana jest w tabeli 51.

* Towarow W. i in. Zmierzienia udzielnej powierzchni cementów, Zurnal „Cement”, Nr 7 z 1947 r.

Cement nadchodzący na budowę powinien być zbadany zgodnie z normą GOST 310-41. Aktywność cementu wg tej normy określa się badaniem próbek wilgotnej zaprawy cementowej 7 x 7 x 7 cm przygotowanych za pomocą laboratoryjnych metod. Otrzymywana przy badaniu ubijanych próbek aktywność cementu ma wartości przewyższające marki betonów.

GOST 310-41 przewiduje również badania cementu w zaprawie piaskowej 1:3 ze wskaźnikiem wodnocementowym od 0,45 do 0,6; aktywność cementu przy tych badaniach odpowiada mniej więcej marce betonu przy tym samym stosunku wodnocementowym, oprócz tego przeprowadzenie tych badań jest znacznie prostsze.

Przy otrzymywaniu z cementowni metryk sprawdza się tylko wytrzymałość cementu oraz czas wiązania. Wymagania co do czasu wiązania cementu przy budowie nawierzchni lotniskowych są specyficzne: początek wiązania powinien nastąpić nie wcześniej niż po upływie 1 godz. 30 min., jeżeli temperatura powietrza podczas układania betonu nie przekracza 30°C, oraz nie wcześniej niż po 2 godz. przy temperaturze ponad 30°C. Dla uzyskania możliwości przedklego rozszalowania płyt betonowych koniec wiązania powinien nastąpić przed upływem 8 godzin po przygotowaniu mieszaniny betonowej.

Przy braku metryki z cementowni należy poddać cement pełnemu cyklowi badań dla określenia: czasu wiązania, zachowania stałości objętości, wytrzymałości mechanicznej, grubości przemiału i ciężaru właściwego. Ponieważ pełne badanie wytrzymałościowe wymaga okresu 28 dni, należy przeprowadzać je natychmiast po nadejściu cementu na budowę.

Tabela 51

Marka betonu R 28	Racjonalne marki cementu portlandzkiego i cementu glinowego R 28
350	600, 500
300	600, 500, 400
250	500, 400
200	400, 300

Przypieszone orientacyjne określenie marki cementu przeprowadza się metodą ekspresową przez badanie sześciu kostek 2x2x2 cm, które po 20 godz. przechowywania poddawane są naporowi w ciągu 4 godzin (sposób I. Frenkła), lub przez badanie na zginanie placków (sposób prof. B. Skramtajewa). Cement glinowy można również badać sposobem Frenkła, przy którym jednak kostek nie należy poddawać naporowi, a przechowywać je w ciągu 24 godzin przed rozpoczęciem badania w wilgotnym powietrzu w temperaturze +15°C.

Według metody prof. Skramtajewa bada się na złamanie pięć placków, które zadowalająco wytrzymały próby na zachowanie stałości objętości. Pobieranie próbek cementu do badania powinno odbywać się ściśle wg wskazówek podanych w normach.

Według GOST-u określenie chemicznego składu cementu i jego właściwej powierzchni nie jest wymagane. Jednak te właśnie dane są bardzo

* Opis przyrządu do badań podany jest w książce A. Konorowa i in. „Uproszczone sposoby sprawdzania stropielnych materiałów” 1946 r.

ważne dla oceny mrozoodporności betonu, wzrostu z biegiem czasu wytrzymałości, warunków pielęgnacji itp. Niezbędne jest więc uzupełnienie powyżej wskazanych badań przez określenie właściwej powierzchni i składu chemicznego. Ponieważ analiza chemiczna gotowego cementu umożliwia tylko ustalenie stosunki składników w przybliżeniu, pożądane jest otrzymanie danych o składzie chemicznym bezpośrednio z laboratorium cementowni dostarczającej materiał na podstawie analizy klinkieru cementowego.

Cement należy przechowywać w składach, których konstrukcja i usytuowanie powinny być podane w projekcie organizacji budowy. Dla zapewnienia oddzielnego przechowywania cementów z różnych partii magazyny powinny być podzielone na zasięki o pojemności równej lub wielokrotnej pojemności wagonu — 16—48 t. Cement należy zabezpieczyć przed opadami atmosferycznymi. Dla ochrony przed wpływem wód gruntowych i powierzchniowych w magazynie cementowym kładzie się podwójną podłogę, nie niższą niż 20 cm ponad terenem; dookoła magazynu wykopuje się rowy odprowadzające wodę. Należy unikać składowania cementu warstwą ponad 175 cm wysokości ze względu na jego skawalanie się. Magazyn cementowy nie powinien znajdować się w bezpośrednim sąsiedztwie składów wapna, gipsu, kredy i innych pyłotwórczych materiałów. Gromadzenie nadmiernych zapasów cementu na budowie nie jest wskazane, gdyż nawet przy odpowiednich maszynach długotrwały okres przechowywania cementu zmniejsza mrozoodporność związanego cementu i obniża jego wytrzymałość na skutek wchłaniania z powietrza wilgoci i dwutlenku węgla, co powoduje tworzenie się dookoła cząsteczek cementu powłoczki węglanowej. Zmniejszenie wytrzymałości cementu dochodzi do:

Przy magazynowaniu w ciągu	Procent
3 miesięcy	20%
6 "	30%
1 roku	40%

Przy dłuższym przechowywaniu cementu należy przeprowadzać ponowne badania wytrzymałości i mrozoodporności co 3 miesiące.

Jeżeli posiadany cement wykazuje zbyt wczesny początek wiązania lub nie spełnia warunku zachowania stałości objętości, należy pozostawić go aby „dojrzał” przez 1—2 miesiące, po czym zbadać ponownie.

Cement przechowywany przez dłuższy okres czasu poprawia swój czas wiązania i zachowanie stałości objętości, jednak jak już zaznaczono, związane jest to z obniżeniem jego wytrzymałości i mrozoodporności.

Szczególnie niepożądane jest dłuższe przechowywanie cementu zawierającego znaczne ilości alitu oraz innych cementów bardzo drobno mielonych o powierzchni właściwej ponad 4000 cm²/g.

Kruszywa (materiały kamienne)

Nazwą kruszywa oznacza się wszystkie okruchochone materiały kamienne wchodzące w skład betonu, a więc drobny materiał kamienny — piasek i gruby materiał kamienny — żwir i tłuczeń.

W myśl GOST 2781-44 piaskiem naturalnym nazywa się luźną mieszaninę ziaren o wielkości od 0,15 do 5 mm, powstałą w wyniku wietrzenia skał. Jako drobne kruszywo może być w razie konieczności użyty również miły kamienny, przechodzący przez sito o otworach kwadratowych wielkości 7 mm w świetle.

Do wykonania nawierzchni betonowych na lotniskach można stosować piasek rzeczny, morski, z jezior, górski i kopalniany, spełniający następujące wymagania zasadnicze:

1. Skład granulometryczny (uziarnienie) piasku powinien być zawarty w granicach podanych w tabeli 52.

Tabela 52

Wymiary otworów sit w świetle w mm	5,0	1,2	0,3	0,15
Przechodzi przez sito w procentach wagowych	85 — 100	45 — 80	5 — 30	0 — 5

2. Gruboziarnistość piasku określa się wg wzoru prof. B. Skramtajewa:

$$d_{fr} = 0,5 \sqrt{\frac{G}{11a_1 + 1,37a_2 + 0,171a_3 + 0,02a_4 + 0,0024a_5}}$$

gdzie: d_{fr} — średnia ze średnic ziaren w mm;
 G — suma pozostałości na poszczególnych sitach;
 a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 — pozostałości na poszczególnych sitach o otworach 0,15, 0,3, 0,6, 1,2, 2,5 mm.

Przy $d_{fr} \geq 0,5$ mm uważa się piasek za gruboziarnisty, przy $d_{fr} \geq 0,25$ mm — drobnoziarnisty. Do betonów w nawierzchniach lotniskowych zezwala się używać piaski o $d_{fr} > 0,25$ mm.

3. Ilość w piasku domieszek frakcji pyłowych do 0,05 mm nie powinna przekraczać 5% wagowo, w tym domieszek o cząsteczkach poniżej 0,005 mm (gliniastych) nie więcej niż 2% wagowo.

4. Objętość próżni nie może przekraczać 40%.

5. Przy badaniu obecności domieszek organicznych za pomocą 3% roztworu lugu sodowego próbka powinna zabarwić się na kolor jasnożółty.

Gruby materiał kamienny powinien mieć ziarna o wielkości od 5 do 80 mm. Największy wymiar ziaren ustala się w zależności od grubości nawierzchni betonowej: przy grubości nawierzchni 120 mm — 60 mm; przy grubości 150 mm — 75 mm; przy grubości 200 i więcej mm — 80 mm.

Jednocześnie ilość tłuczni lub żwiru o grubości maksymalnej nie powinna przekraczać 20% ogólnej objętości grubego materiału kamiennego.

Stosownie do wskazań podanych w GOST 2779-44 i GOST 2780-44 gruby materiał kamienny powinien spełniać zasadnicze wymagania:

1. Granulometryczny skład tłuczni i żwiru powinien być zawarty w granicach podanych w tabeli 53.

Jeżeli uziarnienie posiadanego grubego kruszywa nie odpowiada podanym wymaganiom, poprawia się go przez dodanie brakujących frakcji lub przez dodatkowe sortowanie. Przy sortowaniu kruszywo grube dzieli się na dwie frakcje: od 5 do 20 mm i od 20 mm wzwyż; stosunek tych frakcji powinien znajdować się w granicach 1:1,5—2,5.

2. Kamień naturalny, z którego przygotowuje się tłuczeń, powinien wykazywać wytrzymałość na ściskanie (dla skal wulkanicznych nie mniejszą od 1 000 kg/cm² i dla skal osadowych nie mniej niż 600 kg/cm²). Można również użyć kamieni o niższej wytrzymałości, o ile badania wykażą możliwość otrzymania z tego tłuczni betonu żądanej marki. Musi być jednak bezwzględnie zachowany warunek, aby wytrzymałość kamienia na ściskanie była 1,5 raza większa od wartości marki betonu.

3. Ilość domieszek frakcji pyłowych określanych przez odmulanie nie powinna w kruszywie grubym przekraczać wagowo 1%. Przy większej ilości odmulanych domieszek należy grube kruszywo płukać.

Tabela 53

Wymiary otworów sit w świetle	d największe	0,5 d największego	5 mm	U w a g i
Przechodzi przez sito w procentach wagowych	95 — 100	40 — 70	0 — 10	d-największo — wymiar otworu w świetle w mm największego sita, całkowita pozostałość na którym nie przekrocza 5% ciężaru wziętej próbki

4. Objętość próżni w żwirze i tłuczniu nie powinna przekraczać 45%.

5. Przy badaniu na mrozoodporność w stanie nasycenia wodą kruszywo grube powinno wytrzymać 25-krotne zamrażanie.

Miejsca składowania kruszywa i ilości składowanych materiałów ustala się w projekcie organizacji robót. Place przewidziane na składowiska należy zczasu oczyścić z trawy i śmieci oraz splantować dla zapewnienia odprowadzenia wód. Kruszywa o różnych uziarnieniach i różnych gatunkach powinny być składowane oddzielnie. Składowanie nowych partii materiału na istniejących już przyzmacach dozwolone jest po uprzednim zbadaniu stwierdzającym praktyczną jednorodność obu materiałów.

Woda

Do zarabiania betonu i do polewania go w okresie pielęgnacji wolno jest używać czystej wody z jezior, rzek, studni i w ogóle dowolnej wody naturalnej o wskaźniku wodorowym (pH) nie niższej 4, nie zawierającej siarczanów powyżej 1500 mg/l w odniesieniu do SO₄. Woda morska może być użyta przy zawartości soli nie większej niż 2⁰⁰/₀₀ (2 g/l), z wyjątkiem przypadków użycia do betonu cementu glinowego.

Wody ściekowe zawierające domieszki tłuszczów, olejów roślinnych, kwasów nie mogą być użyte do zarabiania betonu; dlatego miejsca pobierania wód naturalnych powinny być dostatecznie odległe od ujścia wód ściekowych.

W warunkach połowych jakości wody bada się następującymi sposobami:

1. W badanej wodzie zanurza się papierek lakmусowy na czas nie krótszy od jednej godziny; zmiana zabarwienia papierka lakmусowego z niebieskiego na różowy wskazuje na zawartość w wodzie kwasów.

2. Obecność związków siarki stwierdza się przez dodanie do badanej wody 10% kwasu solnego (HCl) i pewnej ilości 10% roztworu chloru baru (Ba Cl₂); powstanie białego osadu wskazuje na wątpliwą jakość wody.

W przypadkach wątpliwych ostateczna przydatność wody może być stwierdzona przez analizę chemiczną lub porównawcze badanie próbek z betonu zarobionego wodą badaną oraz innych z tego samego betonu, ale zarobionego wodą do picia. Dopuszczalne jest używanie zbadanej wody, jeżeli 60-dniowa wytrzymałość zarobionego na niej betonu nie różni się od odpowiedniej wytrzymałości kontrolnej więcej niż o 10%.

Próbkę wody do analizy chemicznej pobiera się w sposób następujący:
 a) próbkę w ilości 2 l pobiera się z głębokości zanurzenia urządzeń ssących: wody przypadkowo zmaczonej lub bezpośrednio po deszczu nie pobiera się;
 b) wodę pobiera się do butelek czystych, wymytych świeżo badaną wodą; butelki powinny posiadać szczelnie dotarte korki szklane;
 c) pobraną wodę należy niezwłocznie odesłać do badania.
 Przy wykorzystywaniu jako źródła wody zbiornika naturalnego należy okresowo raz na 1—2 miesiące przeprowadzać kontrolne badania jakości wody.

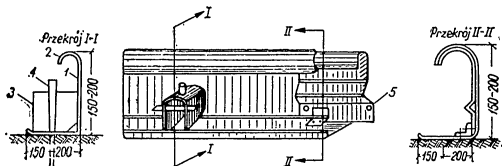
PRZYGOTOWYWANIE I USTAWIANIE SZALUNKÓW

Konstrukcję szalunków ustala się w zależności od kształtu płyt i rodzaju sprzętu przewidzianego do zagęszczania betonu.
 Przy płytach prostokątnych stosuje się szalunki proste. Przy użyciu do wykonania nawierzchni wykańczarek szyny, po których posuwa się wykańczarka, służą jednocześnie jako szalunki. Dla płyt sześciokątnych, w zależności od ustalonej organizacji robót, stosuje się szalunki trójkątne lub trapezowe.

Szalunki dla płyt prostokątnych

Stosuje się szalunki stalowe fabryczne (rys. 135) lub drewniane, przygotowywane bezpośrednio na budowie.

Szalunki powinny odpowiadać następującym warunkom:
 a) powinny być odpowiednio wytrzymałe i jednocześnie lekkie oraz wygodne do przenoszenia i ustawiania ręcznego;
 b) po ustawieniu nie powinny osiadać lub wywracać się przy posuwaniu się po nich wykańczarki, co osiąga się przez należyte przygotowanie podłoża i odpowiednią szerokość stopy szalunku; nie powinny ulegać uszkodzeniom przy rozbiórce i przeniesieniu;

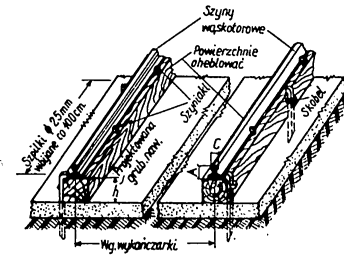


Rys. 135. Stalowy szalunek boczny

c) wysokość szalunku powinna odpowiadać grubości nawierzchni betonowej po zagęszczeniu; kształt i wymiary główki szalunku powinny odpowiadać obrotowi koła wykańczarki;
 d) dla ułatwienia rozszalowania płyt strona szalunku przylegająca do betonu powinna być gładka i równa, a wszystkie urządzenia do umocowania i łączenia poszczególnych odcinków powinny być umieszczone po stronie zewnętrznej.

Szalunki stalowe wyrabiane są w odcinkach o długości do 3000 mm, o wysokości od 150 do 250 mm i szerokości podstawy do 200 mm.

Jeżeli szalunki stalowe są niższe od projektowanej grubości nawierzchni, to podwyższa się je do wymiarów wymaganych przez przyrządowanie do ich podstawy desek o odpowiedniej grubości i szerokości.



Rys. 136. Drewniany szalunek boczny

Szalunki drewniane wykonuje się w odcinkach do 5000 mm z belek o przekroju kwadratowym i wysokości równej projektowanej grubości nawierzchni; do belek szyniakami przymocowuje się szyny wąskotorowe.

Tabela 54

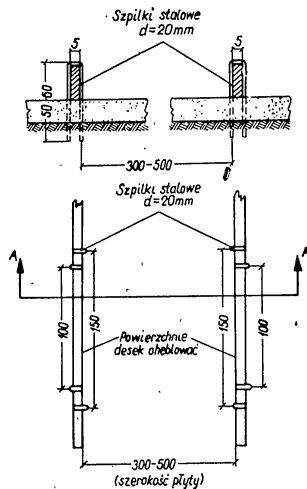
Typ szyny	Wymiary w mm			Normalna długość (dopuszczalna) m	Przekrój cm ²	Moment bezwładności cm ⁴	Wskaźnik wytrzymałości		Ciężar kg/mb
	A	B	C				W _{z1} cm ²	W _{z2} cm ²	
8 kg/mb	65	54	25	7(615)	10,76	59,3	20,6	16,4	8,42
11	80,5	66	32	7(615)	14,31	125	31,7	30,5	11,20
15**	91	76	37	7(615)	18,80	222	51,0	46,6	14,72
18**	90	80	40	8(716)	23,07	240	56,0	51,0	18,00

W tabeli 54 podane są dane charakterystyczne dla używanych typów szyn wąskotorowych.

Poszczególne odcinki belek łączy się w dotyk. Styki belek i szyn wąskotorowych powinny się mijać.

Przy płytach prostokątnych, zagęszczanych wibratorami powierzchniowymi, stosuje się szalunki proste z desek 50—60 mm (rys. 137) i szerokości równej projektowanej grubości nawierzchni. Długość poszczególnych odcinków szalowań prostych przyjmuje się w zależności od asortymentów desek posiadanych na budowie, nie powinna ona jednak być mniejsza od 5000 mm; deski łączone są ze sobą na styk, powierzchnie przylegające do

betonu hebluje się. Przy stosowaniu dybli łączących należy w deskach przewiercić otwory w odległościach równych projektowanym odległościom między dyblami. Średnica otworów powinna być o 2—3 mm większa od średnicy dybli. Deski umocowuje się za pomocą żelaznych szpilek o średnicy 20—25 mm i długości 500—600 mm, które wbija się w podłoże co 1,0 m.



Rys. 137. Szalunki proste dla płyt prostokątnych

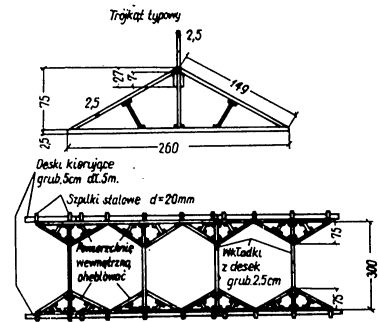
Dla przeciwdziałania przesunięciu się ustawionych szalunków do wewnątrz w czasie betonowania umocowuje się je szpilkami również od strony betonu; szpilki wbija się co 1,5—2,0 m, a po rozrównaniu betonu, przed jego zagęszczeniem, należy je wyjąć.

Szalunki dla płyt sześciokątnych

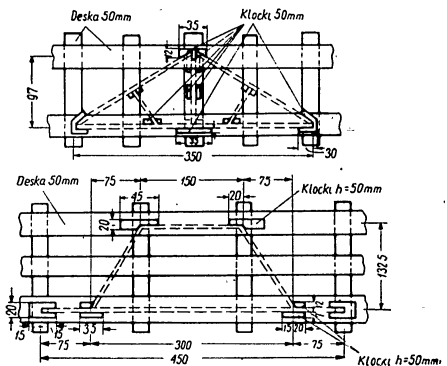
Wymiary sześciokątnych płyt ustala projekt; pożądane jest w miarę możliwości ustalać wymiary płyt z założeniem, że objętość niezagęszczonego betonu w jednej płycie będzie równa lub wielokrotna pojemności śrółka transportowego, w którym dostarczany będzie beton.

Dla płyt sześciokątnych stosuje się szalunki trójkątne — drewniane lub stalowe i trapezowe — drewniane.

Trójkątne szalunki drewniane płyt sześciokątnych składają się z trzech elementów (rys. 138): desek kierujących, typizowanych trójkątów i wkładek.



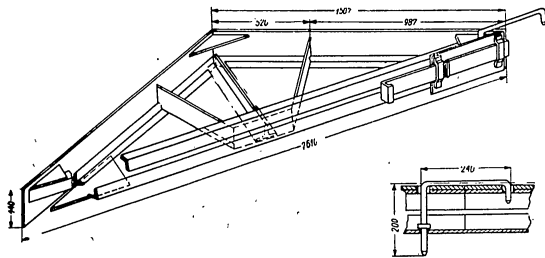
Rys. 138. Szalunki trójkątne dla płyt sześciokątnych



Rys. 139. Szablon dla układania szalunków: a — trójkątnych, b — trapezowych

Trójkąty i wkładki wykonuje się z desek 25 mm grubości i szerokości równej projektowanej grubości nawierzchni. Powierzchnie trójkątów i wkładek, stykające się z betonem, należy heblować. Dla usztywnienia trójkątów i zwiększenia ich trwałości wzmacnia się narożniki nakładkami z blachy. W celu ujednolicenia wszystkich trójkątów i ułatwienia ich wykonania należy składać elementy trójkątów na szablone (rys. 139a).

Nie należy wykonywać szalunku z 2 lub 3 trójkątów. Taki szalunek jest zbyt ciężki, ustawianie i zdejmowanie go jest utrudnione, ponadto niszczy się szybko.



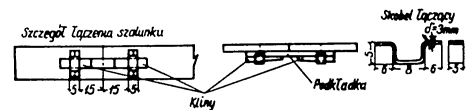
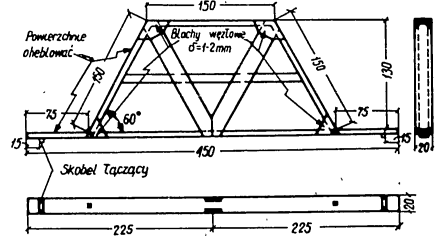
Rys. 140. Trójkątny szalunek stalowy

Grubość desek kierujących wynosi 40—50 mm, długość — 4,0—6,0 m. Przy szalunkach trójkątnych umocowuje się żelaznymi szpilkami tylko deski kierujące, do których ściśle bez umocowania przystawia się trójkąty. W razie należytego umocowania żelaznymi szpilkami bezpośrednio trójkątów można zaniechać ustawiania desek kierujących.

Duża powierzchnia betonowych nawierzchni lotniskowych i jednakowe wymiary płyt na DS, DM i MP umożliwiają 100—150-krotne użycie szalunków na jednej budowie. Taka wielokrotność użycia może być osiągnięta tylko przy szalunkach stalowych (rys. 140), wyróżniających się znacznymi zaletami techniczno-ekonomicznymi w porównaniu z szalunkami drewnianymi. Konstrukcja szalunków stalowych umożliwia użycie ich do płyt różnej grubości w granicach do 4 cm; przy grubości mniejszej szalunek zagłębia się w podłoże na 2 cm i opiera się na kątownikach umocowanych na obwodzie szalunku; przy większej grubości płyty powiększa się wysokość szalunku przez przysrubowanie do kątowników drewnianych bali.

Szalunki trapezowe (rys. 141) są nieco większe i wymagają o 50% większego frontu robót w porównaniu z szalunkami trójkątnymi. Zaletą ich jest operowanie tylko jednym elementem ujednoliconym, ponieważ przy ustawianiu formy trapezowej nie są potrzebne wkładki i deski kierujące.

Poszczególne odcinki szalunku łączone są za pomocą podkładek oraz klinów umocowanych w skoblach łączących (rys. 141). Szalunki trapezowe składa się na szablone (rys. 139b). Norma wydajności przy przygotowywaniu typizowanych form trójkątnych i trapezowych zależy od ich wymiarów i waha się od 6 do 8 form na człowieka w ciągu dnia.



Rys. 141. Szalunek trapezowy do płyt sześciokątnych

Ustawianie szalunków

Szalunki ustawia się po całkowitym ukończeniu robót przy przygotowywaniu podłoża, sprawdzeniu jego zagęszczenia, równości i zgodności z projektem.

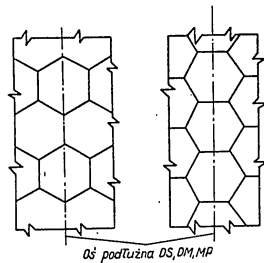
Kierunki ustawiania szalunków wyznacza się za pomocą teodolitu. Co 5—10 m ustawia się paliki z zabitymi gwoździemi, ściśle wyznaczającymi kierunek osi. Na gwoździach naciąga się sznur lub cienki drut. Kierunek osi uzależniony jest od ustalonego w projekcie schematu wykonywania robót, a przy układaniu płyt sześciokątnych, również od ich usytuowania w planie (rys. 142).

Przed ustawianiem elementy szalunków powinny być starannie przejrane i wszelkie zauważone ich uszkodzenia (pęknięcia, złamania, zgięcia, wklęsnięcia) naprawione.

Prawidłowość ustawienia szalunków w planie sprawdza się za pomocą szalunów; zgodność wysokości ustawienia z rzędnymi projektowanej nawierzchni sprawdza się za pomocą niwelatora. Stwierdzone odchylenia od projektowanego poziomu usuwa się przez podbite lub ścięcie podsypki. Po umocowaniu szalunków szpilkami wbitymi do podłoża przeprowadza się sprawdzenie kontrolne.

Przy trwałym podłożu (żwirowym, tłuczniowym itp.) szpilki wbija się do otworów uprzednio przewierconych pneumatycznymi wiertarkami. Kontrolne sprawdzenie prawidłowego i niezawodnego ustawienia szalunków bocznych polega na przejściu po nich rozdzielacza lub wykańczarki (przyjmuje się jednostkę cięższą). Osiadanie szalunku nie może przekraczać 3 mm.

Powierzchnie szalunku stykające się z betonem należy, dla ułatwienia późniejszego rozszalowania, starannie wysmarować. Stalowe szalunki sma-



Rys. 142. Schemat rozmieszczenia płyt sześciokątnych

ruje się używaną oliwą, ropą itp. drewniane zaś można również smarować mleczkiem wapiennym lub glinianym. Należy pilnować, aby nie posmarowano główki szyn, co może się łatwo zdarzyć przy szalunkach metalowych, ze względu na ewentualne poślizgi kół wykańczarki.

Budowa powinna posiadać szalunki w ilości zapewniającej układanie betonu bez potrzeby przenoszenia ich w ciągu dwóch zmian przy pracy jednozmianowej i trzech zmian przy pracy dwuzmianowej z odpowiednim, pięcioprocentowym zapasem na naprawę. Przy normalnym czasiekresie pozostawiania płyt betonowych w szalowaniu (24 godziny) powyżej wskazana ilość szalunków daje możliwość posiadania stałe rezerwowego odinka z ustawionymi szalunkami, wystarczającego dla pracy w ciągu jednej zmiany.

Zasadniczo usuwanie szalunków nie powinno nastąpić wcześniej niż po 24 godzinach od ułożenia betonu. Przy temperaturze twardnienia betonu + 15°, marce betonu powyżej „250” i niestosowaniu dybli łączących rozszalowanie może nastąpić po zakończeniu okresu wiązania, lecz nie wcześniej niż po 8—10 godzinach od ułożenia betonu, o ile przy tym nie zachodzi oblamywanie krawędzi płyty.

Ujednolicenie elementów szalunkowych i ich nieskomplikowana konstrukcja umożliwiają osiągnięcie 15—20-krotnego użycia drewnianych szalunków prostych. Dla możliwości osiągnięcia takiej wielokrotności użycia szalunków niezbędne jest staranne wykonywanie wszelkich czynności ułatwiających rozszalowanie i zachowanie przy przekładaniu stałej kolejności w ustawianiu poszczególnych elementów; wszystkie elementy szalunkowe powinny być ponumerowane.

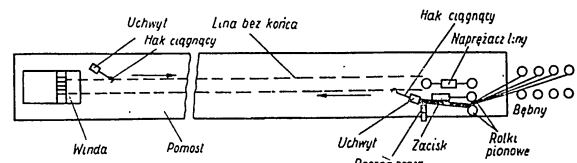
Przy ustawianiu i zdejmowaniu szalunków powinny pracować stale brygady podzielone na zespoły składające się z 4—6 osób. Zespół sześcioposobowy pracuje przy ustawianiu ciężkich szalunów drewnianych, w innych przypadkach wystarczają zespoły 4-osobowe. Doświadczony miernicy, wyznaczający kierunek układania szalunków i kontrolujący jakość ich ustawienia, kieruje pracą 2—3 zespołów.

PRZYGOTOWANIE I UKŁADANIE ZBROJENIA

Roboty zbrojarskie przy budowie żelbetowych nawierzchni lotniskowych cechują nieduże średnice stosowanego żelaza (6—10 mm), ujednolicenie i niewielka różnorodność elementów, lecz jednocześnie stosunkowo znaczny zakres robót. Do robót zbrojarskich zalicza się również przygotowanie i ustawianie dybli łączących o średnicy 20—25 mm i długości 500—700 mm; zapotrzebowanie na dyble, szczególnie przy wykonywaniu nawierzchni żelbetowych, jest znaczne. W związku z tym wszystkie czynności przy przygotowaniu zbrojeń powinny być zmechanizowane.

Najbardziej pracochłonną czynnością przy przygotowywaniu zbrojenia jest prostowanie stalowego drutu. Do tego celu z powodzeniem może być zastosowany automat WNIOMS'a (konstrukcji Nosenko). Automat prostuje i przecina pręt o średnicy od 6 do 9 mm; obsługuje go dwóch pracowników (wykwalifikowany rzemieślnik z pomocnikiem). Wydajność na 8 godzin przy średnicy prętów 6 mm — 3 t, przy średnicy 8 mm — 5 t. Przy braku automatu do prostowania zbrojenia stosuje się urządzenie z liną bez końca (rys. 143) składające się z:

- jednobębnowej windy koźlowej 1,25 t z silnikiem 7,5 kw; w razie braku energii elektrycznej zamiast windy może być użyty ciągnik na kołach;
- ręcznej prasy do cięcia zbrojenia;
- zacisku do cięcia zbrojenia;
- trzech haków ciągnących z uchwytnymi;
- ośmiu obracających się bębnow;
- liny do rozwijania o średnicy 10—12 mm — 150—200 mb;
- liny do wyciągania o średnicy 14—16 mm — 8 mb.

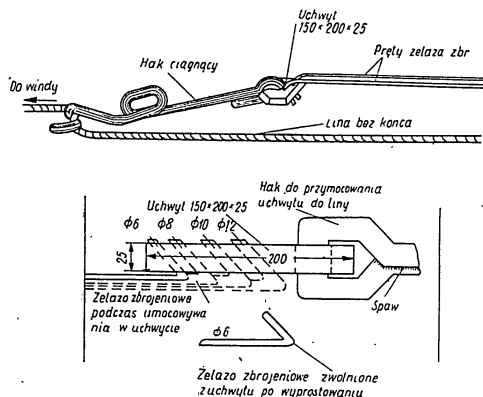


Rys. 143. Najprostsze urządzenie do prostowania zbrojeniowego drutu („samotaska”)

W celu wyprostowania drutu zbrojeniowego zwoje jego nakłada się na bębny, końce zwojów przepuszcza się między rolkami pionowymi i umocowuje w uchwycie przymocowanym do ciągnącego haka (rys. 144). Następnie hak doczepia się do rozwijającej liny bez końca i podciąga do windy, gdzie nakłada się na linę wyciągającą przymocowaną do bębna windy i w ten sposób prostuje się walcówkę.

Urządzenie obsługuje trzech robotników: zbrojarz pracujący przy windzie oraz dwóch pomocników pracujących przy bębnoch. Wydajność urządzenia wynosi 3—5 t na 8 godzin.

Cięcie zbrojenia wykonuje się ręcznymi maszynkami do cięcia; lecz do dybli łączących pożądane jest użycie mechanicznych nożyc — S-76. Do gięcia zbrojenia stosuje się giętarzkę mechaniczną S-146, a do małych średnic 6—8 mm — giętarzkę ręczną S-79.



Rys. 144. Hak ciągnący z uchwytem

Gotowe pręty wiąże się na szablonych w oddzielne siatki o wymiarach nie większych niż 300 x 600 cm ze względu na trudności przy transporcie.

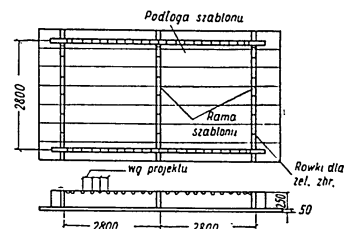
Wąskie siatki wiąże się na szablonych pionowych. Siatki o szerokości 1,50—1,75 m — na szablonych poziomym (rys. 145). Pręty konstrukcyjne i rozdzielcze w siatkach wiąże się na każdym skrzyżowaniu wiązałkowym drutem lub łączy spawaniem punktowym przy pomocy spawarki ATP-25.

W płytach o zbrojeniu podwójnym łączy się siatkę górną z dolną przy pomocy spawania. Utworzenie takiego przestrzennego zbrojenia znacznie ułatwia późniejsze jego ustawienie w miejscu betonowania. Ze względu na trudności przy załadunku i wyładunku ciężar takiego elementu nie powinien przekraczać 100 kg. Dla zabezpieczenia siatek przed odkształceniami podczas ich transportu ustawia się na platformie samochodu drewnianą ramę o wymiarach nieco większych od wymiarów siatek.

Zbrojenie układa się po ustawieniu szalunków. Przed ułożeniem zbrojenia starannie oczyszcza się od błota i odpadającej rdzy. Gdy zbrojenie płyty składa się z kilku siatek lub elementów, połączenie odpowiednich prętów powinno być wykonane na zakład wynoszący nie mniej niż 30 cm, o ile jest to styk w kierunku prętów konstrukcyjnych i nie mniej niż

15 cm, o ile jest to styk w kierunku prętów montażowych. Pręty na długości zakładu wiąże się lub spawa.

Ważną rzeczą jest należyte umocowanie siatek zbrojeniowych, dolnej i górnej, w miejscach przewidzianych projektem. Przy wadliwym umocowaniu i niedostatecznej gęstości podłoża piaszczystego siatka zbrojenia podczas wibrowania może opaść i pozostać nie otulona betonem.



Rys. 145. Poziomy szablon dla składania siatek zbrojenia

Ułożenie zbrojenia jest znacznie uproszczone, gdy przy pomocy spawania górną i dolną jego część połączymy w sztywny przestrzenny element. Element taki ustawia się na uprzednio przygotowanych podkładkach betonowych o grubości równej przewidzianej projektem grubości otuliny betonu, w warstwie filtracyjnej, należy wykonywać je o wymiarach nie mniejszych niż 10 x 10 cm i ustawiać w odległościach od siebie nie przekraczających 100 cm, poza tym pożądane jest maksymalne zagęszczenie warstwy filtracyjnej.

Aby element zbrojenia nie został uszkodzony, rozrównywanie betonu powinno być wykonywane przy pomocy specjalnych rozdzielaczy lub z mostków przenośnych; chodzenie po zbrojeniu powinno być bezwzględnie zabronione.

PRZYGOTOWANIE MIESZANINY BETONOWEJ

Wymagania techniczne odnośnie betonu dla nawierzchni lotniskowych

W płytach betonowych nawierzchni lotniskowych powstają pod wpływem obciążeń naprężenia rozciągające w betonie. Z tego względu czynnikiem decydującym o jakości betonu przy płytach niezbrojonych jest wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu lub mówiąc w skróceniu — wytrzymałość na zginanie (R_{zg}).

W budownictwie lotniskowym przyjęte są marki betonu 350, 300, 250 i 170. Marka betonu określa się przez wytrzymałość na ściskanie kostek betonowych 20x20x20 cm po 28 dniach, przy jednoczesnej wytrzymałości na zginanie nie mniejszej niż 40 kg/cm² dla marki 350, 38 kg/cm² dla marki 300, 34 kg/cm² dla marki 250 oraz 26 kg/cm² dla marki 170.

Wytrzymałość betonu na zginanie określa się przez badanie beleczek betonowych po 28 dniach, o wymiarach 15x15x120 cm (rozpiętość obciążeniowa 100 cm). Jest ona podstawą do ustalenia marki betonu, jak również grubości nawierzchni betonowej. Jeżeli na przykład kostki po zbadaniu wykażą wytrzymałość na ściskanie równą 250 kg/cm², a beleczki — wytrzymałość na zginanie 38 kg/cm², należy uważać, że wytrzymałość betonu odpowiada wytrzymałości betonu marki „300”.

Celowość stosowania wyższych marek betonu ze względów ekonomicznych jest ogólnie uznana. Dlatego we współczesnym budownictwie lotniskowym ogólne zastosowanie znajdują betony marki „300” i wyższych.

Pomimo ustalonej dla betonu wytrzymałości, przy przygotowaniu betonu należy przestrzegać określonych granic stosunku wodno-cementowego, plastyczności i ilości użytego cementu.

Dla uzyskania maksymalnej wytrzymałości i mrozoodporności betonu pożądane jest, aby stosunek wodno-cementowy (wagowy stosunek wody do cementu) był jak najmniejszy, zapewniający jednak urabialność betonu. Graniczną dopuszczalną wartością stosunku wodno-cementowego jest $\frac{W}{C} = 0,6$, lecz wskazane jest przyjmować $\frac{W}{C}$ nie większy od 0,55.

Przy ustalaniu wodno-cementowego stosunku należy uwzględniać warunki klimatyczne strefy, w której znajduje się budowa. W warunkach ostrych o dużych mrozach i częstych przejściach od temperatur ujemnych do dodatnich należy przyjmować stosunek wodno-cementowy nie większy od 0,50—0,53.

Dobrze dobrany skład granulometryczny kruszywa, wprowadzenie domieszek-plastyfikatorów i wysoki stopień zmechanizowania robót betonowych umożliwiają obniżenie stosunku wodno-cementowego do 0,45—0,50.

Zmniejszenie ilości wody w betonie i odpowiednie zmniejszenie stosunku wodno-cementowego osiąga się przez zastosowanie domieszek, zwiększających plastyczność betonu i zwanych plastyfikatorami. Role plastyfikatorów spełniają substancje powierzchniowo-aktywne. Plastyfikatory zmniejszają wewnętrzną spójność między cząsteczkami ciasta cementowego i zwiększają przez to jego plastyczność. Najbardziej rozpoznawczonym i zbadanym plastyfikatorem dla betonu jest ług posulfitowy*. Ług posulfitowy uzyskuje się jako uboczny produkt w przemyśle celulozowym.

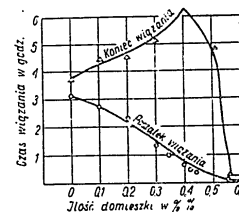
Najkorzystniejsza ilość domieszki ługu posulfitowego zawarta jest w granicach 0,15—0,20% suchej substancji do wagi cementu. Zwiększenie domieszki ługu posulfitowego powoduje wzrost plastyczności betonu, lecz wpływa ujemnie na jego wytrzymałość.

Domieszka ługu posulfitowego przyspiesza początek i opóźnia koniec wiązania. Zwiększenie ilości domieszki ponad 0,4% od wagi cementu powoduje niedopuszczalne w wykonawstwie przyspieszenie początku wiązania cementu (rys. 146).

Najkorzystniejsza ilość domieszki ługu posulfitowego daje możliwość otrzymania betonu o żądanej plastyczności przy zmniejszeniu o 5—8% stosunku wodno-cementowego, co zwiększa średnio o 15% wytrzymałość betonu na ściskanie, podnosi mrozoodporność i trwałość betonu.

* Biuletén Stroitel'noj techniki Nr 10, 1947 r.

Dużą zdolność plastyfikacyjną posiada domieszka zatrzymująca powietrze — żywica abietynowa. Żywica abietynowa jest to produkt utlenienia kalafonii i wytwarzana jest w szeregu zakładów „Glawleschima”. Najkorzystniejsza domieszka żywicy abietynowej wynosi 0,02—0,04% wagi cementu. Dodanie żywicy abietynowej nie zwiększa wytrzymałości betonu, lecz znacznie podwyższa jego mrozoodporność i zmniejsza przesiakliwość. Szczególnie celowe jest stosowanie żywicy abietynowej w strefach o ostrych warunkach klimatycznych.



Rys. 146. Wpływ domieszki ługu posulfitowego na czas wiązania cementu

Dobre właściwości plastyfikacyjne posiada również ogólnie znana i szeroko stosowana w budownictwie domieszka CaCl₂. Najkorzystniejsze dawki jej wynosi około 2—3% wagi cementu.

Plastyczność betonu określa się przy pomocy próby z znormalizowanym stożkiem i ustala się w zależności od przyjętego sposobu zagęszczania. Przy zagęszczaniu betonu wibratorami powierzchniowymi, płytowymi lub deskowymi i przy użyciu wykańczarek miotkowych przyjmuje się opad stożka $s = 1 - 3$ cm, dla wykańczarek wyposażonych w belki wibracyjne — 3—5 cm.

Gdy na budowie z różnych przyczyn zagęszcza się beton przy pomocy ubijaków ręcznych, należy dobrać jego skład o $s = 5 - 7$ cm. Stopień plastyczności betonu może być określany również wartością wskaźnika ustalającego przy pomocy wiskozymetru na stole wibracyjnym.

Beton w nawierzchniach lotniskowych znajduje się pod bezpośrednim oddziaływaniem czynników atmosferycznych, dlatego też powinien on być mrozoodporny i szczelny, co osiąga się przez ustalenie odpowiedniego stosunku wodno-cementowego, odpowiedni dobór składu betonu i zastosowanie domieszek plastyfikacyjnych. Jednocześnie całkowicie wyklucza się możliwość powstawania niedopuszczalnych deformacji skurczowych. Ponieważ wzrastają one proporcjonalnie do ilości użytego cementu, ustala się maksymalną ilość cementu dla betonu lotniskowego w wysokości 400 kg/m³.

Należy podkreślić szczególne znaczenie doboru takiego stosunku kruszywa grubego i drobnego, przy którym ciężar objętościowy mieszaniny (szczelność mieszaniny) otrzymuje się największy. Dobrana w ten sposób mieszanina zapewni przy innych jednakowych warunkach również największą wytrzymałość betonu bez dodatkowych nakładów materiałowych, a więc będzie i najbardziej oszczędna.

Wg B. Skramtajewa szczelność betonu określa się stosunkiem faktycznego ciężaru objętościowego zagęszczonego betonu do maksymalnego możliwego przy danym składzie.

$$P = \frac{\Delta}{\Delta_1}; \quad \Delta_1 = \frac{1 + x + y + \frac{W}{C}}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{x}{\gamma_p} + \frac{y}{\gamma_t} + \frac{W}{C}}$$

gdzie: P — wskaźnik szczelności;
 Δ — faktyczny ciężar objętościowy zagęszczonego betonu;
 Δ_1 — maksymalny możliwy ciężar objętościowy dla danego składu i stosunku $\frac{W}{C}$

1 : x : y — skład betonu wagowy;

$\frac{W}{C}$ — stosunek wodno-cementowy;

$\gamma_c, \gamma_p, \gamma_t$ — ciężary właściwe cementu, piasku, tłucznia.

Maksymalny możliwy ciężar objętościowy maleje przy wzroście stosunku wodno-cementowego. Przykład zmiany maksymalnego możliwego ciężaru objętościowego podany jest w tabeli 55.

Wskaźnik szczelności betonu powinien być bliski jedności i nie mniejszy od 0,95.

Przy określaniu faktycznego ciężaru objętościowego zagęszczonego betonu należy przekonać się o zgodności faktycznego składu betonu ze składem projektowanym, tzn. czy mieszanina betonowa nie uległa rozwarstwieniu. W przypadku rozwarstwienia wskaźnik szczelności nie będzie odpowiadał faktycznej szczelności betonu.

Tabela 55

Skład betonu w% wz	Stosunek wodno-cementowy					U w a g i
	0,400	0,450	0,500	0,550	0,600	
1:2,5:3,4	2,475	2,451	2,427	2,403	2,380	$\gamma_c = 3,14 \text{ t m}^3$
1:2,8:3,8	2,366	2,348	2,330	2,312	2,294	$\gamma_p = 2,56 \text{ t m}^3$
						$\gamma_t = 2,74 \text{ t m}^3$

Przy doborze składu betonu należy kierować się podanymi wyżej wytycznymi oraz właściwościami posiadanych na budowie materiałów wchodzących w skład betonu.

Dobierania składu betonu dokonuje się według ogólnie przyjętych w budownictwie sposobów: sposobu opracowanego przez prof. N. Bielaiewa* lub sposobu kolejnych przybliżeń, proponowanego przez prof. B. G. Skramtajewa.

Należy uwzględnić, że sposoby to ustalają określoną wielkość wytrzymałości betonu na ściskanie (R_c), określając najważniejszą dla betonowych nawierzchni lotniskowych wielkość — R_{zs} jako pewną funkcję R_c .

* Prof. Bielaiew N., Metod podбора состава бетона, Труды НИИ бетонов, вып. 1, Ленинград, 1930.

Prof. I. Aleksandrin* podaje następujące współczynniki przeliczeniowe z R_c na R_{zs} dla betonów o 28-dniowej wytrzymałości. Dla betonów marki 90—140 kg/cm² przy użyciu cementu marki „300” — $\frac{R_s}{R_{zs}} = 6,0$; przy cemencie marki „400” — $\frac{R_s}{R_{zs}} = 7,0$ i przy cemencie marki „500” — $\frac{R_s}{R_{zs}} = 9,0$; odpowiednio dla betonów marki powyżej 140 kg/cm² współczynniki przejściowe będą 7,0; 9,0; 10,0.

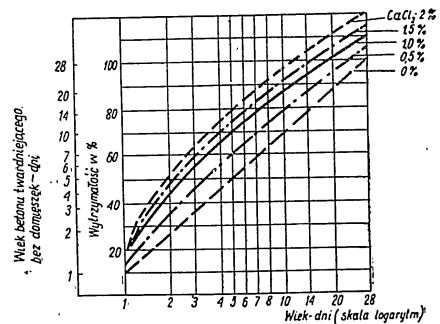
Liczne doświadczenia przeprowadzone w Związku Radzieckim wykazały jednak, że nawet najbardziej uzasadnione średnie współczynniki przejściowe z R_c na R_{zs} dają dokładność w granicach $\pm 50\%$.

Orientacyjne praktyczne składy betonu marki 300 i 250 podane są w tabeli 56.

Tabela 56

Żądana marka betonu	Marka cementu	Nominalny skład	$\frac{W}{C}$	Zużycie materiałów na 1 m ³ betonu			Wyniki kostek kontrolnych
				Cement	Kruszywo drobne	Kruszywo grube (tłuczeń)	
300	500	1:2,5:4,15	0,55	304 kg	759 kg	1 250 kg	330 kg/cm ²
250	350	1:2,4:3,08	0,56	340 kg	0,628 m ³	0,805 m ³	284 kg/cm ²

Jeżeli ze względów produkcyjnych lub eksploatacyjnych konieczne jest przyspieszenie procesu twardnienia betonu, a na budowie brak szybko twardniejącego cementu, można wówczas osiągnąć znaczne zwiększo-



Rys. 147. Wykres zależności wytrzymałości betonu od jego wieku i domieszki chlorku wapnia

* Aleksandrin I., Stroitelnyj kontrol kaczestwa betona, Ленинград 1945 r.

nie wytrzymałości betonu po 1—7 dniach przez dodanie chlorku wapnia (CaCl_2) w ilości 1—3% wagi cementu (rys. 147). Dokładny procent domieszki powinien być ustalony drogą próbnych badań. Powyżej podkreślonej dodatnią cechą domieszki CaCl_2 jest również jej zdolność plastyfikacyjna, zwiększająca przy innych niezmiennych warunkach urabialność betonu, co daje możliwość w szeregu przypadków zmniejszyć ilość wody i odpowiednio zmniejszyć zużycie cementu.

Zastosowanie chlorku wapnia przyspiesza 1,5—3-krotnie początek wiązania i wymaga również przyspieszenia transportu, układania i zagęszczania betonu.

Przygotowanie betonu

Przygotowanie betonu odbywa się w centralnej wytwórni betonu lub za pomocą kilku odcinkowych urządzeń.

Przyjęcie tego lub innego rozwiązania wytwórni betonu zależy w pierwszym rzędzie od ilości i tempa robót betonowych oraz od posiadanego sprzętu do przygotowania i transportu betonu. Przyjęty proces technologiczny powinien w wszystkich przypadkach zapewnić jednakową i odpowiednio wysoką jakość betonu oraz nakreślić planem wydajność robót betonowych.

Przygotowanie betonu powinno postępować ściśle według recepty, ustalonej laboratoryjnie i zatwierdzonej przez techniczne kierownictwo budowy. Zmieniać ustalone przez laboratorium dozowania zarzbu zezwala się tylko przedstawicielowi laboratorium w następujących przypadkach:

- przy zmianie uziarnienia kruszywa;
- przy zmianie wilgotności kruszywa;
- jeżeli warunki atmosferyczne znacznie się różnią od normalnych (silny, suchy wiatr, wysoka temperatura powietrza) i powodują wyjątkowo dużą stratę wody podczas transportu.

* Dla zapewnienia dokładności dozowania każde urządzenie do przygotowania betonu powinno być zaopatrzone w zasobniki i dozatory.

Dozowanie wody odbywa się za pomocą cechowanych zbiorników umieszczonych na betoniarkach. Dokładność dozowania wody dopuszczalna jest w granicach $\pm 1,5\%$. Ilość wody dodawanej do zarzbu ustala się z uwzględnieniem faktycznej wilgotności kruszywa. Szczególnie starannie należy uwzględnić wilgotność drobnego kruszywa — piasku, ponieważ może ona wahać się w dużych granicach i powoduje znaczne zmniejszenie ciężaru objętościowego piasku, co należy uwzględnić przy jego dozowaniu objętościowym. Orientacyjna zależność między wilgotnością piasku i jego ciężarem objętościowym podana jest w tabeli 57.

Tabela 57

Wilgotność piasku wg wagi w procentach	1	2	3	5
Procentowe zmniejszenie ciężaru objętościowego piasku w porównaniu z piaskiem suchym	8	15	20	27

Wilgotność piasku należy badać co najmniej dwukrotnie w ciągu zmiany — na początku i po czterech godzinach. Dodatkowe określenie wilgotności piasku przeprowadza się w przypadku zaistnienia opadów atmosferycznych oraz przy rozpoczęciu pobierania piasku z nowej, jeszcze nie badanej pryzmy. Przy zmianie wilgotności piasku o 1% i więcej koryguje się odpowiednio ilość dodawanej wody, a przy dozowaniu objętościowym również i objętość piasku. Należy pamiętać, że piasek pozostawiony na noc w zasobnikach wytwórni betonu (przy pracy dwuzmianowej) odznacza się zwiększoną wilgotnością w warstwach dolnych na skutek przenikania wilgoci z warstw górnych. Taki piasek przy rozpoczynaniu pracy dziennej, szczególnie przy wilgotnej pogodzie, należy wysypać z zasobnika i odwieźć na składowisko.

Określenie wilgotności piasku według GOST 2778—44 drogą jego suszenia wymaga co najmniej 1,0—1,5 godzin, co absolutnie nie może mieć zastosowania podczas pracy na budowie.

Na budowie w celu przyspieszenia określenia wilgotności można posługiwać się omomierzami. Wilgotność piasku określa się za pomocą omomierza na podstawie zmian jego oporności czynnej. Dla uproszczenia prac konstruuje się widelki z dwoma izolowanymi od siebie zamocowanymi elektrodami z miedzi o długości 4—5 cm i grubości 3—4 mm. Widelki podłącza się przewodami do zacisków omomierza, a elektrody podczas badania zanurza się w piasku zagęszczonym w jakimkolwiek naczyniu do dowolnej, lecz przy wszystkich badaniach jednakowej gęstości.

Jeżeli uprzednio oznaczyć w pewnej skali wskazania omomierza dla różnych wilgotności danego piasku, to określenie wilgotności po zanurzeniu elektrod w piasku sprowadzi się do bezpośredniego odczytu na skali. Przepisane metody określenia wilgotności piasku, zapewniające zupełnie dostateczną dokładność ($\pm 0,15\%$) i wystarczającą szybkość badania (5—10 minut), zaproponowali również inżynierowie A. S. Naumienko i E. K. Nazarienko (Wołgastroj) oraz inżynier B. M. Iwanowa (MISI).^{*} Dla określenia wilgotności piasku tymi metodami należy posiadać tylko wagę techniczną i naczynie metalowe lub zaopatrzone w skalę cylinder szklany.

Aby plastyczność betonu w miejscu układania odpowiadała wymaganej, należy przy sporządzaniu recepty zarzbu uwzględnić dodatkowo ilość wody, która wyparowuje podczas transportu betonu z wytwórni do miejsca układania. Ilość wyparowującej wody w zależności od warunków atmosferycznych i odległości przewozu określa się doświadczalnie na budowie.

Dozowanie cementu powinno być bezwzględnie wagowe z dokładnością do $\pm 2\%$; do ważenia może być użyta zwykła waga dziesiętna lub specjalne dozatory wagowe.

Dozowanie kruszywa drobnego i grubego, szczególnie przy betonach wyższych marek, należy wykonywać wagowo, ponieważ kontrola wagowa zapewnia znacznie większą dokładność dozowania i jest prostsza w wykonaniu.

Dozowanie objętościowe również może być stosowane przy ścisłym określeniu objętości każdej dawki na podstawie jej ciężaru. Dla zmniejszenia ewentualnych pomyłek dozatory objętościowe powinny być głębokie o niewielkiej powierzchni przekroju poprzecznego. Przy użyciu jako dozatorów zwykłych żelaznych tacek i wywrotek kolebowych otrzymuje się wyniki zupełnie nie zadowalające, nawet w porównaniu z dozowaniem za pomocą dozatorów objętościowych (tabela 58).

* Głównymostroj MWD SSSR. Techniczskie prawa po projektowaniu i produkcji betonnych i żelazobetonnych robót, Rozdział V. Moskwa, 1948.

Tabela 58

Sposób dozowania kruszywa	Marka betonu	Ilość badań kontrolnych	% powyżej marki	% poniżej marki	Odchylenie ponad $\pm 10\%$	Największe odchylenia od marki	
						poniżej marki	powyżej marki
Taczakami	300	60	32	68	65%	32%	44%
Wagonełkami	250	60	14	86	73%	38%	10%
Specjalnymi dozatorami objętościowymi	300	45	38	62	25%	15%	34%

Dokładność dozowania wagowego powinna być dla piasku $\pm 2\%$ i dla kruszywa grubego $\pm 3\%$; przy dozowaniu objętościowym odpowiednio $\pm 3\%$ i $\pm 5\%$.

Dla otrzymania jednorodnego składu betonu czas mieszania powinien być nie krótszy od podanego w tabeli 59.

Tabela 59

Pojemność betoniarki w ładowności w litrach	Normalna szybkość obracania bębna obr. min.	Ilość obrotów bębna przy		Czas mieszania w minutach przy	
		$S < 5$ cm	$S > 5$ cm	$S < 5$ cm	$S > 5$ cm
375	16—19	18	14	1,0	0,75
500	16	24	18	1,5	1,00
1000	17	34	26	2,0	1,50
2000	10	24	20	2,5	2,00

Czas mieszania każdego zarobu sprawdza się za pomocą zegara piaskowego lub najprostszego licznika ilości obrotów.

Recepta zarobu powinna być ustalana z uwzględnieniem pojemności bębna betoniarki z dokładnością ± 5 —10%. Przy objętości zarobu, różniącej się od nominalnej objętości bębna o 20%, wytrzymałość betonu maleje o 15—20% i to obniżenie wytrzymałości nie kompensuje się zwiększeniem czasu mieszania.

Dla zmniejszenia rozpylenia cementu ładuje się go do bębna lub do kosza betoniarki pomiędzy grubym i drobnym kruszywem.

Ilość składników potrzebna na jeden zarob betoniarki powinna być uwidoczona na specjalnej desce do recepty umieszczonej przy urządzeniach dozowniczych i codziennie przed rozpoczęciem pracy zmian powinna być kontrolowana przez przedstawiciela laboratorium. Sprawdzenie polega na przygotowaniu próbnego zarobu z kontrolą dozowania oraz plastyczności betonu.

Przed rozpoczęciem i po zakończeniu robót bęben betoniarki powinien być starannie oczyszczony od pozostałości betonu i wypukany wodą. Przy zmianie gatunku cementu należy również starannie oczyścić bęben betoniarki, ponieważ zmieszanie cementu portlandzkiego z glinowym pogarsza znacznie jakość cementu glinowego i niekorzystnie wpływa na wytrzymałość betonu. Lepsze oczyszczenie bębnowi osiąga się przez przemywanie ich wodą z tłucznikiem.

TRANSPORT BETONU

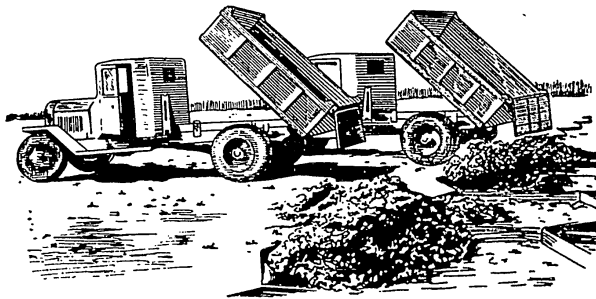
Ustalenie schematu transportu i rodzaju środków transportowych jest jednym z najbardziej ważnych czynników; rozwiązanie tych zagadnień w znacznym stopniu przesądza o zastosowaniu wytwórni betonu tego lub innego rodzaju i jest ściśle związane z ustaleniem kolejności betonowania nawierzchni.

Doświadczenie szeregu budów wykazuje, że dowiezienie betonu stanowi często najsłabszy punkt w ogólnym procesie wykonania nawierzchni, decydującym w znacznym stopniu o ogólnym tempie wykonania robót betonowych.

Ogólne wymagania odnośnie transportu betonu

Przyjęty sposób transportu betonu powinien spełniać następujące warunki:

1. Podczas transportu nie może zachodzić rozwarstwienie betonu i czas transportu nie może przekraczać 1—1½ godziny.
2. Wydajność środków transportowych powinna odpowiadać wymaganiom tempu robót przy minimalnym nakładzie siły roboczej.
3. Przy dostarczaniu betonu do miejsca ułożenia nie mogą być uszkodzone już odcinki koryta, podłoża i nawierzchni.



Rys. 148. Wyładunek mieszanki betonowej z wywrotek samochodowych

Czas przewozu betonu od chwili wyjścia z betoniarki do wyładowania go na miejscu układania może być przyjęty orientacyjnie: przy temperaturze betonu $+ 20^\circ$ do 1½ godz.; przy temperaturze betonu ponad $+ 20^\circ$ — do 1 godz. W razie dodania do betonu chlorku wapnia, w celu przyspieszenia twardnienia betonu, czas transportu powinien być skrócony do 30 minut.

Bardziej dokładnie dopuszczalny czas przewozu betonu ustala się na budowie w zależności od czasu wiązania używanego cementu i przyjętej organizacji układania betonu, przy zachowaniu warunku, że wszystkie czynności przy formowaniu nawierzchni powinny być ukończone przed

rozpoczęciem wiązania. Zwiększenie czasu transportu ponad ustalony powoduje zmniejszenie plastyczności betonu, utrudnia wyładunek i zagęszczenie betonu.

Odległość przewozu betonu nie jest ograniczona pod warunkiem, że czas zużyty dla przewozu nie przekracza ustalonego i w drodze nie następuje rozwarstwienie betonu. Jeżeli przy próbnym jeździe następuje rozwarstwienie betonu, niezbędne jest uporządkowanie dróg dojazdowych dla zapewnienia spokojnego i równego ruchu.

Jednym z czynników decydujących o wyborze środków transportowych jest odległość przewozu betonu oraz zwrotność środków transportowych w miejscu układania. Największą zwrotność posiada transport samochodowy, w szczególności wywrotki samochodowe (rys. 148). Zastosowanie ich przy przewożeniu betonu z centralnej wytwórni jest zawsze celowe.

Niekiedy racjonalne jest użycie transportu waskotorowego. Przy odległościach przewozu ponad 300 m należy stosować ciągniki spalinowe; do 300 m można stosować trakcję ręczną. Przy przewożeniu na odległość do 150 m, jak to ma miejsce zwykle przy przygotowaniu betonu na betoniarzach odcinkowych, możliwe jest użycie japonek.

Środki przewozowe powinny być wodoszczelne dla uniknięcia strat mleka cementowego.

Po wyładowaniu środki transportowe należy starannie oczyszczać z resztek betonu, a po zakończeniu dziennej pracy zmyć strumieniem wody.

Tak zwane „gruszki“ do transportu betonu powinny być myte po każdym kursie. Środki przewozowe powinny być również starannie oczyszczone i myte przy zmianie rodzaju cementu.

W dni upalne, przy przewozach dłuższych ponad 15—20 minut, należy beton przykrywać brezentem lub arkuszami dyktu dla ochrony przed nadmiernym wyparowaniem wody.

Aby uniknąć przy wyładunkach rozwarstwienia betonu, wysokość z której dokonuje się wyładunek nie powinna przekraczać 1,5 m od poziomu podłoża.

Transport i wyładunek betonu

Schemat ruchu środków transportowych ustala się w projekcie organizacji robót w zależności od konstrukcji i wymiarów płyt, tempa robót betonowych, rodzaju środków przewozowych itp.

Przy zastosowaniu transportu samochodowego (wywrotki samochodowe, samochody „gruszki“) pożądanym jest dowożenia betonu wykorzystywać uprzednio wykonaną część nawierzchni. Ruch maszyn na podłożu piaszczystym jest utrudniony, powstają koleiny i wyboje, usuwanie których wymaga dodatkowego nakładu pracy.

Wykorzystanie wykonanej części nawierzchni jako drogi do dowożenia mieszanki betonu wymaga jednak dostatecznej wytrzymałości betonu. „Warunki techniczne“ zezwalają na ruch po nawierzchni betonowej posiadającej wytrzymałość co najmniej 90 kg/cm². Obliczenia teoretyczne wykazują, że ruch 3-tonowego samochodu po nawierzchni betonowej jest możliwy przy jej wytrzymałości na zginanie równej 10—12 kg, co mniej więcej odpowiada przyjętej wytrzymałości na ściskanie.

W tabeli 60 podany jest orientacyjny wzrost wytrzymałości betonu obliczony dla różnych czasów jego twardnienia jako procent od R_{28} , w za-

leżności od marki betonu i temperatury podczas jego twardnienia. Należy jednak pamiętać, iż czynnikiem decydującym dla pracy nawierzchni nie jest wytrzymałość betonu na ściskanie, lecz wytrzymałość na zginanie, która w początkowym okresie ulega znacznym wahaniom. Dlatego też ruch samochodów po dwudniowym betonie może być dozwolony tylko po zbadaniu rzeczywistej wytrzymałości tego betonu na zginanie. Jako normalny czas twardnienia, po upływie którego zgodnie z ustaloną wytrzymałością 90 kg/cm² przy betonie marki 300 i temperaturze twardnienia + 15° dozwolony jest ruch po nawierzchni, należy przyjąć okres 3 dni.

Tabela 60

Wytrzymałość betonu z cementu portlandzkiego przy różnych czasach i temperaturach twardnienia (w procentach od R_{28})

Czas twardnienia betonu w dniach	Temperatura							
	1°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°
2	—	—	—	25	28	32	40	45
3	10	15	25	33	39	45	50	55
5	20	28	38	50	55	60	65	70
7	30	39	48	60	68	75	80	85
10	38	49	60	72	80	85	89	92
15	50	60	70	82	90	95	97	100
28	65	80	90	100	105	110	—	—

Jeżeli wykorzystanie nawierzchni do ruchu jest niemożliwe, środki transportowe kieruje się po tymczasowych drogach przenośnych układanych na podłożu piaszczystym. Nawierzchnię drogi wykonuje się z płyt drewnianych lub perforowanych płyt stalowych, o ile znajdują się na budowie.

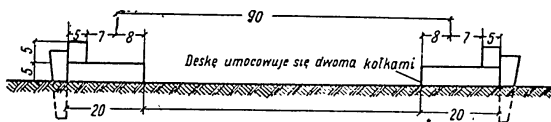
Wywrotki samochodowe posiadające możliwość bocznego wyładunku są korzystniejsze w pracy od wywrotek z wyładunkiem od tyłu. Wyładunek od tyłu powoduje znaczną stratę czasu na manipulacje przy zakręcaniu oraz wymaga powierzchni o znacznej szerokości — około 12—15 m.

W razie braku wywrotek samochodowych używa się do przewożenia betonu zwykłych samochodów skrzyniowych, wyposażonych w wywrotne koleby. Przy dowożeniu betonu wywrotkami wąskotorowymi nieznaczna wysokość zsypu utrudnia rozprowadzenie mieszanki betonowej w miejscu układania. Staje się wówczas konieczny dodatkowy przerzut betonu, szkodliwy ze względu na możliwość rozwarstwienia. Dlatego aby uniknąć podwójnego przerzutu przy szerokości płyt ponad 3,5 m, należy w przypadku zastosowania wąskotorówki dowozić beton z obu stron płyty.

Przy wyładowaniu betonu z wywrotek samochodowych i koleb dla wykonania płyt sześciokątnych, aby zapobiec dostawaniu się betonu do wnętrza znormalizowanych form trójkątnych i trapezowych, przykrywa się je przenośnymi trójkątami z blachy z lekko zagiętymi brzegami.

Przy odległościach nie przekraczających 100—150 m, jak to ma miejsce w przypadku urządzenia szeregu betoniarzy odcinkowych, położonych w pobliżu miejsc układania, możliwe jest zastosowanie „japonek“ o łożyskach rolkowych lub kulkowych. Mieszankę betonową wyładowuje się z „japonek“ bezpośrednio w miejscu budowania, zmniejszając przez to nakład pracy na rozrównanie.

Niewielka wydajność oraz znaczna pracochłonność tego sposobu dowieżenia ogranicza jego zastosowanie tylko do niewielkich ilości robót, przeważnie wykończeniowych lub remontowych.



Rys. 149. Uprozczone tory dla „japonek“

Dla ruchu „japonek“ pożądane jest wykorzystanie gotowej nawierzchni; w razie konieczności dowieżenia po podłożu stosuje się tory przenośne. Na odcinkach prostych wskazane jest wykonanie uproszczonych torów z dwóch desek z listwami (rys. 149), a na zakrętach i w miejscach rozładunku — ułożenie drewnianych płyt.

UKŁADANIE BETONU

Układanie składa się z następujących czynności: rozścielenie, rozrównanie, zagęszczenie i wykończenie nawierzchni.

Bezpośrednio przed przystąpieniem do robót betonowych należy sprawdzić:

- równość, należyte zagęszczenie i nawilżenie podłoża. O ile podłoże jest nadmiernie wilgotne, należy je uprzednio przesuszyć do wilgotności nie przekraczającej optymalnej;
- ilość ułożonego szalunku, prawidłowość i stateczność jego ustawienia oraz zastosowanie środków ułatwiających rozsiewanie;
- zgodność ułożonego zbrojenia i dybli łączących z projektem;
- należyte ułożenie tymczasowych dróg samochodowych lub wąskich torów;
- stan i wydajność sprzętu i urządzeń do przygotowywania, dowieżenia i układania betonu;
- ilość materiałów i urządzeń niezbędnych dla pielęgnacji betonu.

Rozrównywanie betonu

Przy dowieżeniu i rozrównywaniu betonu należy przewidzieć pewien jego nadmiar w stosunku do projektowanej objętości, uwzględniający zmniejszenie objętości przy zagęszczaniu betonu. Nadmiar ten określa się dokładnie na budowie drogą doświadczalną dla danej grubości nawierzchni, posiadanego sprzętu zagęszczającego i ustalonej konstrukcji betonu. Orientacyjnie nadmiar na zagęszczenie można przyjąć w granicach 10—15% projektowanej grubości nawierzchni.

Prostokątny kształt płyt umożliwia całkowite zmechanizowanie czynności rozrównywania betonu na podłożu za pomocą rozdzielacza mechanicznego posuwającego się po szynach. Rozdzielacz mechaniczny rozrównuje mieszaninę betonową wyladowaną z dowolnego środka transportowego; w zależności od rodzaju rozdzielacza beton wyladowuje się bezpośrednio na podłożu (przy rozdzielaczu ślimakowym lub z przesuwymi łopata-

kami) lub do przesuwego kosza rozdzielacza, który podaje beton na miejsce układania. Wydajność rozdzielacza łopatkowego znacznie się zwiększa, o ile beton wyladowuje się na całej szerokości płyty a nie z jednej strony.

Przy ruchu rozdzielacza jedną stroną po szynie, a drugą po nawierzchni betonowej następuje wyprzedzanie boku posuwającego się po beton. Przez cofanie rozdzielacza do tyłu ze stopniowym wyrównywaniem osiąga się znowu prawidłowe jego usytuowanie.

Mechaniczny rozdzielacz obsługiwany jest przez 3—4 robotników, którzy wyladowują beton i usuwają nierówności pozostałe po przejściu rozdzielacza.

Ręczne rozrównywanie betonu stanowi jedną z najbardziej pracochłonnych i trudnych czynności i przy niedbalym wykonaniu powoduje częściowe rozwarstwienie mieszaniny.

Dlatego przy braku rozdzielaczy mechanicznych, jak również przy wykonywaniu nawierzchni z płyt sześciokątnych należy wyladowywać beton możliwie blisko od miejsca układania, zmniejszając nakład pracy przy przerzutach. Przy użyciu wywrotek samochodowych z wyladunkiem do tyłu konieczne jest połączenie rozładunku z powolnym posuwaniem się samochodu.

Dla uniknięcia rozkładania, a nie rozsiewania z łopaty „wachlarzowo”. Niedopuszczalne jest rozrównywanie grabiami, gdyż wówczas powstaje naruszenie jednorodności mieszaniny.

Zagęszczanie betonu i wykańczanie powierzchni

Rozścieloną warstwę betonu zagęszcza się przy pomocy wykańczarek i wibratorów powierzchniowych.

Maszyny używane do zagęszczania powinny odpowiadać dwóm zasadniczym warunkom: 1) zapewnić zagęszczenie na głębokość równą co najmniej projektowanej grubości nawierzchni oraz 2) zapewnić jednorodność zagęszczenia na całej grubości nawierzchni, tzn., aby szczelność betonu w różnych warstwach była jednakowa i zbliżona do maksymalnej możliwej do uzyskania dla danego składu betonu.

Obecnie przy budowie lotnisk stosowane są następujące zasadnicze typy wykańczarek.

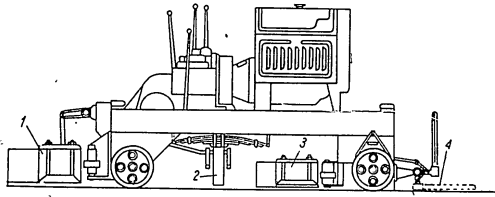
1. Wykańczarka typu wibracyjnego z rozrównującą belką wibrującą, belką ubijającą, belką i wstęgą wygładzającymi (rys. 150). Szerokość robocza — 7 metrów.

Przy tym typie wykańczarki rozścielenie betonu powinno być bezwzględnie dokonane za pomocą specjalnych rozdzielaczy. Rozdzielacz posuwa się po prowadnicach przed wykańczarką, do kosza rozdzielacza wyladowuje się podwożony wywrotekami samochodowymi beton, który następnie zostaje rozścielony warstwą o żądanej grubości.

2. Wykańczarka kombinowana, która oprócz zagęszczenia i wyrównania powierzchni betonu również rozściela mieszaninę warstwą o żądanej grubości (rys. 151). Szerokość robocza wykańczarki — od 3,05 do 4,6 metrów.

Wykańczarka typu drugiego łączy w sobie elementy wykańczarki i rozdzielacza; wykańczarka zmontowana jest na dwóch osobnych wózkach. Na pierwszym wózku umieszczone są rozścielacz łopatkowy, wy-

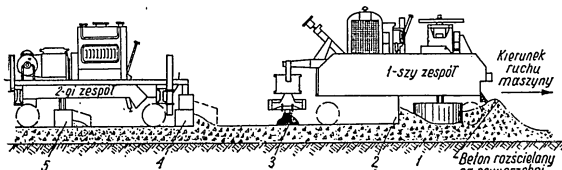
równujący nóż, oraz wibrująca belka. Na drugim wózku — dwie belki gładzące, posiadające poprzeczne ruchy wahadłowe. Zmieniając wysokość wyrównującego urządzenia tylnej ścianki można wykańczarką tego typu wykonywać nawierzchnie dwoma warstwami.



Rys. 150. Schemat wykańczarki typu wibracyjnego
1 — rozrównująca belka wibrująca, 2 — belka ubijająca, 3 — belka wygładzająca, 4 — wstęga wygładzająca

Sposób pracy wykańczarki (ilość przejść, szybkość poruszania się), zależny od plastyczności betonu, grubości nawierzchni, typu wykańczarki, ustala się po próbach na budowie, podczas których określa się, przy jakim sposobie pracy osiąga się maksymalną i równomierną na całej grubości gęstość betonu.

Jako ogólne wskazówki można podać co następuje: przy zastosowaniu wykańczarki typu pierwszego dla zagęsz-



Rys. 151. Schemat wykańczarki kombinowanej:
1 — rozścielacz łopatkowy, 2 — wyrównujący nóż, 3 — belka wibrująca, 4 — belka rozrównująca, 5 — belka wygładzająca

czenia średnio suchego betonu o grubości warstwy do 20 cm wymagane są trzy przejścia w jednym miejscu (dwa w przód, jedno w tył).

Pierwsze przejście — na pierwszym biegu z włączonymi wibratorami i belką ubijającą. Drugie (wsteczne) przejście na pierwszym lub drugim biegu z włączoną tylko belką ubijającą i trzecie — przy włączeniu do pracy wszystkich urządzeń. Ostatnie przejście odbywa się przy zwiększonych szybkościach belki rozrównującej i belki gładzącej, tzn. na drugiej lub trzeciej przekładni.

Zagęszczenie suchego betonu lub warstwy o większej grubości wymaga większej ilości przejść maszyny w każdym miejscu.

Robocze szybkości maszyny wynoszą: pierwszy bieg — 2,8 m/min, drugi — 4,14 m/min; trzeci — 6,4 m/min; szybkość na biegu luzem — 35,4 m/min.

Wykańczarka w jednym cyklu powinna wykonywać odcinek o długości 10—12 metrów. W tym samym czasie, tzn. w ciągu ca 20—25 min., na następny odcinek powinien być dowieziony beton. Wykańczarką tego typu przy grubości warstwy betonu średnio suchego 20 cm osiąga się w części górnej 100%, a w części dolnej — 97% maksymalnego możliwego zagęszczenia.

Przy zastosowaniu wykańczarki typu II z rozścielaczem łopatkowym dla zagęszczenia betonu wymagane są 3—5 przejść w jednym miejscu pod warunkiem, że sumaryczny czas wibrowania w każdym miejscu wyniesie 30—40 sekund.

Rozścielacz łopatkowy i belkę wygładzającą ustawia się na takiej wysokości, aby na każde 10 cm grubości nawierzchni pozostawić 1,2—1,5 cm mieszaniny na zagęszczenie. Beton wyładowuje się z wywrotek samochodowych bezpośrednio na podłożu. Wysokość zwalu betonu przed maszyną może dochodzić do 70—80 cm, licząc od podłoża.

Pierwsze przejście wykańczarki przy wyrównaniu mieszaniny powinno odbywać się na pierwszym biegu z włączoną belką wibrującą. Drugie, trzecie i następne przejścia — na biegach wyższych (II—III) przy wyłączonym rozścielaczem łopatkowym, a włączoną natomiast belką ubijającą.

Przy zagęszczaniu belka wibracyjna powinna być opuszczana stopniowo. Przy pierwszym przejściu zagęszczającym włączony wibrator lekko dotyka powierzchni betonu. Przy następnych przejściach należy wibrator obniżać stopniowo aż do osiągnięcia całkowitego zagęszczenia przy ostatnim przejściu (ogólna ilość przejść przy zagęszczaniu zależy od grubości warstwy i plastyczności mieszaniny; zwykle nie przekracza 3—5 przejść w każdym miejscu).

Czynności operatora przy zagęszczaniu wymagają szczególnej uwagi i odpowiedniej wprawy.

Dla uniknięcia skręcania się belki i połamania resorów przy nieostrożnym, nadmiernym opuszczeniu belki wibrującej, aby wygładzanie nawierzchni, szczególnie gdy operator jest mało doświadczony, wskazane jest: przemieszczanie belki do zasadniczej ramy dwoma liniami w taki sposób, aby przy opuszczonej belce liny były naciągnięte i przenosiły na belkę siłę pociągową.

Szybkości robocze pierwszego zespołu wykańczarki:

na I biegu	— 3,36 m/min
„ II	— 4,88 „
„ III	— 5,80 „

Szybkość na biegu luzem — 36,6 m/min.

Drugi zespół wykańczarki wprowadza się do pracy po kilku przejściach pierwowym (po trzecim lub piątym przejściu), aby wygładzanie nawierzchni następowało po jej uprzednim dostatecznym zagęszczeniu. Wygładzanie rozpoczyna się przy małej szybkości posuwu wykańczarki. Z postępnym wykańczaniem zwiększa się szybkość posuwu.

Podczas pracy drugiego zespołu przed belkami powinien znajdować się niewielki wałek mieszaniny (zaprawy); służy to do wyrównywania powierzchni. Przy powstawaniu zbyt dużego wałka lub przy jego zaniku na-

leży odpowiednio regulować rozścielające mechanizmy pierwszego zespołu. Poza tym należy stale pilnować, aby wyrównujący nóż pierwszej wykańczarki był prawidłowo ustawiony i zapewnione było formowanie warstwy betonu o wymaganej grubości. W przeciwnym przypadku zagęszczenie będzie nierównomierne.

Wykańczarki typu drugiego dostatecznie zagęszczają beton o grubości warstwy do 20 cm i opadzie stożka 1,5—2,5 cm. Aby otrzymać jednakowe zagęszczenie warstwy, należy nastawić wibratory na belce wibracyjnej na maksymalną siłę pobudzającą i pracować przy 1500—1600 obrotach silnika na minutę. Dla wykonania nawierzchni o większej grubości należy zespół wyposażyć w dodatkowe wibratory wglębne.

Doświadczenia wykazały, że przy znacznej grubości nawierzchni zagęszczenie jej bez pomocy wibratorów wglębnych jest nierównomierne na całej wysokości. Przyjmując zagęszczenie górnej warstwy za 100% otrzymujemy zagęszczenie warstwy środkowej w 75—80%, a dolnej tylko w 50—60%, co jest stanowczo niewystarczające.

Oprócz tego nawet w przypadku mniejszej grubości betonu zagęszczenie przy szalunkach jest mniejsze. Dlatego też beton przy szalunkach zagęszcza się dodatkowo za pomocą wibratorów wglębnych typu I-18 oraz I-22. Wykonują to robotnicy posuwający się przed wykańczarką. Wibratory ustawia się w odległości 10 cm (w świetle) od szalunku i stopniowo przestawia się na odległość nie przekraczającą półtorakrotnego promienia ich działania podanego w tabeli 61 (rys. 152). Podczas pracy wibrator podciąga się do góry lub zagłębia na 5—10 cm.

Podobnie zagęszcza się beton przy wkładkach w szelachinach dylatacyjnych. Dla zapewnienia normalnej wydajności wykańczarki należy nieprzerwanie dostarczać beton na miejsce układania.

Przed wykączarką pierwszego typu powinien być rozścielony beton na odcinku o długości 10—12 m. Przy zagęszczaniu płyt prostokątnych za pomocą ręcznych wibratorów długość takiego odcinka powinna wynosić 5—6 metrów.

Jeżeli zagęszczana warstwa betonu nie posiada poprzecznego zabezpieczenia w postaci szalunku lub deski oporowej, maszyny zagęszczające powinny kończyć pracę w odległości nie mniej niż 50 cm od skraju układanego betonu. W przeciwnym razie nie będzie zachowana jednorodność betonu oraz zmniejszy się grubość nawierzchni.

Wydajność wykańczarek przy należytej organizacji robót dochodzi do 250—300 mb na zmianę. W płytach sześciokątnych beton zagęszcza się za pomocą wibratorów powierzchniowych, płytowych lub deskowych; wibratory powierzchniowe w razie braku wykańczarek używane są również do wykonywania płyt prostokątnych. Przy szalunkach beton zagęszcza się tak samo jak i przy zastosowaniu wykańczarek, za pomocą wibratorów iglicowych. W razie ich braku beton na skraju płyt zagęszcza się ręcznie przez sztychowanie (mniej więcej 75 uderzeń na 1 mb).

Orientacyjne dane techniczne odnośnie do wibratorów — grubość jednorodowo zagęszczanej warstwy i przybliżony czas wibrowania — podane są w tabeli 61.

Przy zagęszczaniu wibratorami powierzchniowymi każde następne stanowisko wibratora przekrywa poprzednie na 2—3 cm wzdłuż całego obwodu wibratora.

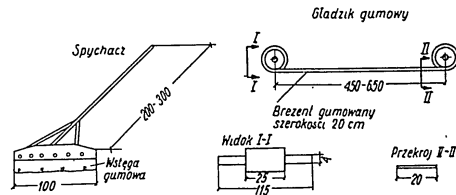
Przy grubości nawierzchni równej maksymalnej osiągalnej głębokości wibrowania wskazane jest dla zapewnienia całkowitego zagęszczenia zastosować dodatkowe sztychowanie ręczne od strony jeszcze nie zagęszczonej. Sztychówkę wsuwa się ukośnie pod deskę pracującego wibratora. Dodatkowe obciążanie wibratora nie jest celowe, gdyż nie powiększa się przez to głębokości i nie skraca się czasu wibrowania, powodując tylko przedwczesne wystąpienie na zagęszczanej powierzchni „mleka cementowego“.

Tabela 61

Typ wibratora	Czas wibrowania w sek	Promień działania lub głębokość wibrowania w cm, przy konsystencji betonu	
		S=1—2 cm	S=3—5 cm
Wibrator elektryczny I-22 (iglicowy)	30	25	40
Wibrator elektryczny wglębny I-18	30	20	35
Wibrator powierzchniowy elektryczny I-7	60	25	30
Wibrator powierzchniowy „Spartak”	60	15	25

U w a g a. Dane zawarte w tabeli odnoszą się do betonu z cementu portlandzkiego.

Bezpośrednio po zagęszczaniu powinien nastąpić proces „wygładzania“ nawierzchni, polegający na ostatecznym wyrównaniu powierzchni płyty, usunięciu powłoczki cementowej i zatarciu powierzchni płyty. Nie równości usuwa się przez ustawienie wibratora na okres 3—5 sekund w miejscach, gdzie utworzyły się waleczki, mleko cementowe zgarnia się za pomocą specjalnych drewnianych spychaczy, a do zacierania używa się wilgotnej wstęgi — gumowanej lub z płótna żaglowego (rys. 153). Zacie-



Rys. 153. Spychacz do usuwania mleka cementowego i wstęga do wygładzania powierzchni płyt

ranie powierzchni wykonuje dwóch robotników znajdujących się poza obrębem płyty, przeciągając na obie strony ułożoną na betonie wstęgę w kierunku poprzecznym o 20—30 cm i stopniowo posuwając się wzdłuż płyty.

Wykańczanie nawierzchni jest znacznie uproszczone i może być całkowicie zmechanizowane w przypadku użycia maszyny I-41, o prostej i pewnej konstrukcji posiadającej wydajność do 75 m²/godz.

Układanie betonu wykonują sześciuosobowe zespoły robocze, przy czym wydajność na jednego robotnika przy ręcznym rozścieleniu i zagęszczeniu wibratorami, łącznie z wyładunkiem, rozrównaniem, zagęszczeniem i wykończeniem powierzchni płyty waha się od 5 do 7 m² dziennie.

Przy zagęszczeniu betonu przez wibrowanie nieuniknione są przypadki przekazywania drgań na przylegające, jeszcze nie całkowicie stwardniałe partie betonu. Poza tym, jak powyżej omówiono, zagęszczenie betonu za pomocą wykańczarek następuje po kilku ich przejściach, tzn. przy wtórnym wibrowaniu. Przeprowadzone badania nad wtórnym wibrowaniem* dały możliwość wyprowadzenia następujących wniosków o wpływie wtórnego wibrowania na wytrzymałość betonu:

a) wtórne wibrowanie przyczynia się do usunięcia z mieszaniny betonowej zbędnej wody, dzięki czemu zwiększa się wytrzymałość betonu na ściskanie, przy zachowaniu jednak warunków, że wtórne wibrowanie następuje przed zakończeniem okresu wiązania betonu. Periodycznie powtarzane wibrowanie młodego betonu zwiększa wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach o 15—75%;

b) wtórne wibrowanie betonu w okresie od 6 do 16 godzin od chwili jego ułożenia obniża końcową jego wytrzymałość, w związku z czym należy bezwzględnie unikać wtórnego wibrowania w tym okresie;

c) wtórne wibrowanie betonu po upływie 16 godzin jego twardnienia nie wywiera wpływu na wytrzymałość betonu.

Powyżej podane wnioski dotyczące wtórnego wibrowania są słuszne również dla nawierzchni żelbetowych.

Wyjątkowo poważne znaczenie dla prawidłowego zorganizowania zagęszczania betonu ma należyta kontrola zagęszczania.

Stożek zagęszczenia może być określony stosunkiem rzeczywistego ciężaru objętościowego ułożonego betonu do jego maksymalnego możliwego ciężaru objętościowego, otrzymanego w najkorzystniejszych warunkach (np. przy wibrowaniu wibratorem iglicowym). Pożądane jest, aby stosunek ten nie był mniejszy od 0,98—0,99.

W celu ustalenia rzeczywistego ciężaru objętościowego betonu w nawierzchni na różnych głębokościach umieszcza się specjalne metalowe perforowane formy Miklaszewskiego o średnicy 30 cm i o wysokości równej 1/2 do 1/3 grubości nawierzchni. Formy wraz z betonem wyjmuje się z nawierzchni niezwłocznie po ukończeniu zagęszczania; określając w ten sposób ciężar objętościowy betonu w różnych warstwach nawierzchni można wnioskować o stopniu równomierności zagęszczenia na całej grubości nawierzchni. O ile posiadany sprzęt (wykańczarki z belką wibracyjną, wibratory powierzchniowe) nie gwarantuje równomiernego zagęszczenia, należy zastosować do zagęszczenia wykańczarkę wyposażoną w wibratory wgłębne lub zamiast wibratorów powierzchniowych użyć wibratorów iglicowych. Brak sprzętu do zagęszczania warstw betonu o znacznej grubości może spowodować konieczność zagęszczenia nawierzchni dwoma warstwami za pomocą sprzętu do wibrowania powierzchniowego. Przy wykonaniu nawierzchni jako dwuwarstwowej górna warstwa powinna być bezwzględnie ułożona przed rozpoczęciem wiązania dolnej warstwy.

* A. Diesow. Wibrirany beton, Gosstroizdat, 1939. I. Sowałow, kand. techn. nauk, Niektóre wprosy skorostnogo żelzobetonnoho stroitelstwa, Żurnal „Stroitel'naja promyslenost'", 1948, nr 5.

W wyjątkowych przypadkach, w razie zezwolenia na zagęszczenie betonu ubijakami ręcznymi, grubość zagęszczonej warstwy nie może przekraczać w nawierzchniach żelbetowych 15 cm, a w betonowych — 20 cm. Do zagęszczania używa się ubijaków żelaznych o ciężarze co najmniej 10—15 kg, ze starannym szychowaniem wzdłuż szalunku. Przy nawierzchniach żelbetowych niezbędne jest dodatkowo szychowanie na całej powierzchni płyty o podwójnym zbrojeniu.

Pozostały na powierzchni żwir lub tłuczeń należy przykryć warstwą zaprawy i poddać ponownemu zagęszczeniu.

Kontrola układania

Przy układaniu mieszaniny betonowej sprawdza się grubość nawierzchni, należyte wykonanie i równość powierzchni. Grubość nawierzchni nie powinna się różnić od projektowanej więcej niż o 10 mm. Równość powierzchni sprawdza się trzymetrową latą, którą układa się w kierunku poprzecznym i podłużnym przykrywając na 1/2 metra poprzeczne jej położenie. Przeświet pod latą nie powinien przekraczać 5 mm. Szczególną uwagę należy zwrócić na równość nawierzchni w miejscach styków płyt. Usterki usuwa się przed rozpoczęciem wiązania betonu. Ułożony beton spulchnia się, nakłada się dodatkową warstwę i zacierza ręcznymi gładziami.

Wykryte po zdjęciu szalunków poszczególne „raki“ na bocznych powierzchniach płyt zlewa się wodą i zacierza zaprawą cementową.

O ile okaże się, że boczna powierzchnia płyt, na skutek nieodpowiedniego przygotowania mieszaniny betonowej lub niedostatecznego zagęszczenia jej, jest pokryta całkowicie „rakami“ o znacznej głębokości, beton dyskwalifikuje się i zamienia.

WYKONANIE SZCZELIN

Szczeliny ściśliwe (temperaturowe) wykonuje się przez przerwanie ciągłości nawierzchni na całej jej grubości przy pomocy ustawienia uprzednio przygotowanych wkładek bitumicznych, drewnianych lub innych. Grubość wkładek powinna być równa projektowanej szerokości szczeliny.

Szczeliny skurczowe (całkowite lub pozorne) wykonuje się: a) przez wyrobienie w nawierzchni, niezwłocznie po zakończeniu robot przy układaniu betonu, rowków o szerokości 8—10 mm i głębokości 40—60 mm.

b) przez wycięcie rowków po stwardnieniu betonu. Szczeliny: robocze niezbędne są w miejscach ustawienia szalunków oraz w przypadku przerw w układaniu betonu, trwających ponad 1 godzinę. Zazwyczaj szczeliny robocze zbiegają się z temperaturowymi i skurczowymi. Wykonanie nie przewidzianych projektem szczelin roboczych dozwolone jest tylko przy płytach prostokątnych; przy płytach sześciokątnych jest to niedopuszczalne. Dla wykonania szczeliny roboczej smaruje się boczna powierzchnię betonu cienką warstwą bitumu, a w górnej części płyty wyrabia się rowek o wymiarach od 8 x 40 do 10 x 60 mm.

W płytach prostokątnych na całym ich obwodzie układa się zwykłe stalowe dyble łączące, w płytach sześciokątnych dybli nie stosuje się. Różnice w kształcie płyt i konstrukcji szczelin wymagają osobnego omówienia sposobów wykonania szczelin w płytach prostokątnych i sześciokątnych.

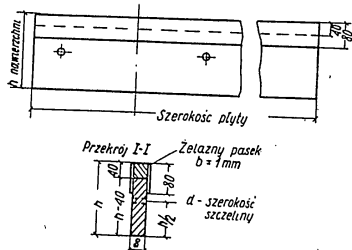
Wykonanie szczelin w płytach prostokątnych

Przy wykonywaniu szczelin ściśliwych stosuje się następujące rodzaje wkładek:

1. Prasowane wkładki bitumiczne o wysokości równej grubości płyty, wykonywane są z mieszaniny bitumu i wypełniacza. Jako wypełniacz służą: a) materiały włókniste — wyczeszki, odpadki przemysłu bawełnianego, azbest itd., b) mączka mineralna — rozdrobnione wapienie, pył kamienny i inne materiały pyliste o wymiarach 0,05—0,005 mm, nie zawierające cząstek rozpuszczalnych i nie zmieniające objętości przy nawilżeniu.

Orientacyjny skład mieszanki (wagowy) do wykonywania wkładek dla płyt prostokątnych jest następujący: bitumu marki III — 50—60%; materiału włóknistego — 20—30%; mączki mineralnej — 10—30%.

Wysokość wkładki powinna odpowiadać grubości nawierzchni, a grubość projektowanej szerokości szczeliny. Wkładki tego typu są zalecane w przypadku niestosowania dybli łączących.



Rys. 154. Składana drewniana wkładka

2. Wkładka drewniana składa się z dwóch części — górnej, usuwanej z betonu niezwłocznie po zakończeniu układania i dolnej — pozostającej w nawierzchni. Łączna wysokość wkładki jest równa grubości płyty, a grubość jej równa projektowanej szerokości szczeliny (rys. 154).

Wysokość górnej części wkładki wynosi 4 cm, a dolnej części wkładki o 4 cm mniej niż projektowana grubość płyty. W dolnych wkładkach, zgodnie z projektem, wywierca się otwory dla dybli łączących. Górną część wkładki obija się cienkimi i równymi paskami żelaznymi, obejmującymi dolną wkładkę (rys. 154). Wkładki drewniane wykonuje się z desek równych, jednolitych; pożądane są z drewna zdrowego, miękkiego i bez wędków.

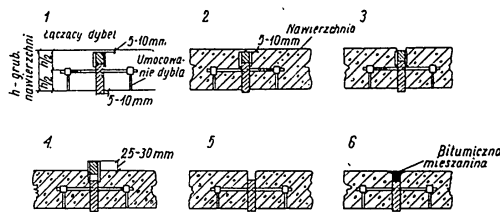
Wkładki ustawia się po zakończeniu układania szalunków. Ustawia się je ściśle pionowo, przy szczelinie poprzecznej — prostopadle, a przy podłużnej — równoległe do podłużnej osi nawierzchni. Dolna część drewnianych składanych wkładek przed ustawieniem powinna być moczona w ciągu całej doby w antyseptycznym roztworze wodnym. Takie przygotowanie dolnej części wkładki, pozostającej w betonie, ma podwójny cel — powiększenie jej trwałości oraz pewne wstępne powiększenie jej objętości.

352

Dla zapewnienia stateczności wkładki zatapia się ją w podłożu na głębokość 5—10 mm i umocowuje z obu stron za pomocą żelaznych szpilek wygiętych na kształt haka, $d = 18 - 20$ mm i długości 400—500 mm. Po ustawieniu wkładek układa się i umocowuje, zgodnie z projektem, dyble łączące na szpilkach żelaznych lub na uprzednio przygotowanych podkładkach betonowych.

Przy maszynowym zagęszczaniu betonu sztywność wkładki bitumicznej powinna być powiększona przez czasowe ustawienie dodatkowego żelaznego płaskownika o grubości 3—4 mm. Płaskownik w swej dolnej części posiada wycięcia, w które wchodzi dyble łączące, a dla zabezpieczenia przed przyczepnością betonu powleka go się użytą oliwą. Przed ostatnim przejściem wykańczarki płaskownik wyjmuje się z nawierzchni.

Przy drewnianych składanych wkładkach górną ich część, obitą żelaznymi paskami (rys. 154), powleka się przed betonowaniem ropą naftową, użytą oliwą lub podobnym materiałem. Należy starannie wyprostować nawet niewielkie nierówności i zazębienia na paskach żelaznych, aby przy wyciągnięciu górnej części wkładki z betonu nie naruszyć krawędzi szczeliny. Wyciąga się górną część wkładki po wykończeniu płyty. Dokonuje się tego ze specjalnych pomostów przesuwnych w następującej kolejności (rys. 155). Niezwłocznie po wykończeniu powierzchni płyty zdejmują się żelaznymi haczykami (rys. 156) 5—10 mm warstwę betonu, znajdującą się nad wkładką (rys. 155, 3), następnie po upływie mniej więcej 20 minut podciąga się górną wkładkę na 1/3 wysokości i wygładza się powierzchnię betonu przy szczelinie ręcznymi gładzikami (rys. 155, 4). Po upływie dalszych 20—40 minut wkładkę usuwa się całkowicie ze szczeliny (rys. 155, 5),



Rys. 155. Kolejność wykonania szczeliny ściśliwej za składaną wkładką: 1 — ustawienie wkładki i łączących dybli, 2 — ułożenie mieszaniny betonowej, 3 — zdjęcie 5—10 milimetrowej warstwy betonu nad wkładką, 4 — częściowe podniesienie górnej części wkładki i wygładzenie betonu wzdłuż szczeliny, 5 — usunięcie górnej części wkładki i wykończenie szczeliny, 6 — zalanie szczeliny mieszaniną bitumiczną

a krawędzie jej zaokrąglą się i wykańcza ręcznym gładzikiem grzebieniowym (rys. 156). Po zakończeniu okresu pielęgnacji betonu szczelinę wypełnia się bitumem marki II—III zmieszany z mączką mineralną w stosunku wagowym 1:1 (rys. 155, 6).

Przed wypełnieniem szczelinę starannie oczyszcza się z kurzu, śmieci, piasku i w razie potrzeby wysusza się.

Wypelnienie szczeliny wykonuje się za pomocą konewek lub specjalnych rozdzielaczy przy zachowaniu następujących warunków:

23 — Budowa lotnisk

353

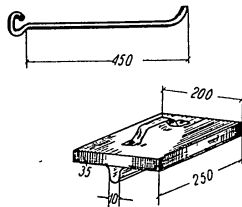
- a) temperatura mieszanki bitumicznej przy zalewaniu nie powinna być niższa od 120—130°;
- b) zalewanie wykonuje się tylko przy suchej pogodzie;
- c) szczelinę wypełnia się całkowicie.

Warunki te obowiązują również przy wypełnianiu bitumem wszystkich innych typów szczelin.

Wykonanie szczelin skurczowych w płytach prostokątnych rozpoczyna się od ustawienia i umocowania, zgodnie z projektem, dybli łączących (rys. 157, 1, 2).

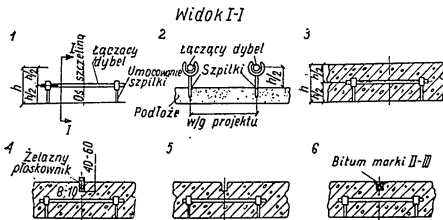
Potem następuje układanie betonu, podczas którego należy uważać, aby położenie dybli nie było zmienione (rys. 157, 3).

Niezwłocznie po ukończeniu zacierania betonu nawierzchni nacina się szczelinę na głębokość mniej więcej równą 1/3 grubości nawierzchni i o sze-



Rys. 156. Haczyk i grzebieniowy gładzik

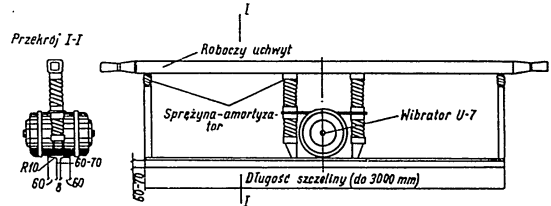
rokości 8—10 mm; dokładne wymiary szczeliny określa projekt. Najbardziej skutecznie dokonuje się nacięcia za pomocą skonstruowanego w leningradzkiej filii DORNJJ wibratora listwowego (rys. 158), który z powodzeniem może być wykonany na budowie na zasadzie zwykłego wibratora płytowego lub deskowego.



Rys. 157. Kolejność wykonania szczeliny skurczowej:
1 — ustawienie i umocowanie łączących dybli, 2 — ułożenie mieszanki betonowej, 3 — wbięcie do świeżo ułożonego betonu żelaznego paska, 4 — usunięcie paska i utworzenie rowka, 5 — zalanie rowka bitumem

Wystający nóż wibratora zagłębia się w świeżo ułożonym betonie w ciągu 5—7 sekund, po wyciągnięciu go zakłada się do powstałego rowka żelazny płaskownik (rys. 157, 4) zapobiegający spływaniu betonu. Płaskownik usuwa się po 10—20 minutach.

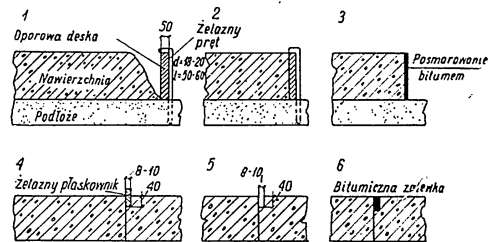
Aby nie uszkodzić powierzchni płyt, wszystkie czynności związane z nacięciem szczeliny powinny być wykonywane ze specjalnych pomostów roboczych albo robotnicy powinni się znajdować poza obrębem świeżo ułożonego betonu.



Rys. 158. Listwowy wibrator

W miejscu przerwania układania betonu i przy konieczności wykonania szczeliny roboczej ustawia się 5-centymetrową deskę oporową, którą umocowuje się do podłoża żelaznymi szpilekami. Następnie przestrzeń przed deską zapelnia się betonem, starannie się zagęszcza i wykańcza.

Przed wznowieniem układania betonu deskę usuwa się, a powierzchnię czołową płyty powleka się bitumem II — III marki. W świeżo ułożonym betonie, bezpośrednio przy krawędzi poprzednio ułożonej płyty, wykonuje się jednym z omówionych wyżej sposobów rowek o głębokości 4 cm, który w późniejszym okresie zalewa się bitumem II lub III marki. Kolejność robót przy wykonywaniu szczelin roboczych podana jest na rysunku 159.



Rys. 159. Kolejność wykonania szczeliny roboczej:

1 — ustawienie deski oporowej, 2 — zakończenie betonowania przy szczelinie, 3 — zdjęcie deski oporowej, posmarowanie czoła bitumem, 4 — wbięcie paska do świeżo ułożonego betonu, 5 — utworzenie rowka po usunięciu paska, 6 — zalanie rowka bitumem

Takie same szczeliny robocze wykonuje się w kierunku podłużnym w miejscach ustawiania szalunków.

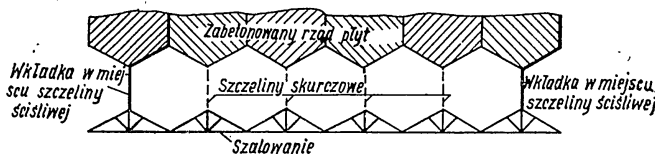
Wykonanie szczelin roboczych tylko przez posmarowanie bocznych powierzchni płyty 1,5–3 milimetrową warstwą bitumu bez poszerzenia górnej części szczeliny roboczej jest bardzo prostym rozwiązaniem, jednak właściwości użytkowe takiej szczeliny są całkowicie niezadowalające. Nieznaczna grubość szczeliny uniemożliwia dodatkowe zalewanie jej materiałem izolującym w okresie użytkowania i w konsekwencji nie zapewnia wodoszczelności szczeliny.

Wykonanie szczelin w płytach sześciokątnych

Przy płytach sześciokątnych ustawia się w szczelinach ściśliwych wkładki o grubości 10 mm, wysokości równej projektowanej grubości nawierzchni i długości równej długości boku sześciokąta. Wkładki przygotowuje się z mieszaniny bitumu marki III, materiałów włóknistych i mączki mineralnej o stosunku wagowym mniej więcej od 5 : 2 : 3 do 6 : 3 : 1. W praktyce stosuje się również prostszą i mniej plastyczną mieszankę z bitumem marki II lub III, wysuszonego i przesianego piasku oraz gliny piaszczystej o stosunku wagowym od 4 : 4 : 3 do 5 : 2 : 1.

Zawczasu przygotowane wkładki ustawia się bezpośrednio przy szalunkach lub przy powierzchniach bocznych uprzednio zabetonowanych płyt. Po stwardnieniu betonu wszystkie widoczne próżnie w miejscach styków poszczególnych wkładek zalewa się bitumem.

Szczeliny skurczowe i robocze przy płytach sześciokątnych wykonuje się tak samo, jak odpowiednie szczeliny przy płytach prostokątnych, z wyjątkiem procesu ustawiania dybli łączących.



Rys. 160. Wykonanie szczelin skurczowych w sześciokątnych płytach

Szczeliny skurczowe przy płytach sześciokątnych wykonuje się tylko przy ciągłym betonowaniu rzędu płyt w trójkątnych szalunkach, bez ustawiania poprzecznych wkładek szalunkowych między przylegającymi płytami. W tym przypadku wkładki ustawia się tylko w tych miejscach, gdzie projekt przewiduje szczeliny ściśliwe, a między nimi betonuje się płyty jedną po drugiej i dzieli się je w odpowiednich miejscach przez nacięcia rowków dla szczelin skurczowych (rys. 160).

Szczeliny robocze przy płytach sześciokątnych wykonuje się tylko w miejscach ustawienia szalunku, ponieważ niedopuszczalne jest przerwanie robót przed całkowitym zakończeniem betonowania jednej płyty. O ile taka przerwa nastąpiła, to płytę dyskwalifikuje się, a beton usuwa się z całej powierzchni przylegającej do najbliższej projektowanej szczeliny.

Wykonywanie szczelin w miejscach postoju i miejscach sprawdzenia silników

Szczeliny w nawierzchni w miejscach postoju oraz w miejscach sprawdzenia silników, gdzie możliwa jest praca silników samolotów, powinny być odporne na gorąco. Szczeliny ściśliwe, skurczowe i robocze, odporne na gorąco, wykonuje się przy zastosowaniu wkładek z boruliny.

Wysokość wkładki równa jest grubości nawierzchni, grubość wkładki w szczelinach skurczowych i roboczych przy jednej warstwie boruliny wynosi 6 mm, w szczelinach ściśliwych przy dwóch warstwach boruliny — 10 mm. W celu sklejenia ze sobą warstw boruliny oraz przyklepienia ich do betonu smaruje się borulinę cienką warstwą bitumu III marki rozgrzanego do temperatury 120–130°.

Wkładki odporne na gorąco mogą być wykonywane również z gąbczastej gumy, odznaczającej się dużą ognioodpornością i elastycznością. Badania różnych odpornych na gorąco wypełniaczy wykazały, że najbardziej odpowiednie do zalania szczelin są mieszanki zawierające znaczny procent kauczuku.

PIELĘGNACJA BETONU

Celem pielęgnacji betonu jest zapewnienie w czasie jego dojrzewania odpowiedniej wilgotności dla polepszenia warunków hydratacji cementu, zmniejszenia intensywności powstających zjawisk skurczowych oraz zabezpieczenie świeżo ułożonego betonu od wpływów, atmosferycznych i uszkodzeń mechanicznych.

Pielęgnacja betonu następuje po całkowitym zakończeniu robót przy wykańczeniu nawierzchni i wykonaniu w niej niezbędnych szczelin. W 2–3 godziny po zakończeniu układania betonu, gdy nawierzchnia nieco przeschnie, przykrywa się ją nawilgoconym brezentem, tkaniną jutową lub innym tego rodzaju materiałem. Dla ułatwienia i przyspieszenia pracy tkaninę stosowaną do przykrywania betonu zeszywa się w płachty o długości przekraczającej szerokość płyty betonowej o 50–60 cm i o szerokości 250–300 cm. Ułożone na betonie płachty powinny zachodzić jedna na drugą na około 15–20 cm. Boczne powierzchnie płyt należy starannie przykrywać.

Dobre warunki dla dojrzewania betonu oraz pewne zwiększenie jego kwasoodporności uzyskuje się przez niezwłoczne pokrycie świeżo ułożonego betonu cienką warstwą emulsji bitumicznej. Po przeschnięciu emulsji nawierzchnię przykrywa się wilgotną tkaniną, po czym przystępuje się do normalnej pielęgnacji.

Czas trwania pielęgnacji betonu zależy od warunków atmosferycznych i rodzaju, stosowanego przy przygotowaniu betonu, materiału wiążącego. Gdy budowę prowadzi się w średnich warunkach klimatycznych i materiałem wiążącym jest zwykły cement portlandzki, beton należy poddawać pielęgnacji w ciągu co najmniej 7 dni. W miejscowościach o suchym i gorącym klimacie okres pielęgnacji betonu należy zwiększyć do 10 dni. Przy zastosowaniu jako lepiszcza cementu portlandzkiego szybko twardniejącego ($R_2 = 0,75 R_{28}$) lub cementu glinowego okres pielęgnacji odpowiednio zmniejsza się 1,5 — 2-krotnie.

Przeprowadzone przez DORNJJ badania wykazały, że długotrwała, w ciągu 45–60 dni, pielęgnacja betonu zwiększa znacznie jego mrozoodporność, szczególnie w przypadku zastosowania cementu zleżącego.

W okresie pielęgnacji betonu materiał, którym przykryto beton, powinien być stale wilgotny i w tym celu należy go regularnie polewać. Częstość polewania ustala się w zależności od warunków atmosferycznych; przy temperaturze $+15^{\circ}$ beton polewa się mniej więcej co 2—3 godziny w dzień i co 5—6 godzin w nocy.

Gdy na budowie zainstalowana jest tymczasowa sieć wodociągowa, beton polewa się za pomocą węży gumowych lub pożarowych rozpylonym strumieniem wody. Można również użyć do polewania specjalnych polewaczek samochodowych.

Przy niedostatecznym zaopatrzeniu budowy w specjalne płachty brezentowe lub inne osłony beton przykrywa się nimi tylko w początkowym

sprzyjające dla C_3S , tzn. dla cementów belitowych, przy użyciu których długotrwałe polewanie zapewnia w przebiegu dalszego twardnienia znaczny przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie w porównaniu ze zwykłą pielęgnacją w ciągu 7—10 dni (rys. 161).

Dla cementów alitowych o dużej zawartości C_3S osiąga się z zasady lepsze wyniki: przy kombinowanej pielęgnacji betonu: pierwsze dni dojrzenia — w środowisku wilgotnym, następnie bez polewania. Przy glinowych cementach (C_3A) wilgotna pielęgnacja ujemnie wpływa na wytrzymałość betonu (rys. 161).

Należy zaznaczyć, że wszystkie te dane dotyczą wytrzymałości betonu na ściskanie i odnośnie do wytrzymałości na zginanie możliwe są pewne odchylenia.

Pielęgnacją betonu zajmuje się specjalny zespół w składzie od 6 do 12 ludzi, zależnie do intensywności układania betonu i organizacji samej pielęgnacji. Na dużej budowie do polewania betonu zużywa się wody do 300 m³ na dobę, i konieczne jest posiadanie około 5 polewaczek samochodowych.

Niedostateczna lub przez zbyt krótki okres czasu przeprowadzona pielęgnacja obniża do 30% mechaniczną wytrzymałość betonu, zmniejsza jego mrozoodporność i wytrzymałość na ścieranie oraz powoduje powstawanie w płytach pęknięć skurczowych.

WYKONYWANIE ROBÓT PRZY OBNIŻONEJ TEMPERATURZE

Prace przy budowie nawierzchni betonowych wykonywane są zwykle w cieplej porze roku, przy temperaturze ponad $+4^{\circ}$. W razie konieczności układania betonu przy temperaturze poniżej $+4^{\circ}$ wymagane jest zastosowanie szeregu środków dodatkowych.

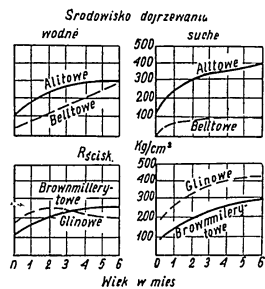
Olbrzymie doświadczenie w wykonywaniu robót w okresie zimowym, nabyte przez radzieckich budowniczych w ciągu pięciolatek stalinowskich, zostało utrwalone i uzasadnione we wszechstronnych teoretycznych badaniach, przeprowadzonych przez uczonych radzieckich.

W Związku Radzieckim po raz pierwszy opracowano najbardziej postępową i doskonałą organizację prowadzenia robót betonowych w warunkach zimowych z zastosowaniem termosu, ogrzewania parą i elektrycznego ogrzewania. Prace S. A. Mironowa, J. G. Sowałowa, W. N. Siżowa i innych naukowców radzieckich dają możliwość ustalenia najwłaściwszych i najpewniejszych sposobów dla budowy nawierzchni betonowych w warunkach obniżonej temperatury.

Największe niebezpieczeństwo obniżonej temperatury dla wytrzymałości betonu polega na zamarzaniu betonu przed osiągnięciem przez niego odpowiedniej wytrzymałości. Liczne badania doświadczalne i sprawdzenie ich w praktyce wykazały, że im większa jest wytrzymałość betonu w momencie jego zamrażania, tym łatwiej wzrasta ona po odtajaniu betonu i tym mniej wytrzymałość ostateczna betonu różni się od wytrzymałości betonu twardniejącego w normalnych temperaturach (tabela 62).

Dane tabeli 62 wykazują: a) że wskazane jest stosowanie jako materiału wiążącego cementu glinowego oraz cementu portlandzkiego wyższych marek; b) że wytrzymałość betonu do momentu jego zamrażania powinna stanowić 70% R_{28} , a w każdym razie nie mniej niż 50% R_{28} .

Najprostszą i najodpowiedniejszą metodą betonowania przy obniżonej temperaturze jest zastosowanie termosu z wykorzystaniem naturalnego



Rys. 161. Wpływ mineralogicznego składu cementu i środowiska dojrzewania na wytrzymałość betonu

okresie dojrzewania, mniej więcej w ciągu jednej doby. Następnie przenosi się płachty na nowo ułożony beton, a dawniejszy przykrywa się warstwą piasku o grubości 3—5 cm. Piasek w miarę wysychania polewa się. Dla należytego nawilżenia piasku polewa go się co 8—10 godzin w ciągu całego ustalonego okresu pielęgnacji. Przed przykryciem nawierzchni piaskiem szczeliny zabezpiecza się przed zanieczyszczeniem za pomocą skrawków papy lub drewna.

Wszystkie czynności związane z pielęgnacją betonu do czasu osiągnięcia odpowiedniej wytrzymałości powinny być wykonywane w sposób wykluczający chodzenie po nawierzchni. Obowiązujące przepisy ustalają granicę wytrzymałości na ściskanie, przy której zezwala się na chodzenie po betonie, wynoszącą nie mniej niż 20—25 kg/cm². Ostatnie prace* wykazują jednak, że granica ta może być nieco obniżona.

Wpływ pielęgnacji betonu na jego wytrzymałość zależy w znacznym stopniu od mineralogicznego składu cementu. Badania N. A. Moszczanskiego** ustaliły, że wodne środowisko przy dojrzewaniu jest najbardziej

* J. Sowałow. Niektóre wprosy skorostnogo żelazobetonnego stroitielstwa. Żurnal „Stroitel'naja Promyslnost'" 1948, nr 5.

** N. A. Moszczanski. Procznost' i stojkost' beton. Żurnal „Stroitel'naja Promyslnost'", 1948, nr 2.

ciepła gruntu, bez sztucznego podgrzewania podłoża. Zaleta metody zastosowania termosu polega na tym, że nie wymaga ona specjalnych urządzeń i jest możliwa do zrealizowania przy wprowadzeniu minimalnych ilości środków specjalnych.

Tabela 62

Wytrzymałość betonu po zamrożeniu na świeżo oraz późniejszym pielęgnowaniu w normalnych warunkach do okresu 28 dni (w procentach od 28-dniowej wytrzymałości betonu twardniejącego w normalnych warunkach przy $t = +15^{\circ}$)*

Nazwa łopiszca	Zamrożono w czasie			
	2 dni	3 dni	5 dni	7 dni
Cement glinowy	95 — 100.	100	100	—
Cement portlandzki marki 500	85	90	95 — 100	100
Cement portlandzki marki 300	70	75 — 80	85 — 90	95

U w a g a : Dane tabeli 62 dotyczą betonów wibrowanych, twardniejących przed zamrażaniem w warunkach normalnych.

W razie decyzji wykonywania betonów przy obniżonej temperaturze zachodzi konieczność przeprowadzenia przed nastaniem mrozów następujących robót przygotowawczych w kolejności:

- gotowe podłoże przykryć słomą;
- ogrzzać wodne rurociągi i przewody parowe niezbędne dla wykonywania robót;
- ogrzzać wytwórnie betonu i wyposażyć je w środki do podgrzewania wody i kruszywa;
- zaopatrzyć się w miejscowe materiały do izolacji cieplnej i w opał.

Dla otrzymania bardziej jednorodnej i równomiernie ogrzanej mieszanki betonowej czas mieszania w betoniarkach zwiększa się w zależności od temperatury 1,5—2-krotnie w stosunku do danych tabeli 59.

Przy temperaturze powietrza od $+4$ do $+1^{\circ}$ beton przygotowuje się z domieszką chlorku wapnia w ilości 1,5—3% wagi cementu i świeżo ułożony beton przykrywa się materiałem ocieplającym.

Przy obniżonych temperaturach szczególnie celowe jest odpowietrzanie zageszczonego betonu. Odpowietrzanie przyspiesza dojrzewanie betonu, szczególnie w pierwszym okresie; trzydniowy beton odpowietrzony posiada wytrzymałość większą o ca 50% od betonu zwykłego. Odpowietrzony beton jest znacznie odporniejszy na ścieranie, ma większą wytrzymałość na zginanie i wykazuje mniejsze skurcze w procesie dojrzewania.

Czas odpowietrzania betonu zależy od grubości nawierzchni i orientacyjnie może być przyjmowany wg tabeli 63.

Tabela 63

Czas odpowietrzania zależnie od grubości nawierzchni				
Grubość zageszczonego betonu, cm	12	15	20	24
Czas odpowietrzania, min . . .	7	9	12	14
Srednia wydajność zespolonego urządzenia do odpowietrzania, przwozonego na samochodzie, m ³ /zm	1220	960	720	620

* Techniczskie ustawa na prozwodstwo i przjomku obszczestroitelnych i spieczalnych robot, wyp. V. Narkomstroj, 1942.

Przy zastosowaniu odpowietrzania wskazane jest zwiększenie urabialności betonu. W tym celu stosujemy mieszankę betonową o opadzie stożka 4—5 cm ze zwiększoną o 3—4% ilością piasku.

Przy temperaturze powietrza poniżej $+1^{\circ}$ betonowanie jest możliwe przy zachowaniu następujących warunków:

- Gdy podłoże nie jest przykryte śniegiem i roboty nie będą prowadzone dłużej niż przez okres jednego miesiąca od momentu ustabilizowania się średniej temperatury dobowej poniżej 0° .

- Gdy podłoże pod nawierzchnię całkowicie było wykonane w warunkach letnich, zostało zabezpieczone od przemarzania i wpływów atmosferycznych przekryciem go warstwą słomy o grubości nie mniejszej niż 15 cm i posiada temperaturę powyżej 0°C .

- Materiałem wiążącym powinien być cement portlandzki szybko twardniejący ($R_3 = 0,75 R_{28}$) lub cement glinowy. O ile dysponuje się tylko normalnym cementem portlandzkim, konieczne jest dodanie do betonu 1,5—3% chlorku wapnia.

- Wodę należy podgrzewać, a przy temperaturze powietrza poniżej zera — również i kruszywo. Temperaturę podgrzewania składników oblicza się wychodząc z założenia, że temperatura mieszanki betonowej w momencie układania powinna wynosić nie mniej niż $+10^{\circ}$. Przy zastosowaniu cementu glinowego temperatura mieszanki betonowej nie powinna być większa od $+20^{\circ}$.

- Ułożony beton powinien być możliwie szybko przykryty warstwą ciepłochronną, której usunięcie dozwolone jest dopiero przy obniżeniu temperatury betonu do -1° .

- W celu zmniejszenia strat ciepłych podczas betonowania, należy zredukować do minimum przerwy między poszczególnymi czynnościami, rozścieleniem, zageszczeniem, wykończeniem i przykryciem betonu.

- Powinna mieć miejsce staranna kontrola wytrzymałości betonu i skuteczności zastosowanych środków ogrzewania.

KONTROLA PRZEPROWADZANIA ROBÓT

Dla uzyskania nawierzchni betonowej o należytej jakości niezbędne jest staranne kontrolowanie wszystkich faz pracy, poczynając od sprawdzania jakości nadsyłanych na budowę materiałów, a kończąc na robotach przy wypełnianiu szwów. Na budowie kontrola jakości robót należy do pracowników laboratorium i inspektorów technicznego nadzoru, którzy powinni czuwać nad prawidłowym wykonywaniem następujących czynności produkcyjnych:

- wykonanie podłoża, ustawianie szalunków, układanie zbrojenia i dybli łączących;

- proces przygotowywania betonu włącznie z kontrolą nadsyłanych materiałów oraz ich składowania, dozowania zarobów i czasu mieszania;
- układanie betonu, włącznie z wyładowywaniem, rozścieleniem, zageszczeniem, wykańczaniem i pielęgnacją betonu, jak również wykonanie i wypełnianie szczelin w nawierzchni.

Kontrola wytrzymałości betonu należy do obowiązków laboratorium budowy. Wytrzymałość betonu określa się przez badanie próbek kontrolnych szkieletów i beleczek, pobieranych w miarę postępu układania betonu. Przy przygotowywaniu betonu w jednej centralnej wytwórni i przy natężeniu jego układania nie mniejszym od 200 m³ na dobę próbki kontrolne w ilości 6 sześciątów 20 x 20 x 20 cm i trzech beleczek 15 x 15 x 120 cm

pobiera się z każdego 200 m³ ułożonego betonu. Jeżeli beton przygotowuje się w ilościach mniejszych od 200 m³ na dobę, podaną ilość próbek pobiera się z każdego 100 m³ ułożonego betonu. Próbkę kontrolną pobiera się w miejscu układania betonu w nawierzchni, przy czym opisuje się konsystencję betonu, jego skład i cechy materiałów składowych, stosunek wodno-cementowy oraz miejsce, w którym ułożony jest beton z zarobu, z którego pobrano próbkę. Próbkę kontrolną zagęszcza się analogicznie jak beton nawierzchni.

Próbki kontrolne przechowuje się aż do czasu zbadania w warunkach laboratoryjnych pod warstwą wilgotnego piasku lub trocin i przy temperaturze $-15^{\circ} (\pm 2^{\circ})$. Dla wstępnego określenia marki betonu 3 sześciangany bada się po 7 dniach i wyniki przelicza się na wytrzymałość ściskania po 28 dniach (R_{28}) przy normalnych warunkach dojrzewania, stosując wzór:

$$R_{28} = R_n \frac{\lg 28}{\lg n},$$

gdzie: R_n — wytrzymałość na ściskanie w n -tym dniu.

Wynik ostateczny i miarodajny otrzymuje się przez zbadanie kontrolnych beleczek na zginanie po 28 dniach. Przyjmuje się, że beton odpowiada żądanej wytrzymałości, o ile średnia jego wytrzymałość wyrażona liczbowo, w wyniku zbadania wszystkich próbek nie jest niższa od liczby określającej jego markę lub o ile odchylenie w dół nie przekracza 33% dla betonu marki 200 i niższych oraz 25% dla betonu marki 300 i wyższych, z warunkiem, że odchylenie w dół przekraczających 25% dla betonów marki 200 i niższych i przekraczających 20% dla betonów marki 300 i wyższych nie powinno być ponad 5%.

Badanie beleczek należy przeprowadzać bezpośrednio na budowie za pomocą prasy Gławwojenpromstroja* (rys. 162), która bez trudności może być wykonana w warsztatach budowy. Działanie prasy oparte jest na zasadzie dwuramiennej dźwigni o stosunku ramion 10:1, dzięki czemu obciążenie zaczepione na końcu dźwigni 1 przekazywane jest na próbkę z dziesięciokrotnym powiększeniem.

Os obrotu dźwigni 2 (bolec $d = 18$ mm) zamocowana jest w stojakach 3, zakotwiczonych w fundamentcie 4. Po powiększeniu za pomocą podkładek wysokości podpór 5 można badać na prasie również sześciangany $7 \times 7 \times 7$ cm oraz $2 \times 2 \times 2$ cm. Na drugim końcu dźwigni, wystającym poza stojakami na 50 cm, zawieszają się ciężar równoważący ciężar własny dźwigni oraz drewnianej platformki 6. Wartość siły łamiącej próbkę wynosi wówczas:

$$P_{lam} = 10G_{lam}$$

gdzie: G_{lam} — ciężar ułożony na platformce.

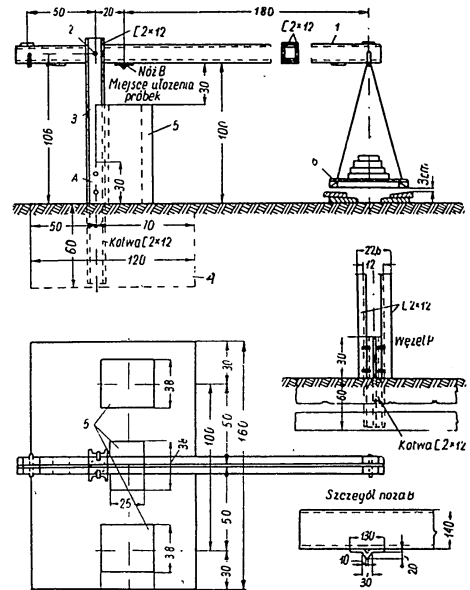
Przed rozpoczęciem obciążania beleczki podkłada się pod nią podpory przegubowe (żelazo okrągłe o średnicy 20–25 mm), a pod nóż dźwigni metalowy kwadratowy pręt rozkładający obciążenie na całej szerokości beleczki.

Aby uniknąć uszkodzenia platformki w chwili zniszczenia próbki, podkłada się pod nią drewniane kliny z pozostawieniem prześwitu 2–3 cm.

W razie braku dwuteowego żelaza pręta wykonuje się z drewna-kantówki 20×20 cm.

* A. W. Konarow i dr, Uproszczone sposoby inspytowania strotielnych materiałów, Strojzdat, 1946.

Wskazane jest pobieranie próbek kontrolnych bezpośrednio z nawierzchni w następujący, przewidziany w warunkach technicznych sposób: po rozrównaniu betonu, lecz przed jego zagęszczeniem, zatapia się w nawierzchni formę walcową o średnicy równej grubości nawierzchni (rys. 163). Forma składa się z dwóch stalowych walców bez dna umieszczonych jeden w drugim z 5 mm odstępem między ściankami; w odstępie tym znajduje się tekturowy przetluszczonego walec, który w bocznej powierzchni ma otwór o średnicy 5–10 mm.



Rys. 162. Prasa Gławwojenpromstroja dla badania belek w warunkach polowych

Formę tę zagłębia się aż do spodu nawierzchni, następnie usuwa się walce metalowe, z początku wewnętrzny, następnie zewnętrzny, tekturowy walec pozostaje w betonie. Otwór w bocznej powierzchni tego walca służy do kontaktu z masą betonu otaczającą walec.

Po zagęszczeniu nawierzchni walec tekturowy wyjmuje się wraz ze znajdującym się w nim betonem. W tym celu dookoła walca przecina się

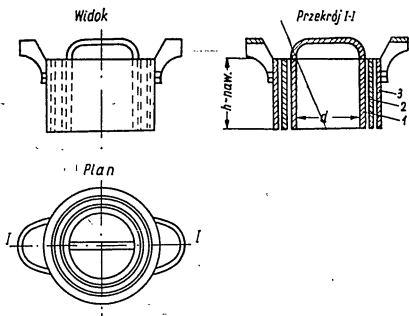
rowek na głębokość równą połowie jego wysokości i nakłada się na niego metalową przykrywkę. Następnie rowek pogłębia się do spodu nawierzchni, pod walec podsuwa się metalową płytkę i całość wyjmuję się z nawierzchni. Próbkę umieszcza się na podkładce obok nawierzchni, gdzie przechowuje się ją aż do czasu zbadania w takich warunkach pielęgnacji, w jakich znajduje się nawierzchnia.

Wytrzymałość walców na ściskanie wraz z wytrzymałością sześciąt kontrolnych określa jakość ułożonego w nawierzchni betonu.

Dla porównania wytrzymałości walców z wytrzymałością sześciąt zaleca się korzystać ze wzoru:

$$R_{\text{szesc}} = 1,1 R_{\text{wal}} \quad (40)$$

Dla całkowitej i bezspornej oceny jakości nawierzchni betonowej należy zbadać próbki ze stwardniałego betonu, otrzymane drogą wywiercenia z gotowej nawierzchni odpowiednich walców. Jeżeli średnica próbek równa jest połowie grubości nawierzchni ($d = 0,5h$), to współczynnik przeliczeniowy wyniesie $k = 1,20$, tzn. R sześciatu = $1,2 R$ walca.



Rys. 163. Forma do pobierania próbek:
1 - wewnętrzna metalowa forma walcowa o grubości ścianek 1,5 - 2 mm, 2 - teleskopowy walec o grubości ścianek 3 - 4 mm, 3 - zewnętrzna metalowa forma walcowa o grubości ścianek 1,5 - 2 mm

Abymiećmożnośćporównaniawyników badań walców wywierconych z nawierzchni i kontrolnych sześciąt, należy pobierać je z tego samego zarobu betoniarki. W tym celu konieczne jest ściśle notowanie miejsca ułożenia zarobu, z którego pobrano sześciaty kontrolne. Badanie walców wywierconych ze stwardniałego betonu jest niezbędne, o ile betonowanie było wykonywane przy temperaturze poniżej $+1^\circ$ oraz przy niedostatecznych lub zbyt rozbieżnych wynikach badań normalnych próbek kontrolnych.

Wytrzymałość betonu ułożonego przy obniżonej temperaturze zależy od zachodzących w nim zmian temperatury, dlatego też laboratorium betonowe powinno zorganizować stałą kontrolę temperatury betonu. Temperaturę notuje się 3 razy na dobę. Zależnie od ilości układanego w ciągu

zmiany betonu organizuje się kilka, mniej więcej 3-4, stanowisk obserwacyjnych, na których 3 razy na dobę przeprowadza się pomiary. Na każdym stanowisku mierzy się temperaturę w dwu punktach: w nawierzchni - na głębokości 5 cm od górnej powierzchni, i w podłożu - na głębokości 5 cm pod nawierzchnią. Obserwacje prowadzi się do chwili obniżenia się temperatury betonu do -1° .

Jeżeli pomiary temperatury w betonie wykażą niebezpieczeństwo jego przedwczesnego zamrożenia, konieczne jest niezwłoczne dodatkowe ocieplenie ułożonego betonu lub o ile to możliwe, zastosowanie częściowego sztucznego podgrzewania.

Sprawdzenia wytrzymałości betonu ułożonego przy obniżonej temperaturze dokonuje się drogą badania 15 próbek kontrolnych (9 sześciąt i 6 beleczek) dla każdego 200 m³ ułożonego betonu. Dla określenia marki betonu, 3 sześciaty i 3 beleczki przechowuje się w normalnych warunkach laboratoryjnych i bada się po 28 dniach. Resztę próbek przechowuje się bezpośrednio na nawierzchni w tych samych warunkach, w jakich znajduje się nawierzchnia. Dla określenia wytrzymałości betonu w chwili zamrożenia trzy sześciaty bada się w tym dniu, kiedy temperatura w betonie obniży się do -1° .

Ostatnie 3 beleczki i 3 sześciaty przeznaczone są do określenia faktycznej wytrzymałości betonu po jego odtajaniu i przechowania go w ciągu 28 dni w temperaturze dodatniej. Przy niewysokiej temperaturze dodatniej ($+5^\circ$) okres przechowania przedłuża się do 40 dni.

ORGANIZACJA BUDOWY NAWIERZCHNI BETONOWYCH*

Budowa nawierzchni powinna być prowadzona najbardziej postępową i doskonałą metodą potokową. Polega ona na podziale całej nawierzchni na szereg odcinków o jednakowej pod względem pracochłonności ilości robót. Każdy rodzaj robót wykonują stale brygady robocze, przechodzące kolejno z jednego odcinka na drugi i wykonujące na każdym odcinku tylko jeden rodzaj robót. W ten sposób tworzy się potok ruchu brygad i potokowy przebieg całego procesu wykonywania nawierzchni.

Dla zorganizowania potokowego budowania nawierzchni cały proces budowy dzieli się na szereg procesów składowych. Ilość tych procesów składowych (elementów potoku) nie powinna być jednak zbyt wielka, gdyż w przeciwnym przypadku niepomierne wzrastają okresy rozruchu i likwidacji potoku.

Jeżeli więc dyrektywny okres trwania budowy (w dniach roboczych) wynosi T_{dyr} , ilość odcinków, n , ilość elementów potoku N , czas trwania każdego procesu składowego na odcinku t , to czas trwania całego procesu betonowania wyniesie $T_{\text{bet}} = t \cdot n$, a czas trwania całej budowy nawierzchni:

$$T_{\text{dyr}} = t \cdot n + t(N - 1),$$

stąd:

$$\frac{T_{\text{bet}}}{T_{\text{dyr}}} = \frac{t \cdot n}{t \cdot n + t(N - 1)} = \frac{n}{n + N - 1}$$

Z podanego wzoru wynika, że zwiększenie ilości elementów potoku N powoduje zmniejszenie stosunku $\frac{T_{\text{bet}}}{T_{\text{dyr}}}$ tzn. czasu trwania betonowania

* Niniejszy rozdział opracowany jest przy udziale N. Woznińskiego.

w ciągu żadanego dyrektywnego czasokresu T_{dyr} , a z tego wynika konieczność zwiększenia wydajności wytwórni betonu, środków transportowych, składowisk wytwórni itp. Przy wartościach stosunku $\frac{T_{bet}}{T_{dyr}} \geq 0,80$, co jest praktycznie do przyjęcia, ilość elementów potoku N powinna być nie większa niż 3—4, a ilość odcinków n odpowiednio nie mniejsza od 8—12. Ponieważ wykonywanie nawierzchni składa się jednak z większej ilości poszczególnych czynności, niezbędne jest w budownictwie potokowym połączenie ich w 3—4 grupy, z których każdą przyjmuje się jako element potoku.

A więc przy podziale całego procesu na trzy grupy elementami potoku będą:

1. Roboty ziemne, w skład których wchodzi wszystkie roboty związane z przygotowaniem koryta.
2. Roboty przy przygotowywaniu podłoża (włączając roboty przy wykonywaniu drenażu pod pasem, o ile są one przewidziane w projekcie, lub w razie potrzeby roboty przy stabilizacji gruntu naturalnego).
3. Roboty przy układaniu betonu (włącznie z robotami szalunkowymi, zbrojarskimi i pielęgnacją betonu).

Dla lepszego zorganizowania robót w każdej z tych trzech grup należy każdy odcinek podzielić z kolei na pododcinki, na których wykonuje się poszczególne czynności, wchodzące w skład każdej grupy.

Roboty przy wykonywaniu sieci odwadniającej (kolektorów i drenażu poza nawierzchnią) wskazane jest wydzielić w samodzielny potok, prowadzony równoległe do zasadniczego potoku budowy nawierzchni, z takim wyprzedzeniem, które odpowiadałoby warunkowi dogodności robót przy wykonywaniu nawierzchni.

Metody układania betonu

Zastosowana na budowie metoda układania betonu powinna zapewniać:

- a) najlepsze wykorzystanie sprzętu i środków transportowych, użytych do dowożenia, rozścielania i zagęszczania betonu;
- b) możliwość wykorzystania wykonanej części nawierzchni jako drogi do dowozu mieszanki betonowej;
- c) uzyskanie w każdej chwili największej możliwej gotowości użytkowej nawierzchni;
- d) należyte odprowadzenie wód powierzchniowych z odcinka robót, na którym odbywa się układanie betonu.

Nie wszystkie metody stosowane w praktyce budowlanej czynią zadość tym wymaganiom, obranie więc jednej z nich należy do zasadniczych czynników przesądzających często o postępie i jakości robót.

W praktyce budowy nawierzchni znane są trzy zasadnicze metody układania betonu:

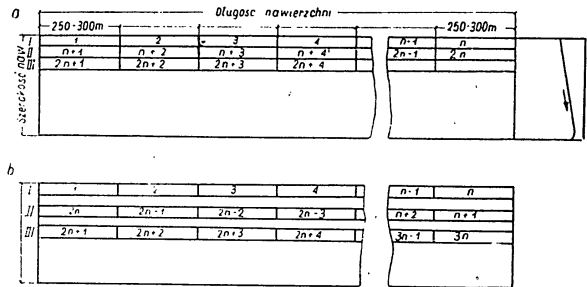
1. Metoda podłużna.
2. Podłużno-odcinkowa.
3. Poprzeczna.

Wszystkie inne metody są odmianami wyżej wykazanych.

Zasada metody podłużnej polega na zorganizowaniu betonowania pasów podłużnych o określonej szerokości na całej długości nawierzchni (rys. 164). Zależnie od kolejności betonowania poszczególnych pasów przy metodzie podłużnej rozróżniamy betonowanie ciągłe i rzadziej stosowane — betonowanie równoległe. Przy betonowaniu ciągłym

układa się pasy jeden przy drugim, bez pozostawienia między nimi odcinków nie zabetonowanych, tzn. nawierzchnię wykonuje się przez kolejne układanie przylegających jeden do drugiego podłużnych pasów (rys. 164-a). Przy betonowaniu równoległym (rys. 164-b) układa się pasy w pewnej odległości jeden od drugiego, a przerwy między nimi betonuje się później. Betonowanie równoległe posiada szereg wad organizacyjnych i technicznych i zastosowanie go może mieć miejsce w przypadkach równoległej pracy kilku maszyn układających.

Przy podłużnej ciągłej metodzie betonowania długości odcinków dla każdej grupy potoku (roboty ziemne, przygotowanie podłoża, układanie



I, II, III kolejność prac na odcinkach
I, II, III kolejność betonowania poszczególnych pasów

Rys. 164. Podłużna metoda betonowania

betonu) przyjmuje się jednakowe, odpowiednie do wymaganej zmianowej (dobowej) wydajności układania. Szerokość odcinków dla każdej grupy potoku, zgodnie z warunkami wykonywania robót, powinna być różna; dla układania betonu jest ona równa szerokości jednego pasa, dla przygotowania podłoża i robót ziemnych wymagana jest większa szerokość, gdyż w przeciwnym razie niemożliwe jest zmechanizowanie tych grup czynności. A więc z uwagi na specyfikę robót ziemnych szerokość odcinka dla tych robót powinna być nie mniejsza od 15—20 m, przy tym pożądane jest, aby szerokość ta była wielokrotnością szerokości odcinka robót betonowych. Szerokość odcinka przy przygotowywaniu podłoża może być mniejsza od szerokości odcinka dla robót ziemnych, lecz też powinna odpowiadać warunkowi wielokrotności szerokości odcinka robót betonowych. Na rysunku 165 podany jest orientacyjny plan podziału nawierzchni na odcinki przy szerokości płyt równej b , szerokości odcinka podłoża równej $2b$ i szerokości odcinka robót ziemnych równej $4b$. Podłużna metoda układania ma zastosowanie zarówno przy układaniu maszynowym, jak i nie-mechanizowanym. Przy układaniu maszynowym jest ona najracjonalniejsza, gdyż umożliwia najlepsze wykorzystanie maszyn drogowych. Jednocześnie uzyskuje się możliwość wykorzystania ułożonych już rzędów płyt nawierzchni do dowożenia po nich mieszanki betonowej dla wykonania przyległych pasów.

Wykańczarka rozpoczyna pracę na pierwszym rzędzie płyt od wyższego brzegu nawierzchni (rys. 164-a), posuwając się po szynach ułożonych na szalunkach. Po wykonaniu pierwszego pasa wykańczarkę za pomocą własnych urządzeń do transportowania lub ciągnika i płozów przewozi się do miejsca, skąd zaczęło się betonowanie. Dla pracy na drugim przyległym pasie, przy betonowaniu kolejnym, zamienia się koła z tej strony wykańczarki, którą posuwa się ona po ułożonym betonie, na gładkie; druga strona posuwa się po szynie.

Przy tej metodzie zupełnie wyraźnie następuje podział czynności na szerokości DS (na jednym odcinku tylko układanie betonu, na drugim — tylko przygotowanie podłoża, na trzecim — tylko roboty ziemne), przez co osiąga się harmonijny i celowy ruch maszyn oraz sprawną organizację robót. Poza tym stwarza się warunki dla nieograniczonego rozwoju stachanowskich metod pracy, powiększenia wydajności, stanowiącego jedną z najważniejszych cech potokowej metody robót.

Należy zaznaczyć, że metoda ta umożliwiła w razie konieczności użytkowanie nawierzchni nawet niecałkowicie zakończonej, o ile szerokość wykonanej już części odpowiada wymaganemu minimum.

Metoda podłużna ma również zastosowanie przy budowie nawierzchni o niejednakowej wytrzymałości, a więc gdy grubość płyt na poszczególnych odcinkach w przekroju poprzecznym nawierzchni jest różna.

Do transportu betonu przy tej metodzie mogą być użyte wywrotki samochodowe zarówno z bocznym, jak i z tylnym wyładunkiem. Odprowadzenie wód powierzchniowych przy metodzie podłużnej, o ile betonowanie postępuje w sposób ciągły, nie następuje trudności. Należy tylko w tym celu rozpocząć betonowanie od wyższego brzegu nawierzchni.

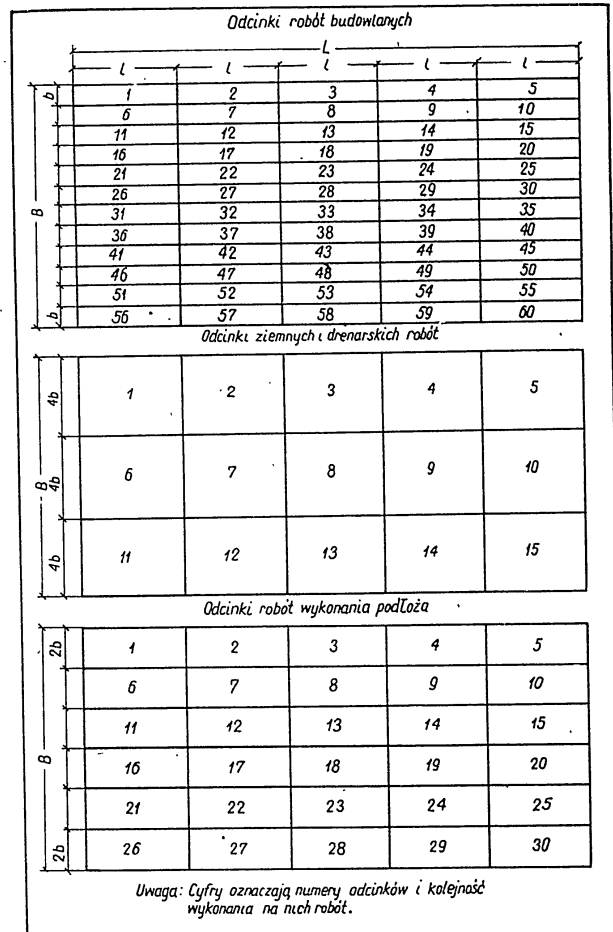
Metoda podłużna może być stosowana we wszystkich przypadkach nie wymagających wykonania drenażu pod pasem, a nawet w razie konieczności wykonania takowego może on być wykonywany poszczególnymi sekcjami w miarę postępu robót ziemnych w korycie. Tylko przy dużych ilościach robót ziemnych w korycie, szczególnie przy przemieszczaniu gruntu w kierunku poprzecznym, zastosowanie tej metody jest utrudnione.

Roboty przy układaniu betonu przy metodzie podłużnej mogą być rozpoczęte tylko po ukończeniu całości robót ziemnych dla pierwszego pasa na całej długości koryta nawierzchni, jak to jest pokazane na rysunku 166, na którym przedstawiona jest część planu organizacji potoku dla warunków schematu z rysunku 165.

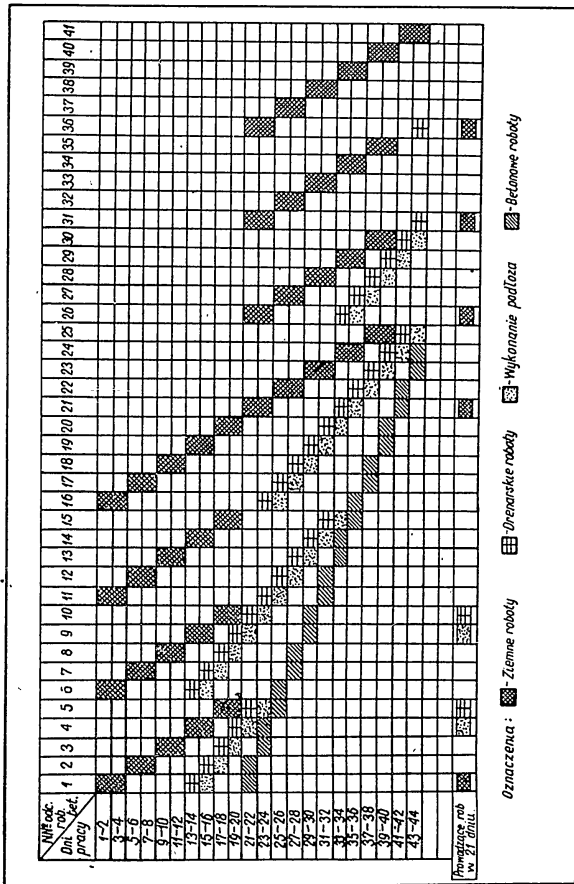
Istotą metody podłużno-odcinkowej stanowi betonowanie nawierzchni podłużnymi pasami na odcinkach o ograniczonej długości (rys. 167-a). Na każdym odcinku betonowanie prowadzi się aż do zakończenia nawierzchni na całej szerokości. Betonowanie prowadzi się równoległymi pasami, na odcinku o określonej długości układa się z początku pasy skrajne i kilka środkowych, tzw. „pasów kierunkowych”, z których, po uzyskaniu przez nich odpowiedniej wytrzymałości, prowadzi się układanie betonu następnymi pasami aż do poszerzenia nawierzchni do zadanych wymiarów.

Pasy kierunkowe betonuje się przez dowiezienie betonu po podłożu, a rzędy wypełniające — wykorzystując do dowieżenia betonu pasy kierunkowe.

Szerokość odcinka betonowania przyjmuje się równą szerokości nawierzchni (lub jako odmianna tej metody — połowie szerokości); o tej samej szerokości przyjmuje się odcinki dla przygotowania podłoża i dla ro-



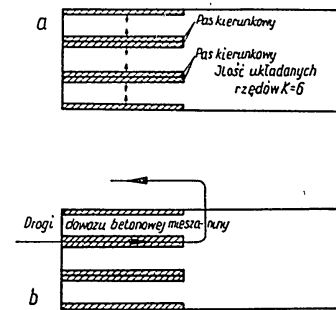
Rys. 165. Podział nawierzchni na odcinki w zależności od rodzaju robót



Rys. 166. Plan organizacji budowy betonowej nawierzchni sposobem polokowym

bót ziemnych. Długość odcinka ustala się uwzględniając niezbędny okres czasu dla dojrzewania betonu w pasach kierunkowych, aby umożliwić dowiezienie betonu po gotowej części nawierzchni.

Przy szerokości każdego rzędu płyt równej b , okresie czasu dojrzewania betonu, po upływie którego można dowieźć mieszankę po ułożonej czę-



Rys. 167. Podłużno-odcinkowa metoda betonowania

ści nawierzchni, równym t (w zmianach), zmiennej wydajności układania Q (m^3), ilości rzędów płyt, jednocześnie układanych na szerokości nawierzchni (ilość frontów układania), równej k , długość odcinka wynosi:

$$l = \frac{Q \cdot t}{k \cdot b}$$

Ilość rzędów k składa się z rzędów układanych z poboczy k_{pob} (jeden lub dwa rzędy) i rzędów układanych jako pasy kierunkowe k_1 :

$$k = k_{pob} + k_1$$

Ponieważ w każdym pasie kierunkowym dla umożliwienia dowieżenia po nim betonu powinno być kilka (n) rzędów płyt, a co najmniej dwa (przy płytach o niewielkiej szerokości), to ilość rzędów w kierunkowych pasach równa się :

$$k_1 = nk_k \quad i \quad k = k_{pob} + nk_k$$

a wtedy:

$$l = \frac{Q \cdot t}{(k_{pob} + nk_k)b} \quad (39)$$

Pasy kierunkowe układa się przy dowieżeniu betonu po podłożu, dlatego też przy podłożach piaszczystych i innych mało zwięzłych, które przy ruchu samochodów łatwo ulegają uszkodzeniom, ilość pasów kierunkowych nie powinna być wielka. Z równania (39) wynika, że przy powiększeniu ilości pasów kierunkowych zmniejsza się długość odcinka; jednak

najbardziej intensywne zmniejszanie długości odcinka zachodzi tylko przy niewielkich wartościach k_k , około 2—3; przy dalszym kolejnym powiększeniu liczby pasów kierunkowych zmniejszenie długości odcinka staje się mniej odczuwalne. Jednocześnie powiększa się znacznie wykorzystanie podłoża.

Z tych względów celowe jest przy tej metodzie przyjmować ilość pasów kierunkowych k_k równą 2—3 i co z tego wynika, prowadzić układanie przy ilości rzędów k , równej:

$$k = k_{\text{pob}} + nk_k = (1 \div 2) + n(2 \div 3) = 5 \div 8.$$

Jak wynika z powyższego, przy organizowaniu robót metodą podłużno-odcinkową między ilością rzędów (frontów) układania a długością odcinka powinny być zachowane określone stosunki optymalne. Stosunkami optymalnymi będą betonowanie frontem 6—8 rzędów płyt i długość odcinków w granicach 1/10—1/8 długości nawierzchni. Warunki te mogą być stosunkowo łatwo dotrzymane przy możliwości dowieżenia betonu po gotowej nawierzchni po upływie nie więcej niż 3 dni (6 zmian) od jej ułożenia. Przy konieczności zwiększenia okresu dojrzewania ponad 3 doby wymagane jest odpowiednio powiększenie długości odcinków (oraz skrócenie odpowiednio $\frac{T_{\text{bet}}}{T_{\text{dur}}}$) lub powiększenie ilości rzędów układania (i wykorzystania podłoża).

Przy tej metodzie wykonywania do transportu betonu mogą być użyte tylko wywrotki samochodowe z bocznym wysypem lub wywrotki wąskotorowe z lokomotywkami, ponieważ mała szerokość pasów kierunkowych uniemożliwia skręty samochodów z tylnym wysypem.

Oprócz tego w początkowych okresach betonowania na każdym odcinku samochody muszą zjeżdżać z nawierzchni na podłoże, aby móc powrócić do wytwórni betonu (rys. 167-b).

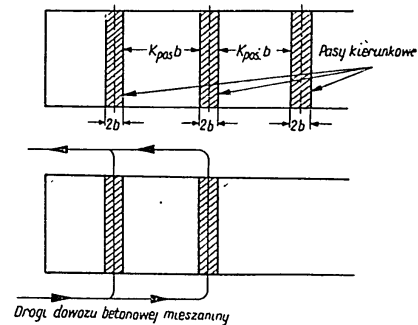
Metodę powyższą stosuje się przeważnie do ręcznego układania. Przy maszynowym sposobie układania nieuniknione jest obniżenie wydajności maszyn. Ilość przestawień maszyn przy długości drogi startowej L , długości odcinka l , szerokości nawierzchni B i szerokości rzędu b równa się $\frac{B \cdot L}{b \cdot l}$, a przy metodzie podłużnej ilość przestawień maszyny z jednego rzędu na drugi wynosi $\frac{B}{b}$ tzn. 8—10-krotnie mniej.

W praktyce jednak nawet przy układaniu maszynowym zachodzi często potrzeba zorganizowania robót wg metody podłużno-odcinkowej, na przykład przy niemożności przygotowania koryta na całej długości nawierzchni ze względu na duże ilości robót ziemnych. W tych przypadkach należy prowadzić roboty wg powyższej metody, lecz dla lepszego wykorzystania maszyn należy przyjmować długość odcinków możliwie największą.

Przy metodzie poprzecznej beton układa się pasami w poprzek nawierzchni (rys. 168-a). Jak przy metodzie poprzedniej na początku betonowania układa się w kierunku poprzecznym do nawierzchni pasy kierunkowe składające się z kilku, co najmniej dwu rzędów płyt. Po osiągnięciu przez beton w pasach kierunkowych dostatecznej wytrzymałości wykonuje się dalsze układanie betonu, wykorzystując pasy kierunkowe dla dowozu mieszanki.

Dla uzyskania odpowiednio dużego frontu robót ilość pasów kierunkowych powinna być znaczna. Jeżeli więc zmianowa wydajność układania wynosi Q m², okres dojrzewania betonu t zmian, szerokość nawierzchni B , szerokość rzędu płyt b , to ilość pasów kierunkowych (przy układaniu z każdego pasa kierunkowego dwu rzędów płyt) będzie wynosiła:

$$k_k = \frac{Q \cdot t}{2 \cdot b \cdot B}. \quad (40)$$



Rys. 168. Poprzeczna metoda betonowania

Długość odcinka zależy od ilości pasów kierunkowych oraz od ilości rzędów pośrednich między każdą parą pasów kierunkowych.

Na każdy pas kierunkowy, składający się z n rzędów płyt o szerokości b , przypada określona ilość rzędów k pośrednich między pasami kierunkowymi, układanych z nawierzchni betonowej pasów kierunkowych. Dlatego:

$$l = k_k (n + k_{\text{pos}}) b = \frac{Q \cdot t}{B} \cdot \frac{(n + k_{\text{pos}})}{2} \quad (41)$$

Im więcej rzędów układa się z podłoża, tzn. im więcej przyjmuje się pasów kierunkowych, tym mniejsza może być długość odcinka. Jak i przy metodzie podłużno-odcinkowej istnieją określone stosunki optymalne między l i k_{pos} .

Ze względu na możliwie jak najmniejsze wykorzystywanie podłoża ilość rzędów pośrednich należy przyjmować nie mniejszą od 6—8. Przy mniejszej ilości rzędów pośrednich znacznie wzrasta konieczność korzystania z podłoża, a przy większej ilości rzędów pośrednich znacznie wzrasta długość odcinka.

Metoda ta ma zastosowanie tylko przy układaniu nie zmechanizowanym. Układanie jest możliwe tylko za pomocą wywrotek samochodowych z bocznym wysypem lub wywrotek wąskotorowych. Drogi dla dowożą-

cych beton pojazdów są dostatecznie wygodne (rys. 168-b), co stanowi główną zaletę tej metody, szczególnie przy stosunkowo szerokich pasach.

Ilość i skład brygad roboczych dla każdego procesu potoku przy wszystkich omówionych metodach organizacji, jak również zaopatrzenie w sprzęt brygad oblicza się w zależności od ilości robót na odcinkach, form czasowych i wydajności okresu czasu trwania robót, ustalonych wg planu potoku.

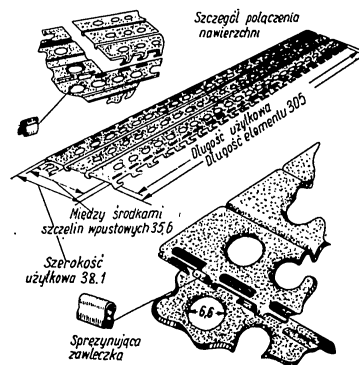
Następnie w oparciu o plan potoku (wg typu z rys. 166) opracowuje się harmonogram budowy nawierzchni, w którym podaje się ilość robót, ogólne i dzienne zapotrzebowanie siły roboczej i sprzętu oraz terminy kalen-darzowe wykonania poszczególnych rodzajów robót.

Rozdział XX NAWIERZCHNIE ROZBIERALNE

NAWIERZCHNIE METALOWE

Najbardziej typowym rodzajem nawierzchni metalowych są nawierzchnie ze stalowych płyt perforowanych.

Płyty mają grubość 3—3,5 mm. Użytkowe wymiary płyt: długość 305 cm, szerokość 38 cm, powierzchnia płyty 1,16 m², wymiary obrysu 305 x 42 x 2 cm. Ciężar jednej płyty 29,5—32 kg lub na 1 m² — 25,4—27,5 kg.



Rys. 169. Ogólny widok perforowanej płyty

W celu zmniejszenia ciężaru i dla należytego maskowania płyty wykonane są jako perforowane, tzn. posiadają trzy rzędy otworów o średnicy 66 mm. Sztywność płyty zapewniają dwa podłużne żeberka; płyta jest obustronnie barwiona na zielono. Dla umożliwienia powiązania płyt istnieją

półplyty różniące się od całych płyt tylko wymiarem długości. Użytkowe wymiary półplyty: długość 153 cm, szerokość 38 cm. Ciężar jednej półplyty — 14,75 kg.

Płyty łączone są ze sobą za pomocą typowego połączenia składającego się z haków i wpustów, rozmieszczonych wzdłuż obu krawędzi każdej płyty, z wbiem sprężynowych zawleczek po trzy sztuki na każdą podłużną krawędź płyty (rys. 169).

Dzięki niewielkiemu ciężarowi płyt można je łatwo składać i rozbiierać oraz bez trudu układać w wiązki i pakiety, co powoduje znaczne ułatwienie przy ich przewozie. Prostota układania i składania płyt powoduje możliwość wykonywania robót budowy nawierzchni w ciągu całej doby przy użyciu najprostszyczych narzędzi i bez konieczności zatrudnienia wysoko kwalifikowanych pracowników.

Zakres robót przy budowie nawierzchni zawiera następujące czynności:

- roboty przygotowawcze;
- wykonanie podłoża;
- transport i składowanie płyt;
- układanie nawierzchni.

Przy przeniesieniu nawierzchni z jednego lotniska na drugie niezbędne jest oprócz tego rozbiieranie płyt.

Najbardziej pracochłonną robotą, szczególnie przy uproszczonych podłożach, jest transport płyt i związane z nim naładowywanie i wyładowywanie, organizacji którego należy poświęcić specjalną uwagę. Sprawny i należyty przeprowadzony transport decyduje o postępie budowy.

Roboty przygotowawcze

Jednym z pierwszych zadań przy urządzeniu placu budowy jest wybranie stacji kolejowych, na których odbywać się będzie wyładunek materiałów. W tym celu należy brać pod uwagę odległość stacji od lotniska, stan dróg łączących te punkty i konieczność posiadania dostatecznego frontu wyładunkowego (nie mniejszego niż na 10 wagonów). Wybrana stacja kolejowa, zwłaszcza jeśli nie posiada odpowiednich urządzeń wyładunkowych, powinna być wyposażona w rampy i pochylnie dla ułatwienia wyładunku materiałów z platform kolejowych.

Do robót przygotowawczych należy naprawa dróg łączących stację kolejową z placem budowy, przewiezienie materiałów dla wykonania podłoża nawierzchni, oczyszczenie terenu i wytyczenie granic nawierzchni na miejscu robót za pomocą instrumentów. Wszystkie te prace niczym się nie odróżniają i wykonywane są zwykłymi sposobami. Umocowanie wytyczonych w terenie granic nawierzchni wykonuje się w sposób uproszczony: jedną krawędź DS i poprzeczną oś oznacza się kółkami wbitymi co 5 m; drugą krawędź DS i podłużną oś oznacza się kółkami co 50 m. Analogicznie postępuje się w stosunku do krawędzi DM, natomiast osi DM to nie dotyczy.

Przygotowanie podłoża

Celem uzyskania należytego podłoża ziemnego dokonuje się plantowania i zagęszczania gruntu i gdy to jest przewidziane w projekcie, przeprowadza się roboty odwadniające. Następnie przystępuje się do wykonania właściwego sztucznego podłoża.

We wszystkich przypadkach, gdy to jest możliwe, i w szczególności, gdy nawierzchnia przeznaczona jest do użytkowania przez samoloty o znacznym ciężarze — 15 ton i więcej — niezbędne jest wykonanie kapitalnych podłoży — tłuczniowych zwykłych lub tłuczniowych i żwirowych z zastosowaniem lepiszczy wodnych lub organicznych materiałów wiążących. Podłoża takie wykonuje się przy użyciu sposobów opisanych w rozdziałach XIII i XIV. W ostateczności, w razie niemożności budowy kapitalnych podłoży, wykorzystuje się naturalne gruntowe podłoża, wzmocnione przez wprowadzenie organicznych materiałów wiążących lub cementu w celu uzyskania podłoża o dostatecznej wytrzymałości i stateczności.

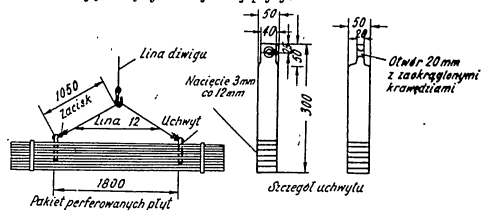
Szczególną uwagę przy wykonaniu podłoża należy zwrócić na należyte jego zagęszczenie i dokładne wyrównanie. Zagęszczenia tłuczniowych i żwirowych podłoży dokonuje się aż do przekształcenia się ich w monolit, stabilizowanych gruntów — do osiągnięcia związku bliżej maksymalnej (określonej metodą normalnego zagęszczania).

Plantowanie podłoża wykonuje się w siatce 5 x 5 m; równość powierzchni podłoża sprawdza się 3-metrową łatą; szczelina między podłożem a łatą nie powinna być większa od 10 mm.

Przygotowanie podłoża rozpoczyna się od poprzecznej osi DS w obie strony, z tym aby w chwili przystąpienia do układania metalowych płyt było przygotowane co najmniej 400 mb podłoża. Wymaganie to uzasadnione jest tym, iż zwykle układanie płyt postępuje znacznie szybciej niż przygotowywanie dla nich podłoża. Analogicznie do powyższego postępuje przygotowanie podłoża dla DM.

Wyładunek, naładunek, przewóz i składowanie elementów metalowej nawierzchni

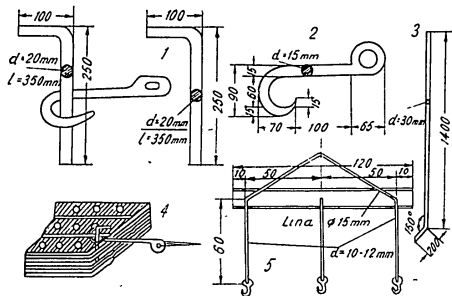
Płyty przewożone są zwykle w pakietach składających się z 30 płyt. Zawlecзки z zasady mieszczą się w oddzielnym opakowaniu. Pakiet składa się z 6 wiązek po 5 płyt. Płyty w wiązkach związane są cienkim drutem, wiązki w pakiecie mocno ściśnięte są pakietowym żelazem. Ciężar jednego pakietu wynosi około 900 kg. Mogą być stosowane również wiązki po 3—5 płyt lub składające się tylko z jednej płyty.



Rys. 170. Poprzecznicą do podnoszenia pakietów płyt

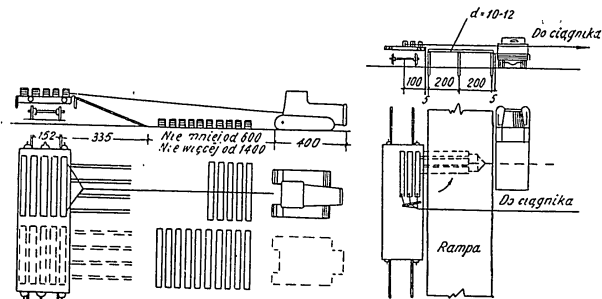
Płyty wyładowuje się z wagonów za pomocą samochodowych lub gąsieniowych dźwigów o nośności 1,5 tony. Przy zastosowaniu specjalnej poprzeczniczy (rys. 170) wydajność 1,5-tonowego dźwigu dosięga 25 pakietów

na godzinę. W razie braku dźwigów można wyladowywać płyty z odkrytych platform za pomocą ciągnika. Do ciągnika przymocowuje się poprzecznice z dwoma hakami, a do skrajnych otworów pakietu wkłada się sworznie (rys. 171). Haki zaczepiają się o sworznie i pakiet płyt ściągany zostaje



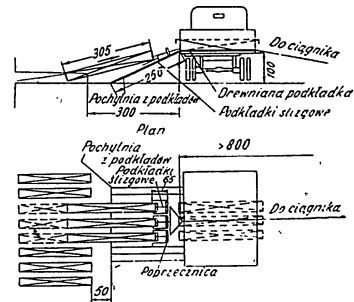
Rys. 171. Wyposażenie dla wykonywania naładunków i wyladunków płyt.
1 — sworznie, 2 — hak, 3 — żelazny drąg, do podważania pakietów płyt.
4 — pakiet płyt, 5 — poprzecznicza

z platformy na ziemię po pochylonych prowadnicach lub pochylni (rys. 172). Przy posiadaniu rampy wyladunek połączony jest jednocześnie z naładunkiem na samochody (rys. 173); za pomocą poprzeczniczy o trzech hakach jednorazowo wyladowuje się trzy pakiety.



Rys. 172. Wyladunek płyt do pochylni za pomocą ciągnika
Rys. 173. Połączenie wyladunku z jednoczesnym naładunkiem na samochody

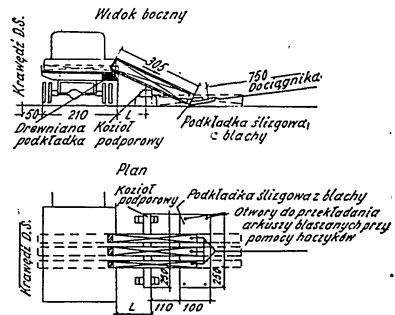
Wyladowane z kolejowych platform pakiety składowane są w stosach. Naładunku pakietów ze stosów na samochody dokonuje się za pomocą dźwigu lub w razie jego braku za pomocą ciągnika (rys. 174). Ciągnik wciąga po pochylni z podkładów jednorazowo trzy pakiety.



Rys. 174. Naładunek płyt na samochód za pomocą ciągnika

Do samochodów ZIS-5, w zależności od stanu dróg, ładuje się od 3 do 4 pakietów płyt, tj. 90—120 płyt.

Wyladunek pakietów z samochodów na placu budowy odbywa się za pomocą dźwigu lub w razie ich braku — ciągników i przenośnego kozła podporowego (rys. 175). Ciągnik za pomocą kozła ściąga jednorazowo 3 pa-



Rys. 175. Wyladunek płyt z samochodu za pomocą ciągnika

kiety płyt. Przy wylądunku płyt z platform kolejowych oraz przy naładunku i wylądunku z samochodów pracują brygady wylądunkowe w składzie 5 ludzi.

Płyty dla DS składane są z obu stron trasy nawierzchni, a dla DM i MP — z jednej strony. Dla uniknięcia uszkodzenia podłoża stosy płyt ukladają się nie bliżej niż 1,0–1,5 m od jego krawędzi.

Gdy wiązki płyt wylądowuje się na słabym gruncie, należy pod stosy ukladac drewniane podkładki. Jest to szczególnie konieczne przy ewentualnych przymrozkach, aby zapobiec przymarzaniu płyt do gruntu.

Odległość pomiędzy stosami przyjmuje się równą:

$$l = 0,38 \frac{n \cdot a}{b} \quad (42)$$

gdzie l — odległość pomiędzy osiami stosów w mb;

n — ilość płyt w stosie równa lub stanowiąca wielokrotność nośności środków transportowych;

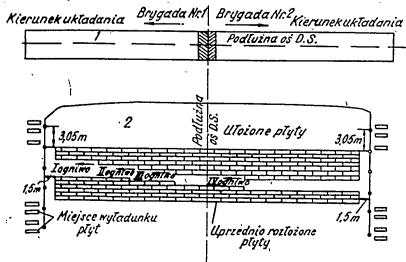
a — współczynnik; przy dwustronnym rozmieszczeniu stosów $a = 2$, przy jednostronnym $a = 1$;

b — ilość płyt w rzędzie, licząc wzdłuż szerokości nawierzchni.

W stosach półpłyty ukladane są oddzielnie od całkowitych; ilość półpłyty w stosie przyjmuje się równą ilości poprzecznych rzędów między osiami stosów.

Układanie nawierzchni

Układanie DS z płyt rozpoczyna się od jej poprzecznej osi. Pierwszy rząd ukladają według sznura ustalającego poprzeczna oś DS i naciągniętego w kierunku wyznaczonym teodolitem, dokładnie prostopadle do podłużnej osi. Układanie następnych rzędów dokonuje się w obie strony od pierwszego ułożonego rzędu w kierunku końców DS, jak wskazano na rysunku 176. Przy dostatecznej długości przygotowanego podłoża i wystarczającej ilości dowiezionych na budowę płyt można rozpocząć ukladanie



Rys. 176. Organizacja układania nawierzchni z perforowanych płyt

nie jednocześnie od dwóch poprzeczników i prowadzi je w przeciwnych kierunkach. Aby zapewnić prawidłowe zejście się styków płyt na połączeniu przeciwnych kierunków układania, odległość między poprzecznikami przyjmuje się jako wielokrotność szerokości płyty (38 cm).

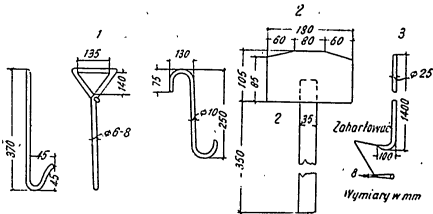
Niewielki luz między stykami na połączeniu usuwa się drogą „rozciągania” lub „kureczenia” płyt, które wykonuje się kosztem istniejących luzów między wpustami i hakami.

Prawidłowość ułożenia każdego rzędu płyt sprawdza się według sznura naciągniętego wzdłuż krawędzi DS. Odchylenie krawędzi ułożonych płyt od sznura nie powinno przekraczać 5 cm na 100 m DS.

Przy większym odchyleniu konieczne jest natychmiastowe przerwanie pracy układania i wyprostowanie przez podciągnięcie w potrzebnym kierunku ułożonych już rzędów DS. Podciągnięcia dokonuje się za pomocą ciągnika lub ręcznie żelaznymi dragami.

Na każdym kierunku układania pracuje jeden zespół składający się z robotników wyspecjalizowanych w naprawie płyt, tragarzy, układaczy i łączących płyty, podzielonych na sekcje. Typowy zespół składa się z 9 ludzi: 1 do naprawy, 4 tragarzy, 3 układaczy i 1 do łączenia. Obowiązki robotników wewnątrz zespołu są następujące. Naprawiacz pracuje przy stosach płyt, zdejmując umocowania z pakietów i wiązek płyt i usuwa drobne uszkodzenia płyt.

Tragarze pracują parami donosząc płyty za pomocą specjalnych haków (rys. 177) ze stosów do miejsca ich układania; przy układaniu płyt haki



Rys. 177. Narzędzia do układania nawierzchni: 1 — haki do noszenia płyt, 2 — młotek dębowy, 3 — hak do wbijania zawleczek

dwóch przyległych rzędów powinny być skierowane w przeciwnych kierunkach, jak wskazano na rysunku 178. Wstępne rozłożenie wykonuje się bez pozostawiania luzów między płytami, w odległości nie większej od 0,5–1,5 m od gotowej nawierzchni.

Układacze wykonują układanie nawierzchni; dwóch układaczy bierze płytę za końce, podnosi ją pod kątem 30–45° i opuszcza łączące haki w odpowiednie wpusty sąsiedniego rzędu. Trzeci układacz pomaga przesunąć opuszczoną we wpusty płytę w kierunku łączących haków ułożonego rzędu, oszczędzając miejsce we wpustach dla założenia zawleczek.

Wykonujący łączenie zamocowuje każdą płytę trzema zawleczkami (rys. 179), posuwając się bezpośrednio w ślad za układaczami. Zawleczki wbija się jednym uderzeniem drewnianego młotka.

kiety płyt. Przy wyładunku płyt z platform kolejowych oraz przy naładunku i wyładunku z samochodów pracują brygady wyładunkowe w składzie 5 ludzi.

Płyty dla DS składane są z obu stron trasy nawierzchni, a dla DM i MP — z jednej strony. Dla uniknięcia uszkodzenia podłoża stopy płyt układa się nie bliżej niż 1,0—1,5 m od jego krawędzi.

Gdy wiązki płyt wyładunku się na słabym gruncie, należy pod stopy układać drewniane podkładki. Jest to szczególnie konieczne przy ewentualnych przymrozkach, aby zapobiec przymarzaniu płyt do gruntu.

Odległość między stosami przyjmuje się równą:

$$l = 0,38 \frac{n \cdot a}{b} \quad (42)$$

gdzie l — odległość pomiędzy osiami stosów w mb.;

n — ilość płyt w stosie równa lub stanowiąca wielokrotność nośności środków transportowych;

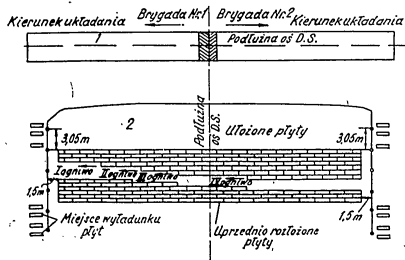
a — współczynnik; przy dwustronnym rozmieszczeniu stosów $a = 2$, przy jednostronnym $a = 1$;

b — ilość płyt w rzędzie, licząc wzdłuż szerokości nawierzchni.

W stosach półpłyty układane są oddzielnie od całkowitych; ilość półpłyt w stosie przyjmuje się równą ilości poprzecznych rzędów między osiami stosów.

Układanie nawierzchni

Układanie DS z płyt rozpoczyna się od jej poprzecznej osi. Pierwszy rząd układa się według sznura ustalającego poprzeczność osi DS i naciągniętego w kierunku wyznaczonym teodolitem, dokładnie prostopadle do podłużnej osi. Układanie następnych rzędów dokonuje się w obie strony od pierwszego ułożonego rzędu w kierunku końców DS, jak wskazano na rysunku 176. Przy dostatecznej długości przygotowanego podłoża i wystarczającej ilości dowiozionych na budowę płyt można rozpocząć układa-



Rys. 176. Organizacja układania nawierzchni z perforowanych płyt

nie jednocześnie od dwóch poprzeczników i prowadzić je w przeciwnych kierunkach. Aby zapewnić prawidłowe zejście się styków płyt na połączeniu przeciwnych kierunków układania, odległość między poprzecznikami przyjmuje się jako wielokrotność szerokości płyty (38 cm).

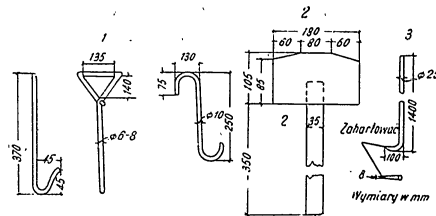
Niewielki luz między stykami na połączeniu usuwa się drogą „rozciągania” lub „kurczenia” płyt, które wykonuje się kosztem istniejących luzów między wpustami i hakami.

Prawidłowość ułożenia każdego rzędu płyt sprawdza się według sznura naciągniętego wzdłuż krawędzi DS. Odchylenie krawędzi ułożonych płyt od sznura nie powinno przekraczać 5 cm na 100 m DS.

Przy większym odchyleniu konieczne jest natychmiastowe przerwanie pracy układania i wyprostowanie przez podciągnięcie w potrzebnym kierunku ułożonych już rzędów DS. Podciągnięcia dokonuje się za pomocą ciągnika lub ręcznie żelaznymi drągami.

Na każdym kierunku układania pracuje jeden zespół składający się z robotników wyspecjalizowanych w naprawie płyt, tragarzy, układaczy i łączących płyty, podzielonych na sekcje. Typowy zespół składa się z 9 ludzi: 1 do naprawy, 4 tragarzy, 3 układaczy i 1 do łączenia. Obowiązki robotników wewnątrz zespołu są następujące. Naprawiacz pracuje przy stosach płyt, zdejmując umocowania z pakietów i wiązek płyt i usuwa drobne uszkodzenia płyt.

Tragarze pracują parami donosząc płyty za pomocą specjalnych haków (rys. 177) ze stosów do miejsca ich układania; przy układaniu płyt haki



Rys. 177. Narzędzia do składania nawierzchni:

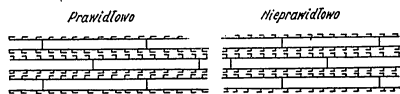
1 — haki do noszenia płyt, 2 — młotek dębowy, 3 — hak do wbijania zawleczek

dwóch przyległych rzędów powinny być skierowane w przeciwnych kierunkach, jak wskazano na rysunku 178. Wstępne rozłożenie wykonuje się bez pozostawiania luzów między płytami, w odległości nie większej od 0,5—1,5 m od gotowej nawierzchni.

Układacze wykonują składanie nawierzchni; dwóch układaczy bierze płyty za końce, podnosi ją pod kątem 30—45° i opuszcza łączące haki w odpowiednio wpuści sąsiedniego rzędu. Trzeci układacz pomaga przesunąć opuszczoną we wpuści płytę w kierunku łączących haków układanego rzędu, oswabdzając miejsce we wpustach dla założenia zawleczek.

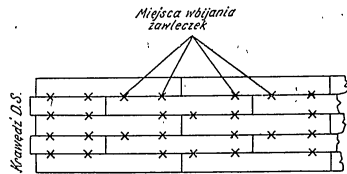
Wykonujący łączenie zamocowuje każdą płytę trzema zawleczkami (rys. 179), posuwając się bezpośrednio w ślad za układaczami. Zawleczki wbija się jednym uderzeniem drewnianego młotka.

Na budowę nadchodzi zwykle po 6—8 sztuk zawleczek na jedną płytę, gdy do składania potrzebne są 3 sztuki. Dla długotrwałego i intensywnego użytkowania nawierzchni zaleca się mocować każdą płytę czterema zawleczkami. Resztę zawleczek przechowuje się na lotnisku (dla napraw) i na składach bazy (w razie przewiezienia nawierzchni na inne miejsce). Zespoły układaczy pracują schodkowo w sąsiadujących rzędach. Ilość zespołów ustala się licząc jeden zespół na 5—8 m szerokości.



Rys. 178. Rozłożenie płyt na miejsca ich ułożenia

Każdy zespół układaczy wyposażony jest w następujące typowe narzędzia do układania (rys. 177): 5 haków do noszenia płyt, 2 żelazne drągi, 2 młotki drewniane, 1 młot do naprawy płyt, 1 najprostsze kowadło (do cięcia szyn) na dwa zespoły, 2 siekiery stalowe, 1 skrzynka lub torba do noszenia zawleczek, 1 hak do wbijania zawleczek.

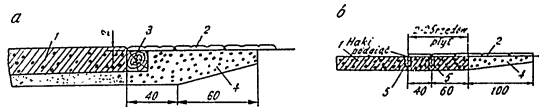


Rys. 179. Wzmocnienie połączeń płyt za pomocą zawleczek

Przy składaniu DM można w dużym stopniu stosować przeciwnie kierunku układania. Umocowanie styku na zakład wykonuje się szczególnie dokładnie przez przymocowanie do siebie górnej i dolnej płyty za pomocą 4—5 zwojów z miękkiego (odhartowanego), 3-milimetrowego drutu, co 40—50 cm długości styku. Ostre końce drutu podgina się pod płytę, aby nie uszkodzić ogumienia koł samolotów. Połączenie na zakład wykonuje się z ominięciem 1,5—2 rzędów płyt (0,57—0,76 m) i z podgięciem haków w górnej stykowej płycie przy stykach na DS; styki płyt na DM wykonuje się bez podginania haków.

Połączenia metalowych nawierzchni ze stalowymi nawierzchniami, na przykład betonowymi, bywają dwóch typów: uproszczone (rys. 180) i kapitalne. W uproszczonym połączeniu skrajny rząd płyt przylegający do betonu przymocowuje się do drewnianego krawędziaka za pomocą cienkich, wygiętych haków ząbkowanych. Dla kapitalnego połączenia z betonem uprzednio wyrąbują się gniazda, w które zakłada się miękki, 3-milimetro-

wy drut, z zalaniem następnie otworu betonem. Gniazda rozmieszczone są w dwóch rzędach w układzie szachowym; odległość między rzędami — 40 cm, a między gniazdami w rzędzie 60—80 cm. Końce drutu wystające na 25—35 cm z betonu i skręcone w zwoje wpuszczone są do otworów w płytach, pewnie zespalając je z nawierzchnią betonową.



Rys. 180. Konstrukcja styku stalowej nawierzchni z betonową nawierzchnią: a — uproszczona, b — kapitalna, 1 — betonowa nawierzchnia, 2 — stalowa nawierzchnia, 3 — krawędziak, 4 — szalenie dobrze zagęszczone podłoże, 5 — gniazda dla umocowania drutów

Przenoszenie metalowych nawierzchni

Przenoszenie nawierzchni polega na:

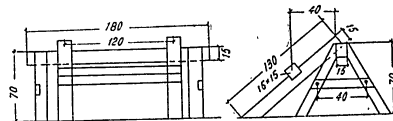
- a) rozbiórce nawierzchni;
- b) przewiezieniu jej;
- c) ułożeniu nawierzchni na innym lotnisku.

Rozbiórkę nawierzchni wykonują ośmioosobowe brygady podzielone na 3 zespoły. Pierwszy trzyosobowy zespół zajmuje się wycięciem i zbraniem zawleczek. Drugi trzyosobowy zespół rozbiiera nawierzchnię. Trzeci dwuosobowy odnosi płyty i układa je w stopy. Do naładunku płyt na środki transportowe za pomocą dźwigów lub ciągników niezbędny jest czwarty dwuosobowy zespół, który również układa płyty w wiązki i pakiety.

Ilość brygad przy rozbiórce ustala się w zależności od żądanego czasu trwania przenosin nawierzchni z założeniem średniej wydajności około 800—1 000 m² płyt na brygadę w ciągu jednej zmiany.

Rozbiórka płyt rozpoczyna się od skraju nawierzchni i wykonywana jest w następującym porządku. Po wyrwaniu zawleczek usuwaną płytę za pomocą żelaznego drąga odsuwa się w wolną od płyt stronę w stopniu, w jakim zezwoli na to otwory we wpuszc. Następnie płytę przesuwa się w odwrotną stronę, górną płytę sąsiedniego rzędu podtrzymującą usuwaną płytę podnosi się i płyta zostaje usunięta. Po rozbiórce całego rzędu płyt dokonanie rozbiórki następnych rzędów jest znacznie ułatwione, gdyż nie wymaga przesuwania płyt w odwrotnym kierunku.

Przy rozbiórce nawierzchni około 10% płyt wymaga drobnej reperatury, a dla 2—5% płyt niezbędna jest naprawa. Do naprawy płyt, a w szczególności do ich prostowania, organizuje się specjalne brygady składające się

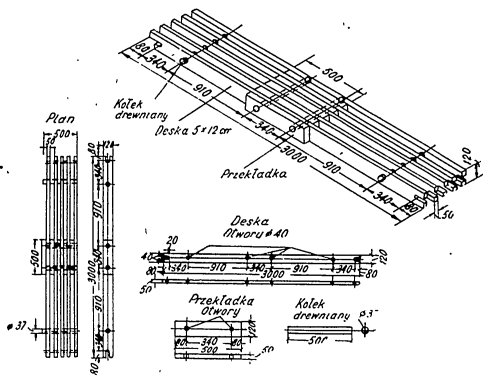


Rys. 181. Warsztat do prostowania płyt

Nierozbieralne nawierzchnie wykonuje się jako kratowo-deskowe lub jako płytę z balików; rozbieralną nawierzchnię robi się z płyt deskowych. Drewniana nawierzchnia kratowo-deskowa wykonywana jest z desek o szerokości 120 do 150 mm, grubości 50 mm i długości 6 500 mm, układanych na kant (rys. 183).

Poszczególne deski łączone są za pomocą stykowych i międzystykowych przekładek drewnianych oraz gwoździ o długości 125—150 mm; deski stykają się bezpośrednio bez jakichkolwiek wrębów, szczeliny między deskami zasypuje się piaskiem.

Nawierzchnia w postaci drewnianej płyty (rys. 184) składa się z balików 50 x 80 x 6 500 mm, układanych miankowo co 1/4 ich długości; pomiędzy sobą baliki łączone są na gwoździe o długości 90—100 mm, wbijane w każdą warstwę w szachownicę.



Rys. 185. Rozbieralna nawierzchnia drewniana

Rozbieralne nawierzchnie (rys. 185) składają się z oddzielnych, jednolitych płyt o wymiarach 120 x 500 x 3 000 mm. Płyta składana jest z 5 desek 50 x 120 x 3 000 mm, 5 przekładek 50 x 120 x 500 mm i 4 kołków o długości 500 mm i o średnicy 37 mm; ciężar płyty około 70 kg. Płyty łączą się ze sobą za pomocą wrębów wykonanych na obu końcach każdej płyty. Zużycie materiałów do budowy drewnianych nawierzchni podane jest w tabeli 64.

Tabela 64

Rodzaj nawierzchni	Zużycie materiałów na 1 ha nawierzchni			
	piasku m ³	tarcicy m ³	drewnianych kołków m ³	gwoździ t
Kratowo-deskowa	400	800	—	3,4
Płyta z balików	—	800	—	5,6
Rozbieralna nawierzchnia z płyt deskowych	—	840	32	—

U w a g a: Dla przygotowania drewna okrągłego do przetarcia objętość jego przyjmuje się według objętości tarcicy ze współczynnikiem 1,65.

Przygotowanie materiałów

Przecieranie drewna okrągłego dla uzyskania materiałów do budowy drewnianych nawierzchni, wobec znacznych jego objętości, powinno być wykonywane w dużych stałych tartakach, wyposażonych w odpowiednie pod względem technicznym i wydajności urządzenia.

Na deski nadaje się dowolny gatunek iglastych drzew: jodła, sosna, świerk, modrzew, cedr. Zastosowanie drzew liściastych jest dozwolone, o ile użytkowanie nawierzchni przewiduje się na okres nie dłuższy jak 1—2 lata.

Kółki wyrabia się z naturalnie suchego, twardego drewna, jak brzoza, dąb. Przygotowanie desek i balików na kratowo-deskową nawierzchnię płytową sprostada się do uzyskania materiału o określonej długości. Deski na rozbieralną nawierzchnię muszą mieć na końcach otwory do połączenia na kołki i wręby (rys. 185). Do wywiercania otworów używa się elektrycznych świerdów typu ESD-26, którymi przewierca się za jednym razem 10—15 desek ułożonych w stos i należycie składowanych. Czolowy wręb wykonuje się drażarką, w razie braku jej wręb wykonuje się w dwóch fazach: wywierca się otwór o średnicy $d = 40$ mm, a następnie wypilowuje się lub wyciosuje właściwy wręb.

Kółki przygotowuje się na tokarniach lub drażarkach. Jeżeli nawierzchnia obliczona jest na długotrwałe użytkowanie, cały drewniany materiał należy zaimpregnować (tabela 65). Impregnacji dokonuje się przez posmarowanie lub dwukrotne spryskanie.

Tabela 65

Płyn impregnujący	Skład płynu		Ilość środka na 100 m ² powierzchni impregnowanego drewna	Przygotowanie płynu	
	Składowe części	Ilość środka impregna. na 100 l wody		Temperatura wody przy przygotowaniu	Czas trwania przygotowania
3% roztwór fluorku sodowego „topniku”	Fluorek sodowy „topnik”	7,5 kg	4,5—6,0 kg	80—90°	1—2 godz.
3% roztwór mieszaniny fluorku sodowego i fluorku krzemowo-sodowego	Fluorek sodowy „topnik” fluorek krzemowo-sodowy	2,25 kg 0,75 kg	1,4—1,8 kg	powyżej 80°	25—40 min.
3% roztwór fluorku sodowego	Fluorek sodowy	3,0 kg	1,8—2,4 kg	80—90°	30—40 min.

Po impregnacji poszczególne elementy rozbielanej nawierzchni składa się w normalne płyty i przewozi na miejsce budowy. Objętości materiałów, które należy przewieźć, są bardzo znaczne, wobec tego roboty transportowe powinny być dobrze przemyślane i zorganizowane. Przewóz materiałów może być dokonany dowolnym sposobem: samochodami, traktorami z przyczepami, kołmi, koleją normalną, koleją wąskotorową itd.

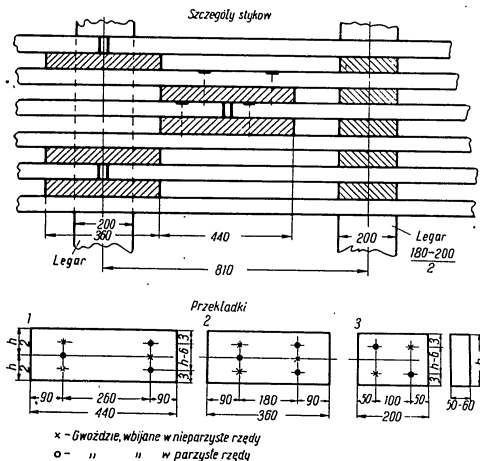
Deski, przekładki i płyty składa się po obydwu stronach DS, poza powierzchnią przygotowaną pod przyszłą nawierzchnię, w odległości 2—3 m od krawędzi.

Miejsca składowania elementów, rozmiary i wysokość stosów materiałów określone są odpowiednio do długości i szerokości nawierzchni.

Układanie nawierzchni

Układanie drewnianych nawierzchni rozpoczyna się od jednej lub kilku osi poprzecznych, uprzednio wyznaczonych w terenie. Przy wszystkich rodzajach drewnianych nawierzchni kierunek desek przy układaniu powinien być prostopadły do przewidzianego kierunku ruchu samolotów.

Kratowo-deskową nawierzchnię układa się na legarach z połowin 18 : 2 lub 20 : 2 cm, położonych co 81 cm (rys. 186).



Rys. 186. Szczegóły styków kratowo-deskowej nawierzchni

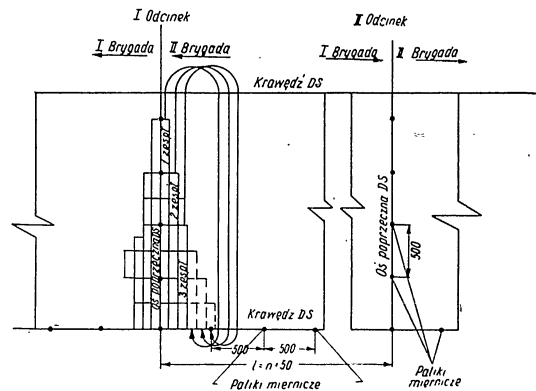
Dla przekazania nacisku na większą powierzchnię podłoża gruntowego długość legarów nie może być mniejsza od 3 m; legary układa się w rowkach o odpowiednich wymiarach. Legary łączy się na prosty wrąb, bez użycia gwoździ. Takie urządzenie podłoża pozwala zmniejszyć objętość robót plantacyjnych, co ma szczególne znaczenie przy budowie w warunkach zimowych na zmarzniętych gruntach.

Styki desek łączone przekładkami powinny być oparte na legarach, to samo dotyczy również przekładek pośrednich. Jeżeli stosuje się deski różnej długości, styki mogą wypaść pomiędzy legarami; w tym przypadku długość przekładek zwiększa się do 440 mm (rys. 186).

Dla przyspieszenia układania nawierzchni i osiągnięcia należytej jej jakości, roboty wykonują specjalizowane бригады robotnicze w składzie 3—4 zespołów: pierwszy zespół układa legary, drugi układa deski, trzeci i czwarty dopasowuje i przybija pośrednie i stykowe przekładki.

W miarę wykonywania nierozbielanej nawierzchni próżnię pomiędzy deskami zasypuje się piaskiem lub mieszaniną gruntu-piaskową; ta ostatnia jest lepsza, gdyż mniej poddaje się wydmuchiowaniu i zapewnia lepszy spływ wód opadowych. Materiał do zasypiania dowożony jest po ułożonej nawierzchni i zagęszczany ruchem samochodów lub walcami na oponach pneumatycznych.

Układanie nawierzchni z płyt drewnianych prowadzi się na 2—3 odcinkach DS, w zależności od stanu przygotowania podłoża, ilości materiałów i siły roboczej. Pierwszy rząd płyt układa się według wyznaczonej w terenie osi poprzecznej, dalsze układanie prowadzi się i sprawdza według wyznaczonych w terenie krawędzi nawierzchni.



Rys. 187. Organizacja układania rozbielanej nawierzchni drewnianej

Odległość pomiędzy osiami poprzecznymi, od których rozpoczyna się praca na odcinku, musi być wielokrotnością szerokości płyty.

Na każdym odcinku pracują dwie brygady, każda z 4—6 zespołów, układających płyty w sąsiadujących szeregach, z odstępem co 3—4 długości płyt (rys. 187).

Skład zespołu 8 robotników: 4 robotników donosi płyty i 4 układa je.

Układacze za pomocą drągów przysuwają jedną płytę do drugiej aż do momentu, kiedy skrajne kolki wejdą dokładnie we wręby na końcach desek.

Jeżeli podwożenie oddzielnych elementów nawierzchni odbywa się za pomocą transportu kołowego równoległe z układaniem, część elementów może być składana na gotowej nawierzchni w bezpośrednim sąsiedztwie zespołów układających, dzięki czemu znacznie zmniejsza się odległość do noszenia.

Przybliżona wydajność robót przy wykonywaniu jednego metra kwadratowego drewnianych nawierzchni (bez sztucznego podłoża) podana jest w tabeli 66.

Tabela 66

Typ nawierzchni	Roboczych rob./godz.	Uwagi
Kratowo-deskowa Rozbieralna	0,86 0,14	Siła robocza policzona jest tylko na przeniesienie i układanie gotowych płyt.

CZĘŚĆ TRZECIA

PRODUKCJA POMOCNICZA

Rozdział XXI

KOPALNIE MATERIAŁÓW

Budowa nowoczesnego lotniska związana jest z użyciem wielkich ilości naturalnych kamiennych materiałów budowlanych. Wydobycia ich dokonuje się w kopalniach materiałów po wykonaniu koniecznej odkrywki.

Wydobycie, przygotowanie i transport materiałów na miejsce budowy stanowią najważniejszą część zagadnień związanych z budową lotniska. Rozmiar robót przy wydobyciu materiałów często bywa nie mniejszy od rozmiaru robót ziemnych na polu wzlotów, pracochłonność tych robót jest większa, a wykonanie trudniejsze. Powodzenie budowy, terminy jej wykonania i koszty w poważnym stopniu uzależnione są od prawidłowego wybrania kopalni materiałów, od organizacji pracy w niej i od sposobu dostarczania materiałów na budowę.

Zorganizowanie pracy w kopalni wymaga dłuższego czasu i znacznych nakładów środków materialnych. W związku z tym przy krótkich terminach budowy lotniska należy we wszystkich przypadkach, gdy to jest możliwe, wykorzystać istniejące już w rejonie budowy kopalnie materiałów. W razie braku takich kopalni staje się konieczne organizowanie własnych kopalni na zbadanych już i znanych naturalnych pokładach materiałów lub należy niezwłocznie przystąpić do organizacji robót poszukiwawczych.

Jeżeli własne kopalnie materiałów powstają staraniem przedsiębiorstwa wykonującego roboty tylko dla zabezpieczenia potrzeb budowanego lotniska, wówczas działalność takich kopalni określamy nazwą czasowej produkcji pomocniczej, uruchamianej tylko na okres budowy lotniska. Jeżeli jednak w danym rejonie planuje się wykonanie również innych lotnisk, przeważnie ekonomicznie uzasadnione jest posiadanie kopalni o charakterze stałym, której produkcja zaspokoiliby potrzeby szeregu lotnisk. Tego rodzaju wielkie kopalnie mogą być zaopatrzone w bardzo wydajne i nowoczesne urządzenia i w związku z tym jednostkowe koszty wydobycia materiałów w stałych kopalniach powinny być niższe od kosztów ponoszonych w kopalniach czasowych.

Problem scalenia produkcji materiałów kamiennych staje się jeszcze bardziej palący w rejonach o niedostatecznej ilości pokładów naturalnych. W takich przypadkach celowe jest organizowanie stałych kopalni materiałów, obsługujących nie tylko jeden rejon, ale i kilka sąsiednich.

Kopalnie materiałów dla budowy lotnisk powinny być zorganizowane i wyposażone w założeniu całorocznej ich produkcji, gdyż w większości przypadków największe nasilenie wydobycia ma miejsce w ciągu zimy. Oprócz tego zachodzi często konieczność organizowania w samej kopalni

prac związanych z kruszeniem kamienia na tłużeń i uszlachetnieniem żwirów przez dodanie brakujących frakcji. Wykonuje się te prace w kopalni, aby uniknąć zbędnych przewozów nieużytecznych dla budowy domieszek i składników materiałów kamiennych.

ZASADY ORGANIZACJI PRAC POSZUKIWAWCZYCH MATERIAŁÓW KAMIENNYCH

Prace poszukiwawcze w rejonie budowanego lotniska należy rozpocząć od geologicznych studiów danego rejonu; w pierwszym rzędzie należy stwierdzić, jakie skały geologicznego podłoża i skały czwartorzędowe wchodzi w skład geologicznej struktury danego rejonu, a następnie, po wybraniu przydatnych, na miejscu określić ich jakość, miąższość i warunki wydobywania. Dla zaznajomienia się z geologiczną strukturą należy wykonać mapy zalegania skał geologicznego podłoża, opracowane dla całego szeregu rejonów Związku Radzieckiego w skali 1:1 000 000 i 1:420 000, mapy petrograficzne, zbiorcze mapy czwartorzędowych skał dla europejskiej części ZSRR w skali 1:2 500 000 oraz istniejące dla niektórych rejonów mapy o większej skali czwartorzędowych skał.

Przy wnioskowaniu o możliwości wykorzystania skał geologicznego podłoża należy korzystać z opisów geologicznych systemów. Jako ogólne wskazówki mogą służyć następujące opisy:

1. Powierzchnie występowania na zewnątrz różnych magmowych gatunków skał (oznaczone na mapach jasnymi kolorami) jak również i większości metamorficznych gatunków są rejonami, w których budownictwo lotniskowe zabezpieczone jest w materiały o należytej jakości.

2. Z osadowych skał zasobnych w przydatne gatunki są pokłady z okresu węgla kamiennego (zwarte wapienie, piaskowce), pokłady permjskiego okresu (piaskowce Artyńskiej Płyty, wapienie i dolomity Kazańskiej Płyty); sylurskie, dewońskie pokłady, z których pochodzące materiały przeważnie odznaczają się wielką różnorodnością technicznych właściwości; pokłady triasowego, jurajskiego i kredowego okresów, jak również trzeciorzędu — paleogenu i neogenu — zawierają bardzo niewiele przydatnych dla budownictwa materiałów.

3. Część map skał geologicznego podłoża, na których pozostawiono (nie usunięte) pokłady czwartorzędowe, odpowiadają rejonom, w których nie należy liczyć na eksploatację kamiennych materiałów ze skał geologicznego podłoża, ponieważ wydobyć ich spod wyjątkowo potężnych pokładów czwartorzędowych jest nieopłacalne.

W takich rejonach kamienne materiały budowlane mogą być uzyskane jedynie z pokładów czwartorzędowych.

Następujące genetyczne formy pokładów czwartorzędowych mogą być wykorzystane dla uzyskania materiałów budowlanych:

1. W z g ó r z a m o r e n o w e, zandry, ozy i inne formacje związane z akumulacyjną działalnością lodowców i wód lodowcowych. Uzyskuje się z nich materiały budowlane w postaci piasku, żwiru i gładów. W morenach (występujących w postaci pojedynczych wzgórz lub łańcuchów wzgórz o kształcie łuku) przeważają głązy i żwir w ozach (w postaci wąskich i długich pasm górskich) — żwir i piasek o różnych frakcjach. Ozy są najbardziej korzystne dla poszukiwań żwiru, przy czym bywają przypadki, iż materiał może być wydobyty prawie bez żadnych robót odkrywkowych. Znanie są ozy składające się prawie wyłącznie ze żwiru, częściej jednak warstwy lub gniazda piasków poprzedzielane są warstwami lub

gniazdami żwirów lub otoczków. W kamach (w postaci krótkich pasm górskich lub oddzielnych wzgórz) przeważającym materiałem budowlanym są piaski.

2. Pokłady rzeczno-lodowcowe. Materiałem budowlanym w nich występującym są piaski i w mniejszym stopniu żwir. Pokłady tego typu posiadają skośne, często płytkie uwarstwienie lub gniazda materiału, wskutek czego zalegają na niewielkich powierzchniach i w związku z tym nie dają gwarancji dostatecznego zapasu materiału.

3. Pokłady w jeziorach (częściej przybrzeżne). Materiałem budowlanym w nich występującym są różnego gatunku piaski oraz w rzadkich przypadkach — żwiry. Warstwy piasku ze znaczną zawartością żwiru występują zwykle w dolnej części pokładu, poniżej poziomu wód gruntowych; prawie zawsze wymagają znacznej odkrywk i trafiają się w niewielkich ilościach.

4. Pokłady aluwialne. Materiałami budowlanymi w nich występującymi są piaski, żwiry i otoczaki. Materiał jest dobrze rozsegregowany, co stwarza warunki znalezienia odpowiedniego pod względem uziarnienia materiału budowlanego, jednak ze względu na występowanie w postaci gniazd pokłady te nie posiadają dostatecznej miąższości i powierzchni zalegania.

5. Wały morskie brzegowe występują w postaci piasków, żwirów i otoczków. Materiał wałów brzegowych jest rozdrobnionym i obtoczonym (przez działanie fal) produktem zasadniczych gatunków skał stanowiących w danym rejonie brzeg morski. Dlatego budowlane właściwości materiałów z wałów brzegowych określone są na podstawie właściwości macierzystych skał morskiego brzegu.

Rzadko udaje się uzyskać kamienne materiały budowlane z aluwialnych, dyluwialnych i proluwialnych pokładów. Z pokładów popiołów wulkanicznych mogą być wykorzystane tylko piaski diun i wydmy piaszczyste. Pozostałe rodzaje pokładów czwartorzędowych nie zawierają kamiennych materiałów budowlanych. Należy jeszcze wspomnieć, że jeżeli rejon poszukiwań znajduje się na południe od granicy wielkiego zalegania lodów, to nie będzie na nim pokładów lodowcowych i ilość genetycznych rodzajów pokładów czwartorzędowych, w których można by spodziewać się materiałów przydatnych dla budownictwa, będzie nieznaczna, co jeszcze bardziej powinno wpłynąć na intensywność poszukiwań.

Ograniczenie się jedynie do studiowania geologicznych map nie może dać wyczerpujących danych o możliwości znalezienia w danym rejonie materiałów budowlanych, dlatego też powyższe studia należy uzupełnić zaznajomieniem się ze specjalną literaturą geologiczną.

Ze zbioru prac w zakresie geologii, dotyczących europejskiej części ZSRR, można polecić dzieło akademika A. Archangielskiego „Geologiczna struktura ZSRR”. Oprócz tego należy bezwzględnie wykorzystać dane o istnieniu materiałów budowlanych, opracowane dla poszczególnych obwodów i rejonów.

Dla powzięcia ostatecznej decyzji odnośnie istnienia źródeł wydobywania materiałów kamiennych, konieczne jest potwierdzenie na miejscu posiadanych danych drogą zbierania dodatkowych informacji i przeprowadzania prac w terenie.

Dodatkowe informacje o możliwości znalezienia w danym rejonie kamiennych materiałów budowlanych powinny być zbierane: przez studiowanie danych będących w posiadaniu miejscowych geologicznych i dro-

gowych organizacji, krajoznawczych muzeów i innych urzędów, wywiadu w miejscowej ludności, oględzin starych i nowych miejsc wydobywania.

Powyższe informacje pomogą w wybraniu terenów najdogodniejszych pod względem zmniejszenia do minimum robót odkrywkowych i jakości dróg dojazdowych itp.; jednocześnie jednak należy posiadać już gotowy orientacyjny pogląd na geologiczną strukturę danego rejonu i znajdujące się w nim rodzaje materiałów budowlanych.

Prace w terenie przy poszukiwaniu kamiennych materiałów budowlanych sprowadzają się do sprawdzenia na miejscu wszystkich danych, uprzednio zebranych i przestudiowanych, o geologicznych własnościach danego rejonu.

Poszukiwania należy rozpocząć od oględzin i przestudiowania naturalnych odsłoneń — brzegów rzek, wąwozów, jarów, usypisk itd., sztucznych odsłoneń — studzien, dołów fundamentowych. W przypadku braku odsłoneń należy dokonywać rozkopów, kopać próbne doły, rowy, wiercić szyby. Próbné doły przy poszukiwaniach należy doprowadzać do głębokości 3—5 m.

Dla zbadania zasadniczych gatunków pokładów skał wykonuje się cały szereg próbných dołów lub szybów w siatce, średnio 100 x 100 m na głębokość warstwy nanięsionej. Częścią próbných dołów należy sięgnąć w skałę na głębokość jej zwietrzałej warstwy, a kilka dołów doprowadzić na 1,5 m w głąb macierzystej niezwiętrzałej skały.

Dane badawcze i studia przyczynią się do możności opracowania schematycznego przekroju danego rejonu i ustalenia grubości odkrywki dla różnych działek terenu, pod którym znajdują się poszukiwane pokłady. Powyższe dane dadzą również wyobrażenie o grubości warstwy zalegania poszukiwanego materiału, to znaczy jego miąższości i jednocześnie jakości.

Przy badaniu miejsc zalegania skał magmowych należy ustalić:

- a) petrograficzny ich skład na oko i bardziej dokładnie za pomocą mikroskopu, w którym to celu należy pobrać próbki 10 x 10 x 5 cm; odtupania kawałków należy dokonać ręcznie;
- b) istnienie szczelin, ich rozciągłość i upad (mierzyć busolą górniczą), gdyż skały magmowe zawsze posiadają jawne lub ukryte szczeliny, przy czym niekiedy siatka szczelin jest na tyle gęsta, że zezwala na wykorzystanie kamienia jedynie na tłuczeń. Kamienia nadającego się do robót kamieniarskich czy brukarskich nie można tutaj uzyskać;
- c) stopień i głębokość zwietrzenia skały, gdyż niekiedy zwietrzenie niszczy skałę na głębokość kilku metrów i czyni ją niezdatną do robót budowlanych. Oznakami zwietrzenia są: obniżona twardość skał, zabarwienie na kolor ochry, zmętnienie polnych szpatów itd.;
- d) obecność szkodliwych domieszek, np. pirytu;
- e) łupliwość niezwiętrzałych (świeżych) próbek kamienia i możność zastosowania go w kamieniarce lub do kostki drogowej (ustalenia dokonuje się drogą łupania kamienia młotkiem);
- f) strukturę skały.

Przy połowym badaniu złóż metamorficznych skał należy ustalić:

1. Stopień zbliżenia do łupków, od którego zależy jakość materiału, a w szczególności jego mrozoodporność. Im większy jest stopień zbliżenia pod względem struktury do łupków, tym gorsze są właściwości kamienia jako materiału budowlanego.

2. Obecność szkodliwych domieszek (piryt) i skupień słabych minerałów, np. miki.

3. Strukturę (luskowata, ziarnista itd.).

4. Skład petrograficzny.

W praktyce w dobrze dobranych mieszaninach udaje się ustalić:

- a) dla piaskowców — skład i wielkość ziaren, stopień cementowania się, porowatość skały i jej zabarwienia;
- b) dla wapieni i dolomitów — strukturę, powierzchnię przelomu (pożądana świecąca, błyszcząca), twardość (pożądane twarde, skrzemienie), domieszki mineralogiczne (można dokonać prób każdej oddzielnej warstwy);
- c) dla skał osadowych w całości — formę zalegania (warstwa, skupienie soczewkowate), rozmiary oddzielnych warstw i warstewek (odejść), elementy zalegania, obecność szczelin, formę i rozmiar kawałka kamienia uzyskanego przy odlupaniu go młotkiem i możność użycia kamienia z tych skał do kamieniarki i drogownictwa.

Należy również zwrócić uwagę na charakter wietrzenia skały i miąższość warstwy podlegającej wietrzeniu.

Polowe prace przy poszukiwaniach materiałów budowlanych w pokładach czwartorzędu, jakimi są glazy, otoczaki, tłuczeń, żwir i piaski, posiadają pewne osobliwości. Przede wszystkim w licznych przypadkach poważne znaczenie, jako charakterystyczna oznaka dla poszukiwań, ma sam zarys terenu.

Przy poszukiwaniach w różnych pokładach, będących rezultatem lodowcowej działalności, konieczne należy sprawdzić w terenie oddzielnie izolowane wzniesienia i pasma pagórków posiadające pozytywne formy, wyraźnie odcinające się od zarysu terenu, oraz w miarę możności ustalić ich genezę. Ponieważ materiał kamienny pokryty jest warstwą gruntu (a na stokach — usuwiskiem), konieczne jest albo wykonanie na badanym obszarze naturalnych odsłoneń, albo wykonanie całego szeregu próbných dołów. Jeżeli ma się do czynienia z dostatecznie stromym stokiem, można wówczas wykonać doły na stoku uskokami tak, aby górny poziom dolnego dołu odpowiadał dolnemu poziomowi dołu nad nim wykonanego — w ten sposób otrzymamy przekrój poprzeczny całości stoku.

Dla zbadania miejsc zalegania żwirów wystarczy średnio na 1 ha od 2—4 dołów, dla piasków zaś — co 25—50 m.

Również przy poszukiwaniach materiałów kamiennych w aluwialnych pokładach koło jezior należy w pierwszym rzędzie skierować uwagę na obszary przyrzeczne, na wzniesienia terenu (nawet nieznaczne) i na wydłużone niziny, gdzie możliwe jest zetknięcie się z materiałem kamiennym dawnych łóżek rzecznych.

Poszukiwania, jak również i badania pokładów, powinny obejmować zarówno studiowanie naturalnych odsłoneń (brzegi rzek), jak i wykonywanie próbných dołów.

Pokłady aluwialne zalegają w łóżkach istniejących i dawnych rzek, w dolinach rzek, jak również tworzą rzeczne tarasy. Szczególnie zasobne w materiały kamienne są doliny górskich rzek. Należy pamiętać, że pokłady piasku i żwiru posiadają kształt wydłużony w kierunku koryta i biegu wody. W związku z tym kopalnie należy zakładać wzdłuż prostopadłych do biegu wody. Roboty odkrywkowe dla wydobywania materiałów z pokładów aluwialnych przeważnie są niewielkie, a niekiedy w ogóle są zbędne. Znałe na przykład są przypadki użycia do budowy lotniska żwirów z odsypisk rzeki przez zgarnianie ich w waly i bezpośrednią wywózkę na budowę.

Poszukiwania miejsc zalegania luźno leżących kamieni polegają w istocie rzeczy na wyszukaniu takich ich skupisk, których wydobyć byłoby

opłacalne. Dla obliczenia ich objętości należy wybrać średnią działkę o powierzchni 40 x 50 m jako typową dla danego rejonu pod względem gęstości dokonywanych kamieni. Na takiej działce kamienie układa się w stosy i dokonuje się pomiarów. Zaleca się przyjmować średnią z pomiarów na 2—3 działkach. Przy wydobywaniu kamieni z wierzchniej warstwy (gli-niasto-piaszczystej) obliczeń objętości kamienia dokonuje się za pomocą próbnych dolów i określenia stosunku objętości wydobytego z nich kamienia do ogólnej objętości dolów wykopanych do odmierzonej głębokości.

UŻYTKOWA OCENA POKŁADÓW NATURALNYCH MATERIAŁÓW KAMIENNYCH

Dla technicznej i ekonomicznej oceny celowości eksploatacji znalezionych pokładów konieczne jest stwierdzić:

1. Możliwość zastosowania materiału do określonego celu, co określa się doraźną próbą na miejscu i badaniem laboratoryjnym.

Przydatność kamienia stwierdza się za pomocą laboratoryjnych badań pobranych próbek, które powinny najbardziej prawdziwie charakteryzować rzeczywiste właściwości badanego materiału.

Próbki pobiera się z każdej charakterystycznej warstwy na każdy metr jej grubości; rozmiary próbki nie powinny być mniejsze od 25 x 25 x 40 cm. Do próbki powinno być dołączone świadectwo z dokładnym opisem miejscowości, głębokości warstwy, miejsca pobrania próbki itp.

Próbki ze świadectwami odsyła się do laboratorium w celu określenia wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie, zbadania na ścieralność w bębnie Devala, mrozoodporności, ciężaru właściwego itd. w zależności od przeznaczenia użytkowego.

Próbki z pokładów żwirowych pobiera się zwykle dla całej grubości warstwy, nie wyodrębniając mniej zasobnych przewarstwień. Jednak gdy różnice grubości poszczególnych warstw są bardzo znaczne, należy poddać badaniu każdą warstwę oddzielnie. Próbkę pobiera się metodą bruzdy: ze ścianki próbnego dołu (z całej głębokości lub grubości oddzielnej warstwy) zrypuje się na brezent materiał uzyskany z bruzdy o głębokości 10 cm na całą szerokość łopaty.

Uzyskany materiał należy łopatą przemieszczać, uformować w kształcie ściętego stożka, który następnie pionowo rozdzielamy na cztery części (kwartowanie). Następnie łączy się dwie przeciwległe części i powtarza się kwartowanie aż do uzyskania próbki o ciężarze od 15 do 30 kg. Otrzymane w ten sposób próbki (w ilości nie mniejszej od 3 dla jednego złoża) przesyła się do laboratorium w celu określenia ich granulometrycznego składu, ilości zawartego w nich piasku, pyłu, gliny, a odnośnie żwirowych składników — w celu zbadania ich na ścieralność w bębnie Devala, nasiąkliwość i mrozoodporność.

Gatunek piasku określa się przez zbadanie jego granulometrycznego składu, przy czym próbki należy pobierać również metodą bruzdy (z następnym kwartowaniem) z całej grubości pokładu lub w przypadku znacznych różnic co do gatunku w poszczególnych warstwach — z każdej oddzielnej warstwy. Ciężar próbki nie powinien być mniejszy od 1,5 kg.

2. Objętość złóż materiału, którą określa się z wyniku badań.

Objętości złóż według stopnia zbadania ich dzielą się na trzy kategorie: kategoria A — określona na podstawie dokładnego zbadania użytkowych kopalni — służy do projektowania kopalni materiałowej; kategoria B — prawdopodobna objętość — jest podstawą dla opracowania projektu eksploatacji kopalni; kategoria C — orientacyjna

objętość — jest podstawą dla perspektywnego planowania. Objętości złóż według powyższych kategorii ustalane są przez Wszechzwiązkową Komisję Zasobów (WZK) na podstawie rezultatów ich poszukiwań. Dla zorganizowania kopalni o wkładach poniżej 500 000 rubli nie wymaga się zatwierdzenia objętości złóż w WKZ.

Obliczenia objętości złóż dokonuje się na podstawie danych o średniej grubości warstwy użytkowych kopalni i jej powierzchni lub według izolacji jednakowych grubości warstw użytkowych, analogicznie do obliczenia objętości ziemnych robót według izolacji jednakowych roboczych znaków. Obliczona w ten sposób objętość nazywa się geologicznym zapasem. Dla przejścia do pojęcia przemysłowego zapasu należy wyliczyć wszystkie objętości niedostępne lub których eksploatacja z różnych względów nie jest ekonomicznie uzasadniona.

Przy ustalaniu zapasu żwiru należy bezwzględnie ustalić procentową jego zawartość w użytkowej warstwie.

3. Objętość robót odkrywkowych. Objętości te obliczone są tymi samymi metodami co i zapasy. Należy przy tym obliczyć współczynnik odkrywki, tj. stosunek objętości warstwy odkrywkowej do objętości użytkowych kopalni:

$$\beta = \frac{V_{odkr}}{V_{użytk}}$$

4. Możliwość wykonywania robót w okresie zimy.

5. Odległość miejsca złóż do placu budowy, warunki i rodzaj transportu.

6. Kierunki upadu warstw, obecność oddzielnych skupisk i szczelin (dla kamienia), rodzaj zalegania — soczewkowy, warstwowy, ciągły (dla żwiru i piasku).

7. Możliwość zmechanizowania produkcji, lokalizacji maszyn.

8. Konieczność odwodnienia.

9. Dodatkowe zadania związane z zaopatrzeniem w wodę i energię elektryczną.

SYSTEMY EKSPLOATACJI KOPALNI

Dla celów budowlanych używa się zwykle materiałów zalegających na małej głębokości od powierzchni ziemi i w związku z tym wydobywanych sposobem odkrywkowym.

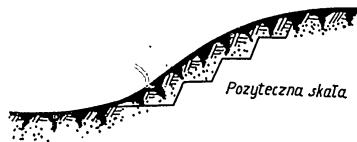
Rozróżnia się dwa zasadnicze rodzaje wydobycia tych pożytecznych materiałów. Pierwszy rodzaj — rozkop lub jama, kiedy pokłady skały nie mają ujścia na powierzchnię gruntu i wydobywane są z szeregu urobisk tworzących dół (rys. 188). Drugi rodzaj — ścięcie, kiedy pokłady



Rys. 188. Eksploatacja sposobem rozkopu

mają ujście na powierzchnię (np. na stoku góry, wzgórza, wąwozu, brzegu rzeki) i eksploatowane są na bocznym odsłonięciu złoża (rys. 189). W obu rodzajach kopalni wydobycia pożytecznych kopalni dokonuje się poziomy-

mi warstwami w kształcie stopnia. Eksploatowana część stopnia nosi nazwę urobiska. Początkowe utworzenie stopnia w kopalni osiąga się przez wykonanie tak zwanego **rozcinającego rowu**, którego jeden albo oba boki będą służyły jako robocze stopnie. Dla wywozu wydobytej skały wykonuje się row od w o z o w y lub instaluje dźwigi i windy.



Rys. 189. Eksploatacja sposobem ścięcia

Dla lepszej organizacji robót w kopalni stosuje się usytuowanie i przesuwanie linii urobisk według ustalonego układu. Stosowane są następujące układy:

1. Układy równoległego przesuwania urobisk. W układzie takim kierunki urobisk pozostają zawsze równoległe do pierwotnych ich kierunków (rys. 190). Do nich należą tak zwane teowe, hakowe i bramkowe układy.



Rys. 190. Układ równoległego przesuwania urobisk

eksploatacyjne, istota których przedstawiona jest na rys. 191, 192, 193. Strzałkami oznaczono kierunek przesuwania urobisk. Przy równoległym przesunięciu urobiska eksploatacyjna szerokość jest jednakowa na całej długości roboczego frontu. W teowym układzie row odwozowy doprowadzony jest do środka rozcinającego rowu. W zależności od usytuowania rozcinającego rowu na eksploatowanym obszarze, wydobywania dokonuje się z jednej lub z obu stron rowu rozcinającego.

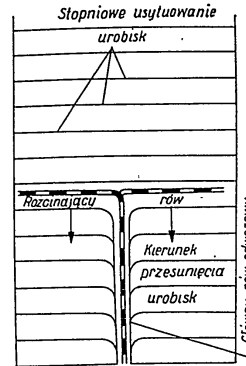
W hakowym układzie row odwozowy przytyka do jednego z końców rowu rozcinającego, w bramkowym zaś urzeczywistnia się pierścieniowy system transportu, co jest wielką zaletą, jednak zastosowanie go wymaga powiększenia zakresu robót przygotowawczych.

2. Układy wachlarzowego przesuwania urobisk, tj. takie układy, w których kierunek ruchu urobiska jest odcinkiem koła (rys. 194).

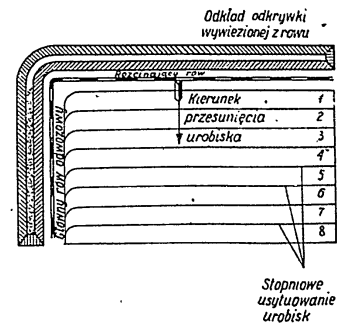
W układzie wachlarzowego przesuwania urobisk długość i szerokość urobiska są zmienne, co utrudnia organizację pracy sprzętu przy eksploatacji i kopalni, jak również i pracę środków transportowych. Jednak w tym

układzie długość dróg wywozowych jest skrócona, wyłączone są przerwy w pracy związane z przenoszeniem obrotnic w miejscu zetknięcia się urobiska z głównymi drogami wywozowymi.

3. Układ ślepych urobisk, w których eksploatacja kamienia prowadzona jest za pomocą ślepo zakończonych rowów. Układ ten stosuje się przy małym zakresie robót.

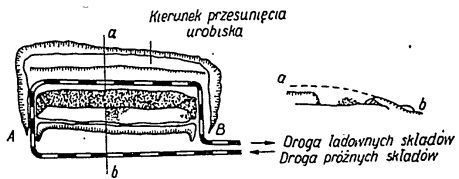


Rys. 191. Układ teowego sposobu eksploatacji



Rys. 192. Układ hakowego sposobu eksploatacji

Przy wyborze układu należy dążyć do wykonywania minimalnych robót przygotowawczych i mieć na uwadze następujące zasadnicze warunki, przyczyniające się do skutecznej eksploatacji:



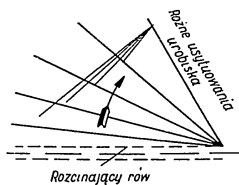
Rys. 193. Układ bramkowego sposobu eksploatacji urobiska

1. Najkorzystniejsze jest przesuwanie urobisk przeciw kierunkowi prądu wód gruntowych, co zabezpiecza swobodny odpływ (do rowów) wód znajdujących się w eksploatowanym masywie i o ile jest to możliwe przesuwanie urobiska z południa na północ, szczególnie w piaskowo-żwirowych kopalniach, aby zapewnić bardziej późne przemarzanie urobiska na jesieni

i wcześniejsze jego odtajanie na wiosnę. W rejonach o panujących zamieciach śnieżnych należy oprócz tego przesunąć urobiska w kierunku przeciwnym do kierunku działania wiatrów, aby uchronić je od zanieśnięcia śniegiem.

2. Długość dróg wywozowych powinna być jak najkrótsza.

3. Przy niewielkim upadzie warstw materiału kamiennego wydobyć jego należy prowadzić z tym samym upadem.



Rys. 194. Układ wachlarzowego przesuwania urobisk

4. Rozmiary urobiska powinny umożliwiać swobodne rozstawienia robotników i maszyn.

5. Głębokość urobiska powinna być możliwie największa, gdyż wówczas osiąga się zmniejszenie ilości stopni i przestawień torów roboczych i oprócz tego przyspiesza się wydobywanie materiału dzięki możliwości zsypania go ze ścian urobiska.

6. Szerokość stopni powinna odpowiadać możliwości rozmieszczenia urządzeń transportowych i miejsc zsypania oraz dodatkowego rozdrobnienia wydobytej skały.

Dla wydobywania materiałów z nowoorganizowanych kopalni (na zbadanym terenie) konieczne jest uprzednie wykonanie przygotowawczych robót, w skład których wchodzi:

a) przygotowanie terenu kopalni — usunięcie krzaków, lasu, wykonanie robót odwadniających;

b) roboty odkrywkowe, tj. usunięcie naniesionego gruntu z warstwy pożytecznych kopalni;

c) wykonanie dojazdowych i wyjazdowych dróg.

Roboty dla przygotowania terenu kopalni nie różnią się od analogicznych robót na lotniskach (część I). W razie konieczności odwodnienia ze wszystkich stron kopalni wykonuje się otwarte rowy, które jednocześnie służą dla zabezpieczenia kopalni od zalania jej wiosennymi i deszczowymi wodami. Te tak zwane boczne rowy łączy się rowem zbiorczym, z którego całą wodę odprowadza się do najbliższego naturalnego ujścia. W samej kopalni w razie potrzeby należy również wykonać rów odprowadzający.

Odnosząc roboty odkrywkowe i budowy dojazdowych i wyjazdowych dróg należy wspomnieć, iż posiadają one pewną specyfikę, uzależnioną przeważnie od rodzaju kopalni, sposobów wydobywania materiałów i od miejscowych warunków.

ROBOTY ODKRYWKOWE

Roboty odkrywkowe są bardzo pracochłonne i niekiedy osiągają poważne rozmiary. W zasadzie roboty odkrywkowe są to roboty ziemne i wykonywane są tymi samymi metodami co i ziemne roboty na polu wzlotów. Tutaj jednak całkowicie odpadają roboty związane z warstwą humusową. Oprócz tego odpada konieczność dalszego odwożenia zdejmowanego gruntu, a niekiedy nawet zachodzi możliwość dokonania jego odkładu bezpośrednio w kopalni na miejsce wydobytego materiału:

Organizacja robót odkrywkowych powinna zabezpieczać:

a) zmniejszenie do minimum kosztu robót odkrywkowych i osiągnięcie najmniejszego współczynnika odkrywki;

b) możliwość odkładu gruntu odkrywkowego w kopalni na miejsce wydobytego materiału lub zastosowanie jak najmniejszej długości dróg transportowych dla przewozu gruntu z odkrywki;

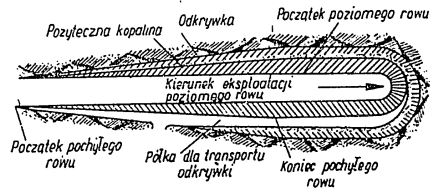
c) niezależność robót odkrywkowych od robót przy wydobywaniu kopalni oraz niezależność dróg i środków transportowych dla obu rodzajów robót. Dla transportu gruntu odkrywkowego w bocznej części pochyłego rowu, na poziomie podeszwy odkrywki, zwykle pozostawia się półkę (rys. 195).

Nie należy dokonywać odkrywki na całej powierzchni, jednak roboty odkrywkowe powinny wyprzedzać wydobywanie chociażby z tego powodu, że na jesieni, a szczególnie w zimie, roboty odkrywkowe z powodu nawilgoceń i zamarzania gruntu są niezmiernie trudne.

Sposób wykonania robót odkrywkowych uzależniony jest od grubości warstwy odkrywki, warunków transportu i obecności wolnych miejsc dla odkładu gruntu odkrywki, i ostatecznie od wydajności kopalni.

Zdjęcia warstwy odkrywkowej o grubości 0,3—1,5 m można dokonać za pomocą spycharki. Przy znacznych objętościach i grubości warstwy ponad 1,5 m należy bezwzględnie użyć koparek o łyżce 0,5—1,5 m³.

W tym przypadku najbardziej odpowiednie są koparki gasienicowe. Wybór koparki według typu i objętości łyżki uzależniony jest od kategorii zdejmowanego gruntu i grubości warstwy, analogicznie jak przy wykonywaniu wykopów koparkami (rozdział V).



Rys. 195. Roboty odkrywkowe przy zastosowaniu pochyłego rowu

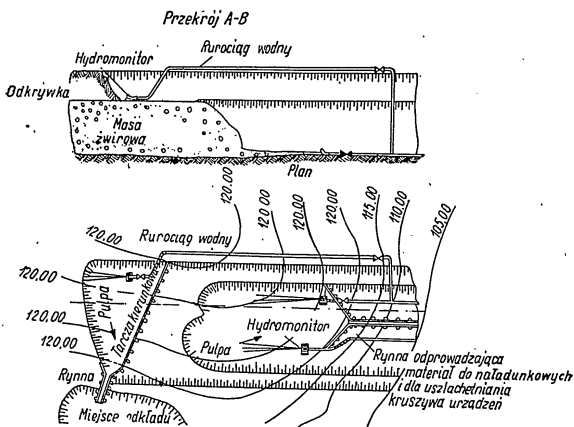
Za pomocą koparek łyżkowych, bez użycia środków wybuchowych, można wykonywać roboty odkrywkowe w gruntach do IV kategorii (z włączeniem ciężkich gruntów gliniasto-piaszczystych i tłustych glin). Koparka posuwa się w tym przypadku po dnie wykopu odkrywkowego.

Koparką wiórkową można dokonywać odkrywki tylko w lekkich gruntach. Ustawia się ją na powierzchni odkrywki, po czym posuwa się ona wzdłuż górnej krawędzi urobiska. Zastosowanie koparki wiórkowej jest szczególnie celowe przy odwał poza granice kopalni lub w miejscach wolnych po wydobyciu materiału, gdy zachodzi konieczność dokładnego oczyszczenia poziomu dna odkrywki. W zimie praca koparki wiórkowej jest mało wydajna, nawet przy zamrożeniu gruntu do 30—40 cm.

Odkład gruntu odkrywkowego dokonuje się albo poza granice kopalni, albo w miejsca wolne po wydobyciu materiałów. W pierwszym przypadku pożądaną jest znajomość w pobliżu kopalni stromeego stoku, wąwozu itd. w celu wyładunku po zboczu z wyrotnych środków transportowych gruntu odkrywkowego. W razie braku naturalnych urwisk niekiedy zastępuje się je wykonaniem estakad lub ziemnych nasypów.

Środki transportowe do odwozki gruntu od koparek, drogi transportowe i drogi w miejscach wyładunków stosuje się te same co przy normalnym wykonywaniu wykopów za pomocą koparek (rozdział V).

Wykop pierwszych rowów dla odsłonięcia pożytecznych kopalni, szczególnie u granic kopalni, może być z powodzeniem dokonany za pomocą skierowanego w określonym kierunku na odkład masowego wysadzenia gruntu odkrywki. W tym przypadku grunt powinien być odrzucony w miejsce nie utrudniające w następstwie pracy kopalni. Skierowane wysadzenie osiąga się dzięki wybuchom równoległych rzędów ładunków, dokonywanych z przerwami co kilka sekund. Skierowane wysadzenie gruntu



Rys. 196. Hydromechaniczny sposób wykonania odkrywki

na odwał wykonuje się na podstawie specjalnie opracowanego projektu, w zgodności z zasadami prac minerskich.

Na równi z wyszczególnionymi sposobami do wykonania robót odkrywkowych może być zastosowany hydromechaniczny sposób, o ile są odpowiednie ku temu warunki (posiadanie źródła wody, energii elektrycznej, patrz rozdz. VI). Sposób ten może być szczególnie zalecany na piaszczysto-gliniastych kopalniach, w przypadku gdy zasadnicze roboty wydobycia wykonywane są sposobem hydromechanicznym. Wówczas należy zorganizować dwa samodzielne fronty hydromechanicznych robót, zasilanych przez jedną linię rurociągu wodnego: jeden na robotach odkrywkowych, drugi — na wydobyciu materiału, zgodnie z podstawowym schematem (rys. 196). Hydromechaniczne roboty wykonywane są zgodnie z zasadami określonymi w rozdz. VI.

WYDOBYCIE MATERIAŁÓW W KOPALNIACH

Wydobycie pożytecznych kopalni należy do najbardziej pracochłonnych i ciężkich prac. W związku z tym roboty w kopalniach dla zabezpieczenia odpowiedniej wydajności powinny być w miarę możliwości maksymalnie zmechanizowane. Zakres i rodzaj inwestycyjnych wkładów na wyposażenie i organizację kopalni ustala się w zależności od przewidywanego okresu czasu istnienia kopalni, wymaganej wydajności i zbadanej objętości zawartych w niej materiałów.

Wysokość produkcji kopalni materiałów dla budownictwa lotniskowego powinna być skoordynowana z wymaganą wydajnością zespołu maszyn betonarskich lub — przy produkcji na zapas — z całkowitą ilością koniecznego materiału oraz terminami jego przygotowania. Im większa jest wymagana wysokość produkcji kopalni, dłuższy okres jej eksploatacji, tym większe powinno być jej usprzętowanie i bardziej stały charakter powinno posiadać wyposażenie techniczne (drogi transportowe, kruszące i sortownicze urządzenia, składowiska, urządzenia ładunkowe, elektryczne, zaopatrzenie w wodę, stacje kompresorowe, mieszkalne i administracyjne pomieszczenia i inne). W kopalniach obliczonych na krótki okres pracy duże zastosowanie mają ruchome elementy mechanizacji i mała mechanizacja wydobycia i przygotowania materiałów, a w postaci pomocniczego wyposażenia — różnego rodzaju ruchome urządzenia (przenośne kompresory, elektryczne, kruszarki i inne).

Organizacja robót w kopalni powinna zabezpieczać wymaganą jej wydajność i sprzyjać najlepszemu wykorzystaniu zainstalowanych w kopalni maszyn i urządzeń. Wydobycie, transport, przygotowanie materiału powinny być zorganizowane według zasady nieprzerwanego potoku z wyłączeniem (w miarę możliwości) przejściowego ich składowania.

Najbardziej wskazanymi maszynami dla wydobycia materiałów budowlanych są koparki łyżkowe chwytakowe i wiórkowe. W jednym rzędzie z tymi maszynami znajdują zastosowanie linowe zgarniarki (dla wydobycia piasku i żwiru z brzegów wodnych), zgarniarki z ciągnikami (dla wydobycia piasku i żwiru z wierzchnich warstw), środki hydromechaniczacji (dla wydobycia piasku i żwiru przy posiadaniu źródeł poboru wody i energii elektrycznej).

Wszystkie prace przy wydobyciu materiałów powinny być prowadzone zgodnie z przepisami robót górniczych i bezpieczeństwa pracy, zatwierdzonych przez Państwową Główną Górniczo-Techniczną Inspekcję.

Wydobycie kamienia

Wydobycia kamienia dokonuje się w kopalni za pomocą środków wybuchowych. Do załadunku zruszonej skały na środki transportowe używa się przede wszystkim koparek łyżkowych.

Wykonanie robót minerskich składa się z następujących czynności:

- wiercenia otworów;
- zakładania ładunków;
- wysadzania.

Przy robotach minerskich ładunki zakłada się do pionowych lub pochylonych otworów wiertniczych, głębokość których, dla uniknięcia tworzenia się progów w urobisku, powinna sięgać 0,5—1,0 m poniżej podstawy eksploатовanego poziomu.

Wykuwanie otworów wiertniczych powinno być rzędowe, równoległe do linii urobisk w 1, 2, 3 rzędach. Odległość między rzędami powinna być równa 0,75—1,0 linii najmniejszego oporu* pierwszego rzędu, a siatkę otworów wiertniczych w dwóch przyległych rzędach wykonuje się tak, aby tworzyły się równoboczne trójkąty; odległości między otworami w jednym rzędzie nie powinny przekraczać 0,50—0,75 głębokości otworu. Poniżej w tabeli 67 podano na podstawie praktyki odległości pomiędzy otworami wiertniczymi**.

Tabela 67

Głębokość urobiska m	Odległość między otworami (m) i l. n. o. (m) dla różnych skał											
	gnejs, granit, kwarcyt	twarde o grubych pokładach dolomit	o średniej grubości pokładów wapienia	o małej grubości pokładów wapienia	piaskowiec	łupki średnio i miękkie						
4,5	2,4	2,4	2,7	3,0	3,0	3,0	2,7	3,0	3,0	3,6		
6,0	2,7	3,3	3,0	3,6	3,0	3,6	3,6	4,2	3,0	3,6	3,6	4,5
7,5	3,0	3,6	3,0	3,6	3,6	4,2	3,6	4,2	3,6	4,2	4,5	5,4
10,0	3,6	4,5	4,2	4,8	3,6	4,8	3,6	4,8	4,2	5,1	4,8	5,4
12,0	3,6	4,2	3,6	4,8	4,2	5,4	4,2	5,4	4,2	5,4	5,1	6,4
15,0	4,2	4,5	4,2	5,1	4,2	6,0	4,2	6,0	4,5	6,0	5,7	7,3

U w a g a : Pierwsza liczba w każdym słupku oznacza odległość między otworami, druga — wielkość linii najmniejszego oporu

Wielkość ładunków przyjmuje się według znanych wzorów dla ładunków wydłużonych. Dla pojedynczego otworu

$$Q = q \cdot \omega^2 t$$

gdzie: q — właściwe zużycie SW (środek wybuch) o normalnej sile wybuchu w zależności od wytrzymałości skały w kg/m^3 ;

ω — linia najmniejszego oporu (m);

t — głębokość otworu wiertniczego (m);

Q — wielkość ładunku (kg).

* Linia najmniejszego oporu (l.n.o.) nazywamy najbliższą odległość środka ładunku do odsłoniętej powierzchni urobiska.

** J. Pikowski i J. Kolker, Karjery dorożnostroilielnych materialow, Dorizdat, 1948.

Dla jednoczesnego wybuchu w serii otworów

$$Q = 0,25 m^2 q \cdot \omega^2 t$$

gdzie: $m = \frac{l}{\omega}$, a l — odległości między ładunkami.

Ilość właściwego zużycia q dla SW o normalnej sile wybuchu przyjmuje się zgodnie z tabelą 68*.

Tabela 68

Nazwa skał	Współczynnik oporu wg Protodiakonowa	Wartość q kg/m^3
W wysokim stopniu wytrzymałe, gęste i zwarte bazalty, andezyty, dioryty, diabazy i inne	24 — 30	1,2 — 1,5
Bardzo wytrzymałe granity, kwarcyty, kwarcowe porfiry, krzemieniowe łupki, konglomeraty, gnejsy, bazalty, porfiry, amfibolity	20 — 22 18	1,0 — 1,1 0,9
Granit, gnejs, sjenit, porfiry, amfibolit	14 — 16	0,7 — 0,8
Najodporniejszo wapienie, piaskowce, konglomeraty, bardzo zwarte granity, szare konglomeraty, bardzo silne syderyty, magnezyty, piaskowce	10 — 12	0,5 — 0,6
Dachowy łupok, gnejs, porfiry, krystaliczny wapień, bardzo silno łupki, marmur, dolomit, wapień, syderyt, magnezyt	6 — 8	0,3 — 0,4
Syderyt, wapień, piaskowiec, piaskowcowy łupok, uwarstwiony piaskowiec		

Przy zastosowaniu SW o obniżonej sile wybuchu wartości q z tabeli 68 powinny być przemnożone przez współczynnik e , charakteryzujący siłę SW (tabl. 69).

Tabela 69

Nazwa SW	63% dynamit	Amonity nr 2	Amonalo	Saletra amonowa	Dynamon	Powietrzny amonit nr 1	Silny amonit	Proch czarny
Wartość „e”	1,26	1,72—1,73	1,37—1,06	2,07	1,60	1,63	1,50	2,50

Obliczeniowa wielkość ładunków powinna być sprawdzona praktycznie, odpowiednio do rodzaju wysadzanej skały i warunków prac minerskich w sztolni.

Wiercenia otworów na niewysokich (2—5 m) i średnich (do 10 m) stopniach, charakterystycznych dla lotniskowych kopalni, dokonuje się świdromiarami (na głębokość do 5 m) i wiertarkami kolumnowymi lekkimi i ciężkimi (do 10 m). Średnica wiertel — 35—75 mm.

Ilość niezbędnych świdromiarami i wiertarek kolumnowych ustala się w zależności od wymaganej na podstawie projektu robót minerskich, wydajności wiercenia i wydajności przyjętych typów wiertniczych urządzeń.

Wydajność świdromiarami, jak również zapotrzebowanie powietrza niezbędnego do ich napędu podane są w tabeli 70.

* J. Pikowski i J. Kolker, Karjery dorożnostroilielnych materialow, Dorizdat, 1948.

Tabela 70

Opis techniczny	Rodzaje świrdromłotów			
	PB4 — 15	RP — 17	PA — 23	OM — 507
Ciężar świrdromłota, kg	16,0	16,5	23	27
Zużycie powietrza przy ciśnieniu 5 — 6 atm. m ³ /min.	1,9	1,8 — 2,0	2,4	2,4
Największa głębokość wierceń, m	4,0	2,0	4,0	4,0
Wydajność w mm bież/min. pracy przy średnicy główki świrdra 35—60 m/m granit	120	140	150	160

Dla wykonania robót wiertniczych niezbędne jest posiadanie kompletu świrdrów o różnej długości ze stopniowo zmniejszającą się średnicą koronki. Oprócz tego, wobec konieczności częstych wymian stępionych świrdrów (do 25—30 sztuk na jeden wiertniczy młotek w ciągu zmiany), należy bezwzględnie posiadać na terenie kopalni gospodarkę wiertniczą — warsztat naprawczy dla ostrzenia świrdrów lub przy stosowaniu zdejmowanych koronek — urządzenie dla ostrzenia koronek oraz odpowiednie piece dla hartowania świrdrów, zbiornik wodny dla hartowania koronek itp.

Dla wykonywania robót wiertniczych za pomocą pneumatycznego sprzętu niezbędne są sprężarki wytwarzające sprężone powietrze (do 5—7 atm.); wskazane są ruchome dla uniknięcia zbędnego wydłużania przewodów powietrznych.

Zapotrzebowanie sprężonego powietrza określa się na podstawie wzoru:

$$Q = \sum k_n F.$$

Obliczenie wydajności sprężarki:

$$Q_{\text{obit}} = Q(1 + k_{sp} + k_n + k_o + k_p),$$

gdzie: k — współczynnik jednoczesności (tabl. 71);
 n — ilość jednorodnych mechanizmów;
 F — zużycie sprężonego powietrza dla każdego typu mechanizmów (m³/min.);
 k_{sp} — straty w sprężarce (∞ do 0,1);
 k_n — straty z powodu nieszczelności połączeń w przewodach powietrznych (0,05—0,3);
 k_o — straty z powodu oziębienia się powietrza w przewodach (∞ do 0,3);
 k_p — zużycie sprężonego powietrza na przedmuchanie otworów (0,04—0,1).

Tabela 71

Ilość jednocześnie pracujących mechanizmów	2	3	4	5	6	8	10	15
Wartość współczynnika jednoczesności k	1,0	0,9	0,85	0,82	0,80	0,75	0,7	0,6

Jako ruchomą sprężarkę można zalecić do stosowania powietrzno-kompresorową stację ZJF—WKS-5. Kompresor tłokowy, czterocylindrowy prostego działania, dwustopniowy, o wydajności 5 m³/min. Ciężar stacji w stanie roboczym 3 100 kg o skrajni 3 455—1 850—1 900 mm. Stacja po dobrej drodze może poruszać się z szybkością 25 km/godz.

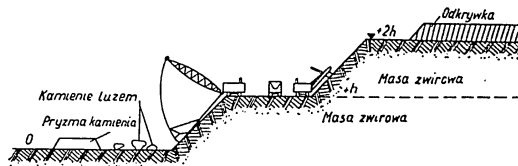
Roboty minerskie — zakładanie ładunków, lontów, zapalenie — powinny być wykonywane zgodnie z zasadami i przepisami sztuki minerskiej, wykładanymi na odpowiednich kursach i opisanymi w instrukcjach. Wszystkie roboty minerskie powinny być wykonywane na podstawie odpowiedniego projektu i odpowiadać wszystkim ustalonym specjalnym wymaganiom odnośnie bezpieczeństwa pracy personelu minerskiego, osób postronnych oraz ściślejszej ewidencji posiadanych i zużytych materiałów wybuchowych.

Dla zabezpieczenia należytej wydajności robót front robót w urobisku powinien być zawsze zabezpieczony dostateczną ilością uprzednio zruszonej skały. Dla uniknięcia przestojów mechanizmów roboty minerskie należy wykonywać w przerwach robót koparkowych.

Po dokonaniu wybuchu mogą trafić się głazy o znacznych rozmiarach, których nie można załadować koparkami, tzw. kamienie pozaskrajniowe. W takim przypadku należy kamienie te rozdrobnić za pomocą ładunków powierzchniowych lub dla wyjątkowo wielkich głazów zastosować wiercenia i wgłębne wybuchy.

Wydobywanie piasku i żwiru

Wydobycie piasku i żwiru koparkami wykonuje się analogicznie do wykopów ziemnych wykonywanych koparkami. Warto jednak zaznaczyć, że przy wydobywaniu piasku i żwiru z kopalni o kilku progach, szczególnie w terenie pagórkowatym, celowe jest jednoczesne użycie dwóch rodzajów koparek: przedsiębiernej i włókowej (rys. 197). Górny próg zdejmującej się koparkę przedsiębierną, dolny — włókową. Obie koparki dokonują naładunku na różne jednostki transportowe, znajdujące się na tej samej drodze lub torze. Szczególnie korzystny jest taki układ przy przemieszczeniach

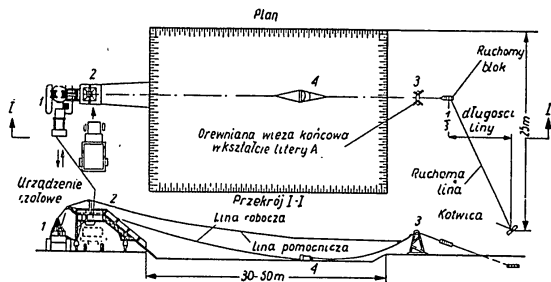


Rys. 197. Jednoczesna praca koparek podsiębiernej i włókowej

wydobytego materiału za pomocą przenośników. Każda koparka podaje materiał na tę samą linię transportową poprzez odrębne dla każdej koparki ruchome odbiorcze zasobniki.

Za pomocą koparki racjonalne jest również wydobywanie piasku i żwiru z przybrzeżnych kopalni, położonych na granicy wody.

Poważne znaczenie dla wydobywania piasku i żwiru posiada zastosowanie zgarniarkowych urządzeń, jednakowo nadających się do pracy w suchych kopalniach (rys. 198), jak i dla wydobywania materiałów z wody. Przy szerokich korytach wodnych tylną wieżę ustawia się na zakotwiczonej tratwie. Przy naładunku skały na środki transportowe czołową wieżę należy wyposażyć w odbiorczy zasobnik.



Rys. 198. Wydobywanie piasku i żwiru za pomocą linowo-zgarniarkowych urządzeń 1 — czołowa i końcowa wieża, 2 — zasobnik naładowczy, 4 — skrzynia zgarniarki

Wydobycia dokonuje się w szerokich urobiskach. W miarę pogłębiania się wykopu grunt obrysuje się na dno przejścia, dzięki czemu zwiększa się objętość uzyskiwana na jednym stanowisku czołowej wieży. Zastosowanie promienistego układu (rys. 199) jeszcze bardziej zwiększa efekt osiągany na jednym stanowisku.

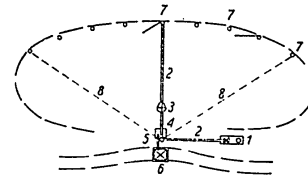
Wydajność urządzenia na jedną zmianę określa się na podstawie wzoru*:

$$W = \frac{(T-t)q \cdot k_w \cdot k_n \cdot k_s}{\left(\frac{1}{V_n} + \frac{1}{V_l} + 2t_1\right)}$$

gdzie: T — okres czasu pracy jednej zmiany wyrażony w min.;
 t — czas na przestawienie wież w czasie pracy zmiany w minutach;
 q — geometryczna objętość skrzyni w m^3 ;
 k_w — współczynnik wykorzystania czasu roboczego;
 k_n — współczynnik napelnienia skrzyni spulchnionym gruntem = 1,0—1,2;
 k_s — współczynnik spulchnienia gruntu w skrzyni zgarniarki dla spulchnionych grunty $K_s = 0,8$;
 l — odległość zgarniania przykładowo równa 0,7L, gdzie L — odległość między wieżami;
 V_n — szybkość roboczego biegu m/min. ($\infty 90$ m/min.);
 V_l — szybkość jałowego biegu m/min. ($\infty 180$ m/min.);
 t_1 — strata czasu na przełączenie dźwigarki przy zmianie biegu w min. (0,10—0,20 min.).

* N. Awerin, Karjery strotielnych materialow, 1946.

Średnia wydajność linowych zgarniarek waha się w granicach 15—250 m^3 /godz., w zależności od objętości skrzyni i odległości przemieszczenia gruntu. Graniczna odległość między wieżami 100 m (dla skrzyni 0,5 m^3) i 150 m (dla skrzyni 1,5 m^3).



Rys. 199. Promienisty układ eksploatacji urobiska za pomocą linowych zgarniarek: 1 — dźwigarka i silnik, 2 — liny stalowe, 3 — skrzynia zgarniarki, 4 — czołowa wieża i odbiorczy zasobnik, 5 — przenośnik, 6 — sortowanie i naładunkowe zasobniki, 7 — końcowa wieża, 8 — jedno z pośrednich przejść skrzyni

Dla robót w piaszczysto-żwirowych kopalniach mogą mieć zastosowanie również i przyczepne zgarniarki o większej pojemności. Szczególnie racjonalne jest ich użycie do pracy w pokładach o kształcie wzgórz, kiedy jest możliwość zorganizowania ruchu zgarniarek w dół po skosie lub po linii poziomej.

Zgarniarki powinny wyładowywać materiał z estakady do odbiorczego zasobnika, skąd trafia on bezpośrednio na środki transportowe.

Metody pracy zgarniarek w kopalni są te same co przy robotach ziemnych (rozdz. IV).

Przy wydobywaniu materiałów z warstw zalegających na stromych zboczach wąwozów, brzegach rzek i wzgórz, w warunkach bliskości wody, mogą mieć zastosowanie środki hydromechaniczne, szczególnie gdy tereny warunki zezwalają na swobodny spływ rozwodnionej masy do urządzeń sortowniczych. Metody i sposoby organizacji robót w tych przypadkach są analogiczne do omawianych wcześniej metod hydromechanicznej robót ziemnych (rozdz. VI).

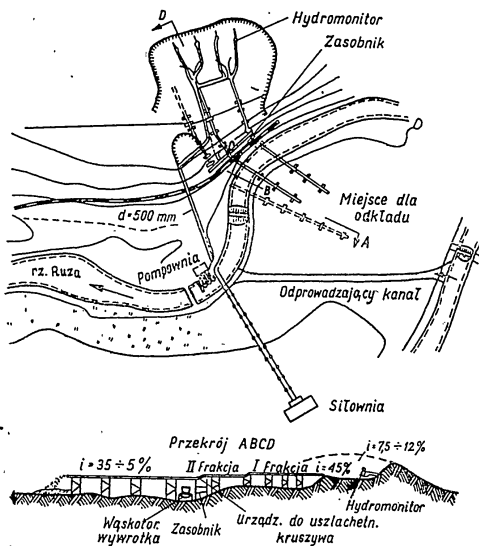
Przykładem zastosowania takiej metody jest wydobywanie żwiru i piasku w Golicynowskiej Kopalni na budowie kanału Moskwa — Wołga* (rys. 200).

TRANSPORT KOPALNIANY

W skład transportowych czynności w kopalni wchodzi: przemieszczenie odkrywczego gruntu na odkład, transport wewnętrzny wydobytych materiałów i transport na miejsce ich przeznaczenia. Transportu gruntu odkrywczego dokonuje się metodami stosowanymi w robotach ziemnych, podanymi w I części książki. Transport na miejsce przeznaczenia, jako zewnętrzny, dokonywany jest zależnie od odległości normalnotorową koleją lub samochodami.

* Kanał Moskwa — Wołga, Gidromechanizacja, Strojizdat, 1940.

Odnosnie zaś zewnętrznego kopalnianego transportu wydobywanych materiałów należy stwierdzić, iż odznacza się on pewnymi właściwościami, charakterystycznymi dla kopalni. W szczególności w kopalniach w postaci dolów wydobywane materiały muszą być z urobiska podnoszone do góry; w kopalniach zaś, w których złoża materiałów mają kształt wzgórze, transport związany jest z opuszczeniem materiału w dół.



Rys. 200. Hydromechaniczny sposób wydobycia piasku i żwiru w Galicyńskiej Kopalni

Właśnie z tego powodu dla wewnętrzno-kopalnianych przemieszczeń materiałów mają największe zastosowanie:

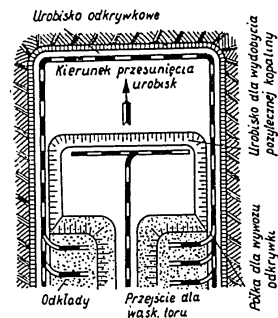
1. Wąskotorowy transport w zespoleniu z mechanicznym podnoszeniem (dźwigi i pochylnie hamujące).
2. Samochodowy transport.
3. Przenośniki.

Zaletami wąskotorowego transportu są prostota, pewność i mały koszt jego urządzenia. Główną wadą jest konieczność przekładania torów w urobiskach i w związku z tym nieuniknione zmiany w układzie rozjazdów i powrotnych pętlic. Mając na względzie poważne straty czasu na powrot-

nych pętlicach, we wszystkich przypadkach wskazana jest zamiana ich na rozwiązania za pomocą rozjazdów.

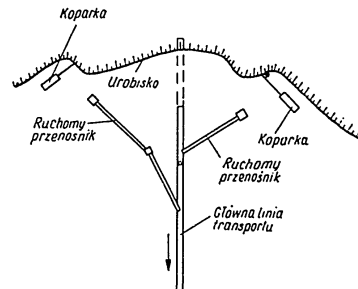
Najbardziej typowe schematy odwozu od urobiska za pomocą wąskotorowego transportu podano na rysunkach 191, 192 i 193.

Schemat podany na rysunku 201 stosuje się dla odwozu odkrywki na opróżnione z materiałów miejsce.



Rys. 201. Układ torów dla odwożenia odkrywki na odwał w oswoobodzone od pozostałych kopalni miejsce

Maksymalne wzniesienia na prostych w kierunku ładownym nie powinny przekraczać 0,02, a w kierunku próżnym — 0,025, minimalny promień łuków dla przewozowych i roboczych torów 30 m (dla rozstawu 750 mm) i 40 m (dla rozstawu 1 000 mm), dla głównych torów — 60 m.



Rys. 202. Schemat sposobu zespolonego użycia ruchomych i stałych przenośników

Zaletami samochodowego transportu są: wielka zdolność manewrowania, wyeliminowanie przeladunków i wielka szybkość. Jednak zastosowanie jego w głębokich kopalniach w kształcie dołów powoduje konieczność urządzenia długich wyjazdów ze wzniesieniami nie przekraczającymi 0,15—0,18.

Samochodowy transport stosuje się przeważnie przy bezpośredniej dostawie do odbiorcy wydobytego materiału przy możliwości wykonania wyjazdów z kopalni bez większych wydłużeń drogi.

Wreszcie przenośniki mogą być bardzo pożytecznym środkiem dla przemieszczania piaszczysto-żwirowych materiałów. Zastosowanie ich zwiększa wydajność koparek (przy naładunku przez ruchome zasobniki) i zezwala na uniknięcie instalowania mało wydajnych dźwigów.

Dobre rozwiązanie zespolonego sposobu użycia ruchomych i stałych przenośników przedstawiono na rysunku 202. Ruchome przenośniki służą do odbioru materiałów od koparek w urobisku (przez zbiorczy kosz) i przekazania ich na główny przenośnik (składający się z szeregu przenośników stałych), który przemieszcza materiał dalej, aż do miejsc jego obróbki i składowania.

Przenośniki są również jednym z niezbędnych mechanizmów dla obsługiwanego składów materiałów oraz urządzeń dla uszlachetniania kruszywa.

OBROBKA I USZLACHTNIANIE MATERIAŁÓW

Materiały używane do budowy powinny odpowiadać określonym warunkom. Tymczasem piaszczysto-żwirowe materiały, wydobyte z kopalni, często posiadają domieszki bardziej drobnych części — pyłowych, gliniastych. Usunięcie tych domieszek, gdy ilość ich przekracza normy dopuszczalne w technicznych warunkach, nazywamy uszlachetnianiem. W wielu przypadkach zachodzi konieczność rozdzielania wydobytego materiału na frakcje, tj. dokonywania sortowania. W końcu wielkie odłamki skały wydobyte z kopalni przeważnie nie mogą być bezpośrednio użyte na budowach bez rozdrobnienia ich na tłuczeń, tj. rozkruszenia.

Prace w zakresie uszlachetnienia, sortowania i rozkruszenia w miarę możliwości wskazane jest wykonywać w samej kopalni, gdyż wówczas unikniemy zbędnych wydatków na naładunek, wyładunek i transport na budowę nieprzydatnego materiału.

Powyżej wymienione trzy czynności dokonywane są za pomocą specjalnych urządzeń w kopalni i w należycie zmechanizowanych kopalniach zespala się w jednym cyklu.

Powszechnie stosowanymi urządzeniami są: do kamienia — kruszarko-sortownicze — dla uzyskania tłuczni; do pospółki — sortownicze i oczyszczające — dla uzyskania żwiru i piasku.

Kruszenie materiału kamiennego

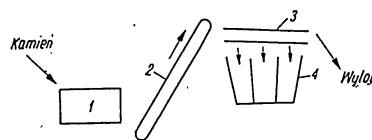
Kruszenia kamienia dokonuje się w urządzeniach zwanych kruszarkami. Technologiczny proces polega na dostarczeniu kawałków skały do kruszarki, rozdrobnieniu ich, przekazaniu uzyskanego materiału do sortowniczy, przesortowaniu na frakcje, dostarczeniu gotowego produktu do zasobnika lub bezpośrednio na przenośnik i usunięciu drobnych odpadków pozostałych po kruszeniu (miel i pył).

Rozdrobnienie kamienia w jednej kruszarce jest celowe, o ile stopień rozdrobnienia (stosunek rozmiaru kamienia do rozmiaru tłuczni) nie prze-

kracza 8. W razie potrzeby większego rozdrobnienia należy zastosować dwu-, a nawet trzystopniowe kruszenie. W takim przypadku gruby tłuczeń uzyskany z pierwszego kruszenia poddawany jest następnemu rozdrobnieniu w specjalnie do tego celu przeznaczonych kruszarkach.

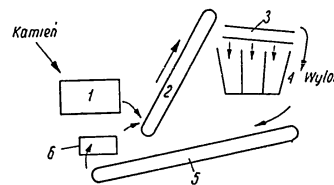
Schematy jedno- i dwustopniowego kruszenia podano na rysunkach 203 i 204.

Każde urządzenie kruszarkowe składa się z zasadniczych elementów: kruszarki (jedna lub kilka przy wielostopniowym rozdrabnianiu), sit i pomocniczych zasilaczy, przenośników, podnośników lub dźwigów i zasobników.



Rys. 203. Schemat jednostopniowego kruszenia:
1 — kruszarka, 2 — przenośnik, 3 — sortownik, 4 — zasobnik do tłuczni

Najbardziej rozpowszechnione w budownictwie lotniskowym są szczękowe kruszarki z prostym i złożonym wahadłowym ruchem szczęk. W wielkich kopalniach kamienia o znacznych zasobach materiału i funkcjonujących przez dłuższy okres czasu stosowane bywają również i stożkowe



Rys. 204. Schemat dwustopniowego kruszenia:
1 — kruszarka dla zasadniczego rozdrobnienia, 2 — podnośnik, 3 — sortownik, 4 — zasobnik, 5 — przenośnik podający materiał do powtórnego rozdrobnienia, 6 — kruszarka dla powtórnego rozdrobnienia

kruszarki jako bardziej ekonomiczne i produkujące materiał o wysokiej jakości. Przy dwustopniowym kruszeniu do powtórnego rozdrobnienia stosowane są kruszarki walcowe, zabezpieczające równomierność otrzymywanych frakcji, a w rzadkich przypadkach — kruszarki młotkowe. Charakterystyczne cechy wymienionych rodzajów kruszarek wskazano w tabeli 72.

Przy względnie niewielkich zapasach kamienia w kopalni i niewielkim zakresie robót przy rozdrobnieniu kamienia celowe jest zastosowanie ruchomych zespołów do kruszenia SM-8, SM-9 o wydajności do 15—20 m³/godz. przy dwustopniowym kruszeniu lub ruchomych urządzeń do kruszenia D-153 o wydajności 5—6 m³/godz.

Tabela 72

Cechy techniczne	Rodzaje kruszarek		
	S-182 i S-217 * szczękowo	SM-11 szczękowa	SM-12 szczękowa
Wydaźność, m ³ /godz.	5 — 6	15	10 — 12
Największy rozmiar ładowanego kamienia, mm	200	350	85
Szerokość szczeliny wydławowej mm	20 — 80	100 — 175	5 — 30
Moc silnika w kW	16	28	25
Ciężar, kg	2200 — 3400	6180	3400

Kamienny materiał podawany jest do kruszarek ze specjalnych estakad za pomocą zasobników lub przenośników.

Zastosowanie zespołów SM-8, SM-9 zezwala wykorzystać nawet nieznaczne zapasy kamienia (głazy powierzchniowe). Zmontowanie zespołu trwa zaledwie kilka godzin, gotowość do transportu i przemieszczenia z miejsca na miejsce osiąga się również bez wielkich trudności. Zasadnicze cechy charakterystyczne zespołu są następujące:

1. Wydaźność 15—20 t/godz.
2. Wymiar ładowanego kamienia 300—500 mm.
3. Rozmiar szczeliny wydławowej w kruszarce do 170 mm.
4. Regulowana odległość między walcami kruszarki walcowej do 5—30 mm.

Sortowanie rozkruszonych materiałów kamiennych odbywa się w cylindrycznych i płaskich, wahadłowych lub wibrujących sitach.

Sitom wibracyjnym należy oddać pierwszeństwo przed cylindrycznymi, gdyż są one bardziej wydajne, dokładniej sortują materiał i zajmują mniej miejsca.

Cechy charakterystyczne stosowanych sit wskazano w tabeli 73.

Rozdrobniony materiał podawany jest do sortownika za pomocą kubelkowych przenośników lub przy usytuowaniu kruszarki poniżej sortownika — za pomocą przenośników, a przy kruszarce powyżej poziomu sortownika — własnym ciężarem.

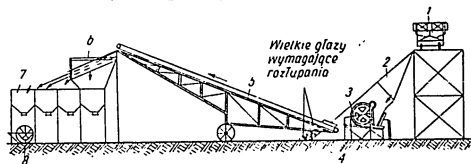
Tabela 73

Cechy techniczne	Rodzaje sortowników			
	SM-112 o nieruchomych sitach	S-96 mimośrodowy	SM-13 wibracyjny	S-37 bębnowy
Ilość sit	2	3	3	3
Rozmiary otworów sit w mm	50 x 50 20 x 20	60 x 60 22 x 22 8 x 8	35 x 35 15 x 15 5 x 5	70,25 7
Moc silnika w kW	1,0	3,0	3,7	1,1
Wydaźność w m ³ /godz.	6,0	13 — 16	30 — 40	8 — 10

* Kusrzarka S-182 wykonana jest ze stali, a S-217 — z żeliwa.

Sposób drugi stosowany bywa w głębokich kopalniach, gdy jest możliwość usytuowania kruszarki na wzniesieniu; w tym przypadku dostawa kamienia do kruszarki odbywa się za pomocą wąskotorowych wózków lub dźwigów, a pośrednie ogniwo transportu od kruszarki do sortownika nie istnieje.

Na rysunku 205 podano schemat jednostopniowego urządzenia do kruszenia kamienia. Dostarczony z estakady wózkami materiał kamienny wyładowuje się na nieruchomą kratę dla oddzielenia wielkich kawałków kamienia. Kamienie, które przeszły przez kratę, dostają się do kruszarki,



Rys. 205. Schemat jednostopniowego urządzenia do kruszenia kamienia: 1 — dostawa kamienia, 2 — kratka rozdzielcza, 3 — kruszarka, 4 — zasilecz, 5 — przenośnik dla tłuczenia, 6 — sortownik, 7 — zasobnik, 8 — transport tłuczenia

skąd już rozdrobniony materiał trafia na przenośnik, a następnie do sortownika. Sortownik usytuowany jest nad zasobnikiem; rozdzielony według frakcji tłuczeń trafia do odpowiednich sekcji zasobnika, skąd w razie potrzeby wyładowuje się go do środków transportowych. Zamiast przenośnika może być użyty podnośnik, wówczas cały zespół do kruszenia kamienia zajmuje mniej miejsca.

Wydaźność sortowników i pomocniczych mechanizmów (zasilaczy, przenośników, podnośników) powinna być uzależniona od maksymalnej wydajności kruszarki, którą one obsługują.

Rodzaj urządzenia do kruszenia kamieni przyjmuje się zależnie od wydajności kopalni, wymaganej ilości materiału kamiennego, wyznaczonego terminu wykonania robót i wymaganych wielkości frakcji oraz ich wzajemnego ilościowego stosunku.

W razie konieczności posiadania kilku frakcji należy przewidzieć dwa, a nawet i trzystopniowe układy kruszenia kamienia.

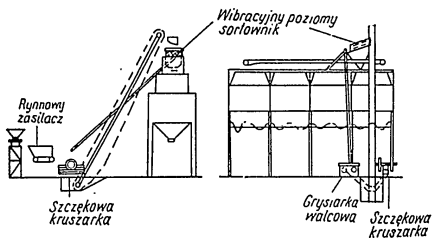
Na rysunku 206 podano schemat dwustopniowego urządzenia do kruszenia kamieni. Urządzenie to wyposażone jest w szczękową kruszarkę SM-11, walcową kruszarkę SM-12, zasilecz SM-10, poziomy sortownik SM-13 i kubelkowy podnośnik.

Dowożony kamień wyładowuje się do kosza, który przekazuje swą wartość szczękowej kruszarce. Rozdrobniony przez kruszarkę materiał za pomocą podnośnika trafia do sortownika, gdzie zostaje rozdzielony według frakcji. Kawałki tłuczenia, które nie przeszły przez najradsze sito sortownika, za pomocą rynny trafiają do walcowej kruszarki, gdzie poddawane są ponownie rozdrobnieniu, po czym znowu za pośrednictwem podnośnika trafiają do sortownika. Wydaźność takiego urządzenia wynosi 30 t/godz.

Powyżej wspomniany ruchomy zespół do kruszenia kamienia SM-8, SM-9 zalicza się również do urządzeń dwustopniowego rozdrabniania.

Przy wyborze rodzaju urządzenia ma również znaczenie, czy przygotowuje się tłuczeń „na skład”, tj. jeszcze przed rozpoczęciem budowy, czy też bezpośrednio wysyłany jest on na budowę.

W budownictwie lotniskowym pierwszy sposób ma wielkie zastosowanie, niekiedy wyłącznie, dzięki możliwości wykonania tych, robót w ciągu zimy, co obniża szczytowe zapotrzebowanie w lecie siły roboczej. Przy tym



Rys. 206. Schemat dwustopniowego urządzenia do kruszenia kamieni

sposobie do kruszenia kamienia mogą być wykorzystane urządzenia o różnej wydajności, z zachowaniem jedynego warunku, aby istniejąca wydajność zabezpieczyła przed rozpoczęciem robót wymaganą ilość materiału.

Przy zastosowaniu drugiego sposobu kruszenie kamienia postępuje równolegle z wykonywaniem zasadniczych robót lotniskowych i tłuczeń dostarczany jest bezpośrednio na budowę z ominięciem zapasowego składowania. W tym przypadku godzinowa i dzienna wydajność kruszarek i sortowniczych zespołów powinna odpowiadać codziennemu zużyciu materiałów na budowie z pewnym zapasem.

Wydajność urządzeń do kruszenia przy przygotowaniu tłucznia „na skład”, tj. przy całorocznej ich pracy, określa się wychodząc z następujących warunków: przy ogólnym zapotrzebowaniu tłucznia w ciągu roku Q i przy ilości zmian roboczych w roku N niezbędna wydajność jednej zmiany wyniesie:

$$q = \frac{Q}{N K_{kl}}$$

gdzie: K_{kl} — współczynnik wykorzystania sezonu w zależności od klimatycznych warunków danego rejonu (0,85—0,95).

Wydajność urządzeń do kruszenia w ciągu godziny pracy przy ilości n godzin w zmianie określa się za pomocą wzoru:

$$P = \frac{q}{n \cdot k_{wz}} \quad (44)$$

gdzie k_{wz} — współczynnik wykorzystania zmiany.

Na podstawie obliczonej godzinowej wydajności ustala się rodzaj i wielkość urządzenia.

Uszlachetnienie piaszczysto-żwirowego materiału

Piaski i żwiry oczyszcza się od ilastych i gliniastych domieszek za pomocą płukania wodą. Jest to szczególnie niezbędne w tych przypadkach, kiedy glina otacza cząsteczki żwiru, tworząc na nich tak zwaną gliniastą powłoczkę.

Do płukania używa się zwykle cylindrycznych lub innego rodzaju płuczek. Płukania w cylindrycznych płuczках dokonuje się wodą wprowadzoną do bębna naprzeciw przesuwającemu się piaszczysto-żwirowemu materiałowi.

Do przemycia żwiru stosuje się sortowniki-płuczki SM-213 i SM-215, posiadające następujące charakterystyczne cechy techniczne (tab. 74):

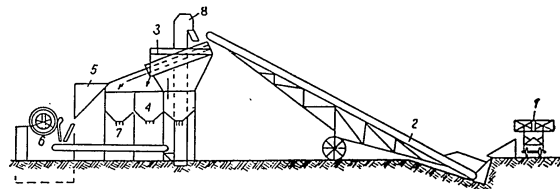
Tabela 74

Nazwa elementów	SM — 213	SM — 215
Srednica wewnętrznego bębna, mm	600	1000
Wydajność, m ³ godz.	9 — 11	40 — 45
Ilość obrotów bębna, obr/min	10	14,5
Moc elektrycznego silnika, kW	2,7	7,3
Ciepota, kg	1767	4030

Oprócz cylindrycznych z powrotem stosuje się i różnego rodzaju rynnny płuczki, jak również grawitacyjno-drgające układy płuczek. Wydajność takich płuczek wynosi 5—10 m³/godz.

Przy przemycaniu żwiru woda często unosi nie tylko części pyłowe, ale i piasek, który może być zebrany przez zastosowanie specjalnych zbiorników-odstojników i następnie użyty do produkcji. Praca odstojnika oparta jest na fizycznym prawie opadania cząstek o określonych wymiarach zależnie od szybkości strumienia wody.

Sortowanie piaszczysto-żwirowego materiału może być dokonywane jednocześnie z jego płukaniem lub też oddzielnie. Mechanizmy podające piaszczysto-żwirowy materiał do elementów zespołu są te same co i dla tłucznia. Najczęściej są to taśmowe przenośniki.



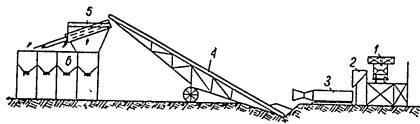
Rys. 207. Schemat urządzenia do sortowania:

1 — wydłunek materiału, 2 — przenośnik, 3 — sortownik, 4 — zasobnik dla żwiru i piasku, 5 — zasobnik dla glazów, 6 — kruszarka, 7 — przenośnik-zasilacz, 8 — podnośnik czepakowy

Jeżeli piaszczysto-żwirowy materiał nie wymaga przepłukania, to sortowania jego dokonuje się w sposób następujący: materiał przenośnikiem podawany jest na sortownik, skąd spada oddzielnymi frakcjami do poszczególnych zasieków zasobnika.

Ogólnie stosowane schematy sortowniczo i sortowniczo-pluczącego urządzeń przedstawione są na rysunku 207 i 208.

Należy mieć na względzie, że przemycie żwiru wymaga dostatecznego zabezpieczenia w wodę, średnio dla urządzeń pluczących żwir zużycie wody dla przemycia 1 m³ żwiru wynosi 5—12 m³.



Rys. 208. Schemat urządzenia do sortowania i płukania pospółki:
1 — wyładunek materiału, 2 — zasobnik, 3 — płuczarka, 4 — przenośnik, 5 — sortownik, 6 — zasobniki

W przypadkach konieczności wydobycia z kopalni piasku i żwiru, wymagających oczyszczenia, przy braku niejskowej wody należy dokonać wstępnego oczyszczenia na sucho z ostatecznym jego wykończeniem za pomocą przemycia na terenie budowy lotniska.

SKŁADOWISKA UROBKU W KOPALNIACH

Wydobyci w urobiskach materiał w większości przypadków nie bywa bezpośrednio wywożony na budowę, lecz trafia do różnego rodzaju specjalnych urządzeń w kopalni, a następnie zostaje składowany jako gotowy produkt dla późniejszego transportu na budowę. Składowanie materiału nieuchronnie związane jest z pracami naładunkowymi i wyładunkowymi, a więc ze stratą czasu i zużyciem robocizny. Dlatego też organizacja składowania w kopalniach stanowi jeden z podstawowych czynników wpływających na koszt materiału, a więc i na koszty budowy. W związku z tym dla spełnienia koniecznego warunku obniżenia kosztów budowy niezbędne jest prawidłowe rozwiązanie w kopalni zagadnień dotyczących składowania materiałów i robót naładunkowych i wyładunkowych. Niedocенianie znaczenia tych robót nieuchronnie doprowadzi do tego, że właśnie te roboty staną się najbardziej „wąskim gardłem“ produkcji kopalnianej, co w skutkach powodować będzie hamowanie postępu robót na budowie. Urządzenie składowisk kamiennych budowlanych powinno przewidywać:

1. Możliwość jednoczesnego naładunku znacznej ilości jednostek transportowych (przy naładunku na wagony normalotorowe jednocześnie podstawianych jest 30—35 wagonów z terminem ich naładunku nie przekraczającym 2 godz.).

2. Możliwość zmechanizowania naładunku.

3. Potrzebną pojemność składowisk.

4. Minimalne koszty urządzenia składowisk, konserwacji i naładunku gotowego produktu.

Ogólnie stosowanym rodzajem składowisk kamiennych materiałów budowlanych są odkryte, liniowe, wydłużone składowiska. Dla takich składowisk na pewnej wysokości od powierzchni terenu (przy naładunku na wagony normalotorowe 1,2 m od główki szyny) wykonuje się wzdłuż naładunkowego frontu na jednym poziomie z powierzchnią rampy — drogi dowozowe dla dostarczania materiału z kopalni.

Przy wielkich ilościach wysyłanych materiałów dokonuje się dowozu do rampy po estakadzie z wyładunkiem na rampie, co znacznie zwiększa pojemność składowiska, gdyż przyzmy materiałów na nim ułożone sięgają aż do górnego poziomu estakady. Dla uzyskania większego zmechanizowania naładunku w danym przypadku celowe jest wykonanie pod estakadą krytego rowu dla umieszczenia w nim poziomego taśmowego przenośnika, za pomocą którego materiał byłby podawany na poprzeczne ruchome przenośniki ładujące go do wagonów.

Jednym z doskonałych sposobów przechowywania ładunku materiałów jest zastosowanie jako składowisk zasobników obliczonych na 1—3-dniową produkcję. Stosowane są przeważnie zasobniki o jednostronnym wyładunku na wagony. Kąt pochylenia powierzchni den zasobników stosuje się w granicach 30—40°, w zależności od materiału, z jakiego wykonane są dna zasobników i rodzaju wyładowywanego materiału kamiennego.

W zakończeniu rozdziału podaje się na podstawie danych Awierina z pewnymi uzupełnieniami wykaz najbardziej typowych mechanizmów, stosowanych przy wydobyciu z kopalni naturalnych materiałów kamiennych.

Rodzaj roboty	Rodzaj sprzętu	Przeznaczenie
Wydobycie i naładunek	Koparki łyżkowo i wielonaczyniowe	Do naładunku gruntu odkrytki i pożytecznych kopalni do transportu i na odkład
	Pływające łyżkowo koparki. Wieloczerpakowe koparki	Do naładunku pożytecznych kopalni na statki i łodzie przy wydobyciu z wody
	Linowo—wieżowe koparki Linowo zgarniarki	Do transportu na odwał, naładunku do zasobników, wyładunku na składowiskach i naładunku na środki transportowe
	Równiarki talerzowe z przenośnikiem taśmowym	Do naładunku odkrytki na samochody
	Zgarniarki ciągnięto	Do wykonania robót w urobisku, usunięcia i transportu odkrytki i pożytecznych kopalni
Zruszenie skały	Hydromonitory	Do wykonania robót w urobisku, odkrywkowych i wydobycia pożytecznych kopalni
	Refulery	Do wydobycia piasku i żwiru z wody
	Urządzenie linowo-udara-wo. Pneumatycznie wiertarki	Do wiercenia otworów przy robotach minerskich
Transport materiału kamiennego	Młotki wiertnicze Młotki odbojowe	Do zruszenia kamiennych i twardych gruntów
	Szynowy: wózki wywrotki, wagony wywrotne, parowozy, loki i elektryki Samochodowy: wywrotki samochodowe, ciągniki z przyczepami	

Rodzaj roboty	Rodzaj sprzętu	Przeznaczenie
	Przenośniki Ruchome ładowarki Zasobniki stałe i ruchome Hydrauliczny: z wodą w rynnach pod ciśnieniem w rurach Kolejki linowe Podnośniki kuckłowe	Transport odkrytki i pożytecznej kopaliny na odkład, do oczyszczenia, sortowania lub do przeladunkowych zasobników
Przemieszczenie odkrytki w odkład	Spycharki Koparki z łyżką wleczoną Przenośniki Podnośniki Hydromonitory Ręfultury	Do przygotowania odkładów Do podnoszenia torów na odkładzie Do wykonania odkładu
Uszlachetnienie pożytecznych kopalin	Kruszarki Sortowniki Sortowniki żwiru Sortownicze urządzenia zespołu do kruszenia Płuczarki żwiru Płuczarki piasku (ślizakowe i inne)	Do rozdrobnienia kamienia Do sortowania tłuczni i kamienia Do sortowania żwiru Do sortowania kamienia i żwiru Do płukania żwiru i tłuczni Do płukania piasku
Ogólno wyposażenie	Stacje sprężarek Elektrownie	Do zaopatrywania w sprężone powietrze pneumatycznych narzędzi Do oświetlenia terenu robót i zaopatrzenia w energię maszyn i mechanizmów o napędzie elektrycznym

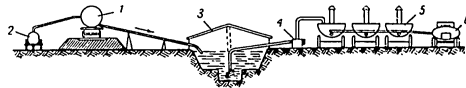
Rozdział XXII

BAZY ORGANICZNYCH MATERIAŁÓW WIĄZĄCYCH

PRZEZNACZENIE I CHARAKTERYSTYKA BAZ

Bazą organicznych materiałów wiążących lub po prostu bazą bitumiczną nazywa się w budownictwie lotniskowym półstały, samodzielny zespół urządzeń, przeznaczony do składowania i przygotowania organicznych materiałów wiążących.

Bazy te organizowane są dla budowy i naprawy lekkich tymczasowych nawierzchni: tłuczniowych smolowanych wglębnie lub powierzchniowo, nawierzchni stabilizowanych gruntowych, wzmocnionych organicznymi materiałami wiążącymi i innymi. Poza tym takie zespoły wchodzi w skład



Rys. 209. Schemat technologicznego procesu bazy organicznych materiałów wiążących.
1 - cysterna z materiałem wiążącym, 2 - kocioł do wytwarzania pary, 3 - zbiornik dla materiału wiążącego, 4 - pompa, 5 - kotły, 6 - otaczarka

asfaltobetonowych baz jako oddziały przechowania i podgrzewania bitumu. W razie konieczności wykorzystania baz dla wykonania takich czynności, jak przygotowanie emulsji, smolowanego tłuczni itd., są one dodatkowo odpowiednio wyposażone (emulsyjne maszyny, zbiorniki itd.).

Podstawowymi czynnościami technologicznego procesu na bazach są:

1. Wyładunek nadeszłych materiałów.
2. Przechowanie i podgrzewanie wiążących materiałów.
3. Przygotowanie smoly, emulsji i rozrzedzonych mieszanin.

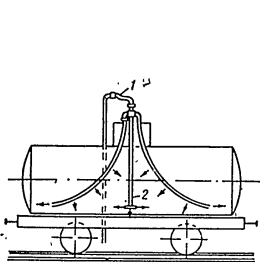
Najbardziej rozpowszechniony schemat technologicznego procesu podany jest w ogólnym zarysie na rysunku 209.

WYLADUNEK MATERIAŁÓW WIĄZĄCYCH

Materiały wiążące w stanie ciekłym, nadchodzące do bazy kolejają w cysternach, zasobnikowych półwagonach lub drogą wodną w specjalnych zbiornikach, zlewane są bez podgrzewania. Materiały nadeszłe w stanie nieciekłym podgrzewane są do stanu płynności i zlewane do specjalnych zbiorników sposobem grawitacyjnym lub przepompowywane.

Podgrzania materiałów wiążących przed wylewem ich ze środków transportowych, wyposażonych w specjalne węzownice, dokonuje się za pomocą przepuszczenia pary przez te węzownice w celu doprowadzenia całej masy materiału do stanu płynności.

Jeżeli materiał przewożony jest w zbiornikach nie wyposażonych w nagrzewnicę, podgrzewa się go za pomocą specjalnych węzownic przenośnych lub przez przepuszczenie silnego strumienia pary przez rury z otworami, opuszczone w głąb masy lepiszcza (rys. 210). Rury te na zewnątrz łączą się we wspólny przewód o średnicy 1,5—2". Komplet przenośnych węzownic systemu Czekmареwa składa się z 3 sztuk, wykonanych z rur o średnicy 1" (rys. 211).



Rys. 210. Podgrzanie cysterny strumieniem pary
1 — giętki rękaw, 2 — rury z otworami



Rys. 211. Węzownica systemu Czekmареwa

Podgrzania materiałów wiążących w cysternach dokonuje się w pierwszej kolejności przy zaworze spustowym, a w razie chłodnej pogody należy rozgrzewać i sam zawór.

Sposób podgrzewania materiałów wiążących strumieniem pary powinien być stosowany tylko w wyjątkowych przypadkach, przy których nie można zastosować innych sposobów, gdyż nie zabezpiecza on całkowitego spływu materiału z cystern, nawadnia go i wymaga wielkiego zużycia pary; około 50% pary odchodzi w powietrze.

Dla podgrzania materiału wiążącego, znajdującego się w zasobnikowych półwagonach, ochranianych specjalną osłoną, dokonuje się przelotu pary przez osłonę z następnym przechyleniem półwagonów dla ich wyładunku.

W razie zastosowania na budowie ziemnych płynnych materiałów wiążących (emulsji, rozrzedzonych bitumów), dostarczanych na bazę w stanie gotowym do użycia, wyładunku ich dokonuje się w normalnym trybie — wylewem rynnami do zbiornika lub za pomocą przepompowania bez podgrzewania.

PRZECHOWANIE I PODGRZEWANIE

Każda baza posiada następujące urządzenia:

- a) dla przechowania materiału wiążącego;
- b) dla podgrzewania materiału wiążącego;
- c) składy materiałowe;

422

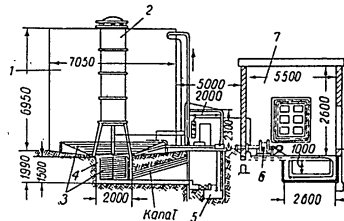
- d) stoiska dla budowlanych i transportowych maszyn;
- e) warsztaty;
- f) laboratorium;
- g) pomieszczenia dla technicznego personelu.

Rodzaj wyposażenia bazy i jego potrzebę ustala się w zależności od okresu czasu trwania budowy, w którym baza powinna znajdować się na tym samym miejscu. Dla krótkotrwałej budowy składy, zbiorniki, stoiska maszyn, instalacje robocze i inne urządzenia wykonuje się zwykle na otwartym powietrzu, o charakterze lekkim i tymczasowym; przy pracy bazy na tym samym miejscu, w okresie czasu dłuższym od jednego sezonu, powinna ona być wyposażona, dla osłony materiałów i urządzeń, w pomieszczenia kryte, które powinny być ocieplone, o ile w nich będą wykonywane prace w czasie zimy, jak np. laboratoria i warsztaty.

Zasadniczym wyposażeniu bazy są zbiorniki, ilość i rozmiary których zależne są od ilości materiałów przeznaczonych do jednoczesnego przechowania. Zbiorniki dla materiałów wiążących mogą być najprostszego lub bardziej udoskonalonego typu.

Udoskonalone zbiorniki

Udoskonalane zbiorniki przenośnego typu o pojemności 100—250 ton (rysunek 212) wykonywane są w postaci cylindrycznych, stalowych, spawanych lub nitowanych kadzi, zaopatrzonych wewnątrz w węzownice do parowego lub gazowego podgrzewania. Węzownice umieszczone są w dolnej części zbiornika i służą do utrzymywania materiału wiążącego w stanie płynnym. Dno zbiornika posiada ogólny spadek ku studzience, wewnątrz



Rys. 212. Schemat udoskonalonego zbiornika dla materiałów wiążących
1 — kadź zbiornika, 2 — kołpak, 3 — węzownica, 4 — studzienka zbiorcza, 5 — studzienka dla kondensatu, 6 — pompa, 7 — przepompownia

której również umieszczone są węzownice dla uzyskania bardziej intensywnego podgrzewania materiału przed wypuszczeniem go do kotłów bitumicznych lub skrapiałek.

Nad studzienką w środku zbiornika zmontowany jest cylindryczny kołpak, którego zadaniem jest oddzielenie materiału poddanego bardziej intensywnemu podgrzewaniu od całej jego masy. Takie urządzenie zezwala podtrzymywać w całym zbiorniku temperaturę materiału wiążącego około 60—70°, a pod kołpakiem doprowadzać ją w razie potrzeby do 150—160°.

423

Zbiornik tego typu posiada własną pompownię, urządzenia podgrzewcze i dla odprowadzenia kondensatu.

Podgrzanie materiałów wiążących w zbiorniku do temperatury 100—110° osiąga się za pomocą pary; dla uzyskania wyższych temperatur 120—130° — konieczne jest użycie przegrzanej pary, a dla uzyskania roboczych temperatur — 160—180° dla bitumów wskazane jest stosowanie gazowego podgrzewania.

Zastosowanie udoskonalonego typu zbiornika zezwala na wypływ z niego w każdym czasie materiału drogą podgrzewania go w samym zbiorniku do stanu płynności i przepompowania do kotłów, w których ostatecznie zostaje doprowadzony do roboczej temperatury. Przy posiadaniu odpowiedniego urządzenia w zbiorniku (podgrzewanie przegrzaną parą lub gazem) robocza temperatura materiału wiążącego może być uzyskana w samym zbiorniku i w tym przypadku odpada już konieczność posiadania kotłów.

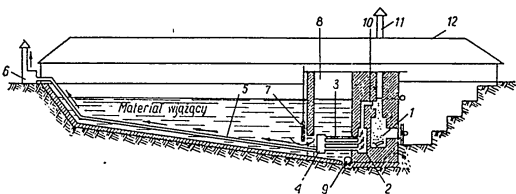
Udoskonalone zbiorniki typu przenośnego zabezpieczają znajdujące się w nich materiały od zanieczyszczenia, od działania wody, od pożaru, od strat w materiale i w znacznie wyższym stopniu chronią obsługę przed nieszczęśliwymi wypadkami niż tymczasowe zbiorniki prostego typu.

Zbiorniki z gazowym podgrzewaniem

Na równi ze zbiornikami o parowym podgrzewaniu stosuje się zbiorniki z gazowym podgrzewaniem. Zalety podgrzewania gazem polegają na:

1. Niestosowaniu urządzeń do wytwarzania pary.
2. Lepszym wykorzystaniu kaloryczności paliwa.
3. Możliwości szybkiego podgrzania materiału wiążącego do roboczej temperatury w samym zbiorniku.
4. Uniknięcia niebezpieczeństwa nawodnienia materiału wiążącego w przypadku awarii rur.

Na rysunku 213 podano schemat zbiornika typu wgłębnego z gazowym podgrzewaniem.



Rys. 213. Schemat zbiornika z gazowym podgrzewaniem dla materiałów wiążących

Gazy, wytwarzane w piecu 1 przy spalaniu drewna lub innego rodzaju paliwa, postępują do komory 2, połączonej za pomocą baterii dymowych rur 3 (o średnicy 50—80 mm) z gazową komorą 4. Komora ta z kolei połączona jest z rurami 5, ułożonymi na dnie zbiornika z wyciągiem dymowym.

Materiał wiążący, rozgrzany w zbiorniku ciepłem uzyskanym od gazów, przechodzących rurami 5, do stanu płynności, przy otwartym szybrze 7

postępuje do komory nadgrzewczej 8. W komorze tej materiał zostaje nagrzany przez baterię 3 do żądanej temperatury (160—180° C) i pompowany specjalną pompą podawany jest do miejsca przeznaczenia.

Do regulowania w rurach temperatury gazów, do komory 2 przez specjalny otwór doprowadza się z zewnątrz powietrze, którego ilość można regulować.

W razie konieczności szybkiego przerwania dostępu gorących gazów do rur ogrzewczych (awaria, zapłon i inne) zamyka się zawór 10 i gazy odchodzą na zewnątrz rurą 11.

Dla uniemożliwienia przedostania się płynnego materiału z komory 2 przez szczeliny w murze, strona muru, stykająca się z materiałem, powinna być należycie odizolowana blachą, w przeciwnym razie nie jest wykluczona możliwość wzniesienia pożaru.

Dno zbiornika wykonuje się z betonu lub cegły; z wierzchu zbiornik przykryty jest dachem 12.

Zasadniczymi wadami zbiornika o gazowym podgrzewaniu są:

1. Konieczność należytej izolacji komór wytwarzających gazy od materiału wiążącego w celu uniknięcia jego zapłonu.
2. Stosunkowo skomplikowana konstrukcja.

Zbiorniki najprostszego typu

Najprostsze, w postaci dolów, zbiorniki dla materiałów wiążących bez ich opakowania posiadają największe zastosowanie w budownictwie lotniskowym.

Zbiorniki typu wgłębnego, otwarte i zakryte, wykonywane są w postaci wykopów o głębokości do 2,5—3 m z umocowanymi ściankami i dnem (głina z wapnem, warstwa cegieł ze szlichtą cementową, deski, bale i inne) oraz komorami dla poboru materiału wiążącego. Dno zbiornika posiada spadek nie mniejszy niż 1,5—2,0‰ w kierunku komory odbiorczej, w której zainstalowuje się stałe lub przenośne węzłowce dla podgrzania materiału przed jego przepompowaniem.

Dla wstępnego podgrzania materiału wiążącego niekiedy układa się kilka sekcji rur dla pary wzdłuż bocznych ścianek zbiornika (rys. 214).

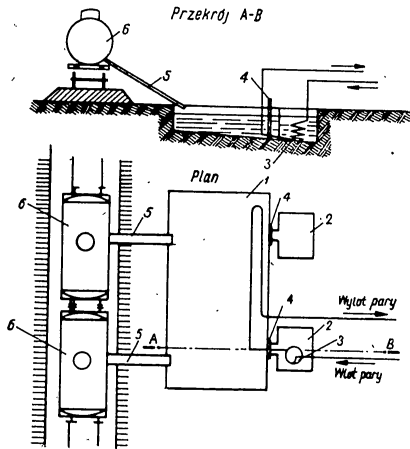
Bywają również zbiorniki bez wyposażenia do podgrzewania materiału, w postaci wykonanych w gruncie wykopów o głębokości do 50 cm. Dla zapobieżenia przyleganiu gruntu do materiału wiążącego, na dnie zbiornika usypuje się warstwę piasku 8—10 cm. Pobór materiału z takich zbiorników wykonuje się przez wyrąbywanie kawałków jego w stanie stałym; do tego celu wykorzystuje się najbardziej chłodny okres doby noc lub świt, gdy materiał jest dostatecznie stwardniały i bardziej podatny do wyrąbu. Wyrąbywanie wykonuje się poczynając od skraju zbiornika, na całą głębokość, z niezwłocznym przewozem materiału do kotłów, w których ulega podgrzaniu. Tego rodzaju zbiorniki są proste w wykonaniu i użytkowaniu, ale wymagają dodatkowej siły roboczej, gdyż zmechanizowanie poboru i przekazania materiału do kotłów jest trudno osiągalne, w związku z czym wszystkie roboty w zakresie jego wyrąbu i naładunku wykonuje się ręcznie; oprócz tego takie zbiorniki mogą być stosowane tylko dla szybko twardniejących rodzajów bitumów.

Najprostszego typu zbiorniki w postaci wykopów powinny odpowiadać następującym wymaganiom:

1. Szybkość ich wykonania i bezpieczeństwo w użytkowaniu.

2. Wykonanie dna zbiornika na poziomie o 30—40 cm wyższym od poziomu wód gruntowych.
3. Możliwość rozgrzania parą potrzebnej ilości materiału w określonym czasie i wypuszczenie pary wodnej oraz kondensatu, tworzących się przy podgrzewaniu.
4. Odprowadzenie wody deszczowej do zbiorników wodnych za pomocą urządzeń pomp (w zbiornikach typu otwartego).

Przechowanie materiałów wiążących, w szczególności rozpuszczalników i emulsji, może być dokonywane, oprócz specjalnych zbiorników, w róż-



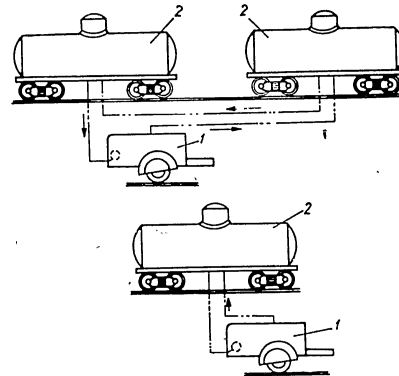
Rys. 214. Schemat zbiornika materiałów wiążących w postaci wykopu

- 1 — zbiornik ziemny, 2 — komora dla podgrzania i poboru materiału,
- 3 — wężownica parowa, 4 — szybrowa zastawka, 5 — rynny ściekowe,
- 6 — cysterny z materiałem wiążącym

go rodzaju naczyniach znajdujących się na danej bazie: blaszanych beczkach, cysternach, drewnianych kadziach i innych. Dla wygodnego wylewu materiału pożądane jest zaopatrzenie tych naczyń w odpowiednie zawory odpływowe. Powyższy sposób przechowania stosowany bywa zwykle przy niewielkim użyciu materiałów lub przy regularnych ich dostawach do bazy.

Pojemność zbiornika na bazie ustala się w zależności od ogólnej wydajności bazy i stopnia regularności dostaw materiałowych. Współczynnik jednoczesnego przechowywania materiału waha się w granicach od 0,5 do

0,05 całego jego zapotrzebowania. Przy regularnym dowozie materiału do bazy pojemność zbiornika będzie wystarczająca, o ile zabezpieczy jednorazowy wyladunek nadeszłego transportu. Na odwrót, gdy nie można osiągnąć regularności w dostawach materiału wiążącego, pojemność zbiornika ustala się z uwzględnieniem konieczności zabezpieczenia bazy w materiały ciągłej pracy w przypadku dłuższych przerw w dowozie materiałów. Rozmiary zbiorników ustalane są w zależności od miejscowych warunków. Materiały wiążące nadchodzące w opakowaniu (beczki, skrzynki) przechowuje się w stosach na wyrównanych stoiskach. Stosy powinny znajdować się pod dachem dla ochrony ich przed działaniem słońca.



Rys. 215. Schemat podgrzewania cystern z materiałem wiążącym za pomocą urządzenia do wytwarzania pary D-168
1 — urządzenie do wytwarzania pary D-168, 2 — cysterny z materiałem wiążącym

Rozgrzewanie materiału wiążącego do stanu płynności

Rozgrzewanie materiału do stanu płynności w zbiornikach, jak również w środkach transportowych przed dokonaniem wylewu, podgrzewania rurociągów i pomp tłoczących materiał, rozpylania płynnego paliwa w rozpylaczach itd. dokonuje się za pomocą pary o ciśnieniu od 7 ÷ 8 atm. Jako źródła wytwarzania pary stosowane są na bazach specjalnie do tego celu przeznaczone ruchome urządzenia D-168, szybko wytwarzające parę w ilości do 500 kg/godz. i zabezpieczające jednocześnie podgrzewanie 2—3 cystern z organicznym materiałem wiążącym.

Jedna cysterna w zimie opróżnia się w ciągu 10—12 godzin, a w lecie — 5—6 godzin. Na rysunku 215 podano schemat podgrzewania cystern parą z urządzenia D-168.

Stosowane są również pionowe stałe kotły parowe Szuchowa o powierzchni ogrzewalnej od 9,5 do 35 m², w zależności od zapotrzebowania pary — lokomobile, a niekiedy, dla podgrzewania przybywających cystern przed opróżnieniem ich wykorzystuje się parę z manewrowych parowozów. W tablicy 75 i 76 podano zasadnicze cechy techniczne kotłów Szuchowa i lokomobil krajowej produkcji.

Tabela 75

Zasadnicze cechy techniczne pionowych kotłów Szuchowa

Powierzchnia ogrzewalna kotła m ²	Robocze ciśnienie pary atm.	Powierzchnia ruszka m ²	Wydajność pary z 1 m ² powierzchni ogrzewalnej kg/godz.	Średnica kotła mm	Ciążar kotła kg
10,0	8	0,58	17 — 25	1 030	2 300
19,5	8	0,67	17 — 25	1 156	3 800
25,0	8	1,03	17 — 25	1 524	4 500
35,0	8	1,37	17 — 25	1 550	6 100

Tabela 76

Zasadnicze cechy techniczne lokomobil krajowej produkcji

Typ lokomobil	Moc maszyny parowej w KM	Powierzchnia ogrzewalna kotła m ²	Powierzchnia ogrzewalna przegrzewacza pary m ²	Temperatura przegrzewanej pary °C	Ciśnienie pary atm.	Wydajność pary przegrzewanej z 1 m ² przegrzewacza pary kg/godz.
4 LP-20	20	9,5	3,5	300	14	51
P-1	30	11,6	5,7	320	12	46
P-3	60	22,6	10,5	320	12	47

Wybór wielkości kotła do wytwarzania pary uzależniony jest od ogólnego zapotrzebowania przez bazę pary na jednostkę czasu. Ogólne zużycie pary jest sumą zużycia przez wszystkie obsługiwane urządzenia. Największymi odbiorcami pary są nagrzewcze węzownice w zbiornikach i cysternach, jak również rozpylacze kotłowe przy parowym rozpylaniu paliwa.

Orientacyjne obliczenie potrzebnej ilości pary może być wykonane w sposób następujący. Niezbędna ilość ciepła dla podgrzania materiału (bitumu) Q_b od temperatury t_1 do t_2 w zbiorniku lub cysternie określa się według wzoru:

$$Q_b = B (t_2 - t_1) c \cdot \eta_n \quad (45)$$

gdzie: B — ilość materiału wiążącego w kg poddanego podgrzaniu w okresie jednostki czasu (w ciągu godziny);
 t_1 — pierwotna temperatura materiału w °C;
 t_2 — końcowa temperatura materiału w °C;
 c — pojemność cieplna bitumu; przy temperaturze od 10° do 110°C = 0,3, przy temperaturze od 110° do 160°C = 0,4;
 η_n — współczynnik uwzględniający straty poprzez ścianki nagrzewanego naczynia na promieniowanie i inne straty; orientacyjnie można go przyjąć w wysokości 1,15—1,2.

Dla rozgrzania 1 t bitumu od temp. 15—20° do temp. 100—120° należy zużyć średnio około 500 kg pary o ciśnieniu 8 atm.

W obliczeniu koniecznej ilości pary należy uwzględnić, że temperatura jej powinna być nie mniej niż o 20° wyższą od maksymalnej temperatury materiału wiążącego.

Ilość ciepła, oddawana przez 1 kg pary q_n , przy przejściu jej przez węzownice, może być wyrażona wzorem:

$$q_n = i - i_0 \text{ kcal}$$

gdzie: i — zasób ciepła w parze przy roboczym ciśnieniu (7—8 atm.); należy znaleźć w tabelach (Hütte, tom 1). Przy parze nasyconej konieczne jest uwzględnić jej wilgotność wynoszącą zwykle do 5% i zawartość cieplną jej określana jest za pomocą wzoru:

$$i = i' + x r,$$

gdzie: i' — zasób ciepła w wodzie;
 x — stopień nawilgocenia;
 r — ciepłota parowania;
 i_0 — zasób ciepła w odpadkowym kondensacie (zwykle około 100 cal.).

Potrzebne zużycie pary dla rozgrzania węzownic wyniesie:

$$G_1 = \frac{Q_b}{q_n} \text{ kg/godz.}$$

Zużycie pary w rozpylaczach G_2 przyjmuje się w zależności od ich typu. Najbardziej rozpowszechnione rozpylacze Szuchowe zużywają od 0,6 do 0,9 kg pary na 1 kg paliwa, przy ogólnym zużyciu pary od 120 do 150 kg/godz.

Ogólne zużycie pary na bazie wyniesie:

$$G_{og} = \sum_1^n G \text{ kg.} \quad (46)$$

gdzie: n — ilość odbiorców pary.

Wymagana powierzchnia ogrzewalna kotła do wytwarzania pary określa:

$$F = \frac{G_{og}}{P} \text{ m}^2, \quad (47)$$

gdzie: F — powierzchnia ogrzewalna kotła do wytwarzania pary w m²;
 G_{og} — ogólne zapotrzebowanie pary w kg na godz.;
 P — ilość kilogramów pary, otrzymanych z 1 m² powierzchni ogrzewalnej w kg/godz. · m².

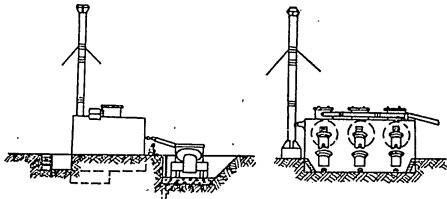
W przypadku wielkiego zapotrzebowania pary i znacznych rozmiarów obliczeniowej powierzchni ogrzewalnej można zastosować kilka urządzeń do wytwarzania pary.

Podgrzanie do temperatury roboczej

Podgrzanie materiałów wiążących do temperatury roboczej wykonuje się w specjalnych kotłach. Kotły te stosowane są na większości baz organicznych materiałów wiążących oraz w asfaltbetonowych wytwórniach;

moga zaś być pominięte jedynie w tych przypadkach, kiedy istnieją udoskonalone zbiorniki, w których podniesienie do temperatury roboczej odbywa się w samych zbiornikach.

W budownictwie lotniskowym stosowane są przeważnie ruchome kotły o pojemności 3 000—4 500 litrów, rzadziej zaś o pojemności 7 000—10 000 litrów, gdyż ustawienie ich wymaga dodatkowej straty czasu na obmurowanie i budowę fundamentów.



Rys. 216. Typowe urządzenie do podgrzania bitumu D-122

Potrzebna ilość kotłów na bazie może być określona, wychodząc z następujących założeń:

1. Pojemność kotłów powinna być wielokrotnością pojemności zbiorników rozpryskiwaczy lub pojemności innych środków do transportu materiałów wiążących.

2. Długotrwałość obrotu ruchomego kotła zależy od jego pojemności, kaloryczności właściwości paliwa, temperatury pogrzanego do kotła materiału, cieplnej izolacji kotłów i innych przyczyn. Zwykle liczy się, że naładunek i rozgrzanie kotłów o pojemności do 3 000 l wykonywany jest dwa razy w ciągu doby, a kotłów ponad 3 000 l — jeden raz w ciągu doby.

3. Dla możliwości oczyszczenia i naprawy konieczne jest posiadanie przy 3—4 czynnych ruchomych kotłach jednego zapasowego.

Na rysunku 216 podano typowe urządzenie D-122 do podgrzania bitumu, składające się z 3 kotłów o pojemności po 6 m³, produkowanych w kraju. Urządzenie takie przy 10 godz. pracy posiada wydajność 1,5—2 t bitumu na godzinę o temperaturze 160—180°C.

Obmurowania kotłów dokonuje się na miejscu.

Potrzebna ilość kotłów dla jednej zmiany może być określona wg wzoru:

$$K = \frac{B}{E} + n, \quad (48)$$

gdzie: B — żądana ilość rozgrzanego do roboczej temperatury materiału wiążącego w ciągu jednej zmiany w tonach;

E — pojemność jednego kotła w tonach;

n — ilość kotłów zapasowych.

W tabeli 77 wskazano orientacyjne okresy czasu niezbędne dla podgrzania bitumu w zależności od pojemności kotła.

Tabela 77

Orientacyjny czas nagrzewania bitumu w kotłach i zużycie paliwa na 1 m³ dla różnych rodzajów kotłów

Rodzaj kotła	Pojemność kotła w litrach	Okres czasu nagrzewania do 160°—180° w godzinach	Zużycie drewna opałowego w m ³ na 1 m ³ bitumu
Przenośno	3000 — 4000	6 — 7	0,1 — 0,15
Stało	4000 — 7000	7 — 12	0,25
Stało	10000 — 15000	10 — 14	0,25

W celu zmniejszenia strat ciepłych odległości między zmontowanymi na bazie kotłami powinny być jak najmniejsze. Wszystkie kotły połączone są wspólnym rurociągiem o średnicy 3" z odprowadzeniem do miejsca przeznaczenia. Wewnątrz rurociągów do bitumu zainstalowane są, dla ich ocieplenia, rurki dla przepływu pary o średnicy 1", a z zewnątrz wykonana jest izolacja. Przy zewnętrznym ocieplaniu rurociągów do bitumu rolę parowej otuliny spełniają rury o średnicy 2".

Rurociągi do bitumu połączone są między sobą za pomocą kolnierzy z przekładkami klingerytu lub ścisłej tektury. Połączenie rur wykonuje się również kielichowe lub za pomocą spawania; sposobów tych używa się tylko w miejscach nie podlegających rozbiórce.

Rurociągi do bitumu i pary układane są w ziemi na głębokości 25—30 cm lub nad ziemią na drewnianych podstawkach. Ułożone w ziemi rurociągi do bitumu lepiej zachowują ciepło, jednak w razie uszkodzeń lub awarii zachodzą trudności w ich odnalezieniu i remoncie, dlatego też częściej stosowane jest nadziemne układanie rur.

Paleniska kotłów budowane są z uwzględnieniem użycia najtańszego miejscowego paliwa. Wykonanie instalacji gazowej powinno zabezpieczać styczność jak największej powierzchni kotła z gorącymi gazami, lecz aby uniknąć przepalania rozgrzewanego materiału, płomień nie powinien obejmować powierzchni kotła; pożądane jest posiadanie w kotłach urządzenia do mieszania materiału, mając na celu bardziej równomierne jego rozgrzanie.

Dla wygody obsługi kotłów i dozoru prac dokoła nich wykonuje się pomosty ogrodzone dla bezpieczeństwa poręczami.

PRZEPOMPOWANIE MATERIAŁÓW WIĄZĄCYCH

Przepompowanie materiałów wiążących z przybywających transportów do zbiornika, ze zbiornika do kotłów, do skraplarek lub innych urządzeń oraz we wszystkich przypadkach, gdy zachodzi brak możliwości uzyskania wylęwu płynnych materiałów grawitacyjnie, wykonuje się za pomocą różnego rodzaju pomp. Stosuje się pompy dośrodkowe, ręczne i inne.

Najbardziej rozpowszechnionym typem są trybowe pompy o wydajności od 300 litr./min. do 1 000 litr./min. Trybowe pompy są proste w użytkowaniu, niezawodne w pracy i nie wymagają szczególnie fachowej obsługi. Moc silnika do pomp trybowych uzależniona jest od ich wydajności i waha się od 3KM dla pomp o wydajności do 300 litr./min., do 30 KM dla pomp o wydajności 1 000 litr./min.

Tabela 78

Cechy techniczne trybowych pomp

Typ	Średnica końcówki w mm		Wymiary obrysu w mm			Ciężar w kg	Wydajność w litr/min	Ilość obrotów na min.	Moc w KM
	ssącej	łocznej	długość	szerokość	wysokość				
N	64	50	541	470	650	65	400	400	15
S	88	78	668	530	862	167	900	300	29
L	96	78	680	630	870	200	1200	300	42

Silniki pomp bywają spalinowe i elektryczne.

Wydajność trybowych pomp określa się wg wzoru:

$$Q = \frac{2Fbn}{1000} \cdot \eta \text{ litr/min.}$$

gdzie: F — powierzchnia wkłęsłości trybu cm^2 ;

b — szerokość trybu w cm ;

z — ilość zębów trybu;

n — ilość obrotów na min.;

η — współczynnik = 0,85.

W celu uniknięcia zastygania materiału w pompach, wyposażone są one w płaszcz ogrzewany parą lub zaopatrzone w izolację cieplną.

Pompy trybowe instaluje się w sposób umożliwiający dopływ do niej materiału grawitacyjnie, w przeciwnym przypadku przed rozpoczęciem pompowania nieodzowne jest zalanie pompy.

Tabela 79

Cechy techniczne ręcznych pomp typu „alweer“

Nr pompy	Średnica rur w mm	Wydajność litr/min.	Ciężar w kg
1	19	36	7
2	25	46	13
4	32	90	17
6	38	125	21
8	50	300	37
10	75	300	51

Do przepompowania rozpuszczalników emulsji i innych płynnych materiałów stosowane są pompy bez zaopatrzenia ich w urządzenia ogrzewcze.

Jedną z najbardziej rozpowszechnionych jest pompa typu „alweer“, tabela 79.

Oprócz powyżej podanego zasadniczego wyposażenia na bazie powinny znajdować się przenośne węzownice dla miejscowego podgrzania materiału wiążącego i dla podgrzania go przy wylewie z nie ocieplonych cystern wagonowych, poza tym rynny spustowe, rurociągi z redukcijnymi kształtkami, koziołki, ruchome pompy, zapasowe zbiorniki i inne.

Dla wyladunku transportów nadchodzących z materiałem wiążącym należy na bazie posiadać specjalne dźwigi (przenośne Derricki lub samochodowe).

Gdy na bazie materiałów wiążących, oprócz zasadniczych czynności, przewiduje się przygotowywanie emulsji, rozrzedzonych mieszanin lub przygotowanie smołowanego tłucznia i wypełniacza, wówczas baza powinna być do tych celów odpowiednio wyposażona: maszyny emulsyjne, dodatkowe zbiorniki dla emulsji, łopatkowe mieszarki, przenośniki lub podnośniki, zasobniki i bębny do suszenia.

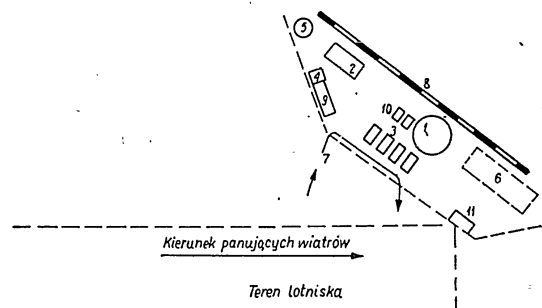
USYTUOWANIE I ROZPLANOWANIE BAZY

Bazę organicznych materiałów wiążących w miarę możliwości urządza się w pobliżu budowanego lotniska.

Przy urządzeniu bazy na terenie bezpośrednio przyległym do miejsca budowy należy umieszczać ją poza granicami pojeźdźca, od powietrznej strony panujących wiatrów, z tym aby pył i gazy wytwarzane na bazie nie przeszkadzały prowadzonym robotom. W razie napotykanich trudności w rozmieszczeniu bazy obok budowanego lotniska, może ona znajdować się w pobliżu stacji kolei żelaznej lub przystani wodnej magistrali (przy dostawie materiałów drogą wodną). W tym przypadku dostawę z takiej bazy przygotowanych materiałów dokonuje się za pomocą specjalnie wyposażonego parku samochodowego (samochodowe skraplarki, cysterny, wywrotki do asfaltobetonu i tłucznia smołowanego itd.).

Maksymalna odległość bazy od miejsca budowy nie powinna przekraczać 8—10 km, a drogi dojazdowe powinny być w należytym stanie, umożliwiać ruch po nich z szybkością do 25—30 km/godz., aby przewóz materiału nie trwał dłużej niż 20—30 min.

Rozmiary placu dla bazy określa się na podstawie obliczenia frontu wyladunku przybywających transportów z materiałami, potrzebnej powierzch-



Rys. 217. Schemat rozplanowania bazy organicznych materiałów wiążących
1 — zbiornik dla materiału wiążącego, 2 — skład paliwa, 3 — kotły do podgrzewania, 4 — warsztaty, 5 — skład paliwa, 6 — miejsce dla składowania części zapasowych i innych materiałów, 7 — podjazd dla samochodów, 8 — bocznicza kolejowa, 9 — garaż, 10 — kotły parowe, 11 — laboratorium

ni dla rozmieszczenia zasadniczego i pomocniczego wyposażenia, składów, pomocniczych pomieszczeń oraz w zależności od powierzchni i konfiguracji posiadanej działki.

W związku z tym, że ze względów przeciwpożarowych oddzielne przechowalnie różnych materiałów, kotły i służbowe pomieszczenia powinny być rozmieszczone na znacznych odległościach od siebie, powierzchnię dla bazy wyznacza się zwykle średnio około 1—1,5 ha.

Rozmieszczenia urządzeń dokonuje się zgodnie z technologicznym procesem, przyjętym dla danej bazy, z uwzględnieniem miejscowych warunków, w miarę możliwości dążąc do grawitacyjnego przekazywania materiału do zbiorników i sprowadzając do minimum wewnętrzny transport. Oprócz tego konieczne jest dążenie do osiągnięcia w transporcie potokowości oraz ruchu bezawaryjnego.

Wyladunek i przechowanie materiałów, nadchodzących w wielkich ilościach do bazy, powinny być wykonywane w miarę możliwości przy zewnętrznych drogach komunikacyjnych (bocznicie i żeberka kolejowe).

Na rysunku 217 podano przykładowe rozmieszczenie bazy materiałów wiążących, usytuowane bezpośrednio przy budowanym lotnisku.

WARUNKI BEZPIECZEŃSTWA PRACY

W bazach przechowania i przygotowania organicznych materiałów wiążących w przeważającej większości przypadków dokonuje się przygotowania łatwo zapalnych materiałów (rozpuszczalniki, oleje) szczególnie w stanie rozgrzanym (bitum, smoła). Dlatego też bezwzględnie należy baczenie pilnować stosowania się do ogólnych przepisów w zakresie bezpieczeństwa pracy, a szczególnie przestrzegać przepisów przeciwpożarowych odnoszących się do wykonania prac związanych z przygotowaniem łatwo zapalnych materiałów i manipulowania z nimi.

Przepisy te w zasadzie obejmują:

1. Ogródenie specjalnego typu poręczami odkrytych miejsc przechowania płynnych materiałów wiążących.
2. Wykonanie obwałowania ziemnego lub z piasku dokoła miejsc przechowania materiałów opakowanych i stwardniałych nie opakowanych, złożonych na odkrytym terenie lub pod wiatami.
3. Zakaz wjazdu środków transportowych, nawet po pomostach, do głębszych zbiorników dla stwardniałego materiału. Naładunek wyrabanych kawałków materiału powinien odbywać się na brzegu zbiornika.
4. Wykonanie dokoła kotłów do podgrzania materiału pomostów z poręczami w celu możliwości podejścia bez przeszkód z każdej strony kotła do naładunkowych otworów.
5. Naładunek materiału wiążącego do kotłów jedynie do $\frac{3}{4}$ ich głębokości, mając na uwadze burzenie się podgrzewanego materiału, szczególnie nawilżonego.
6. Rozmieszczenie zbiorników dla rozpuszczalników i płynnego paliwa w odległości nie mniejszej od 25—30 m od zbiorników dla materiałów wiążących i kotłów dla podgrzewania.
7. Ustawienie obok kotłów i zbiorników skrzynek z dostateczną ilością suchego piasku oraz zaopatrzenie budynków i innych roboczych agregatów w planowe gaśnice i sprzęt przeciwpożarowy.
8. Rozmieszczenie w miejscach widocznych tablic ostrzegawczych.

Rozdział XXIII

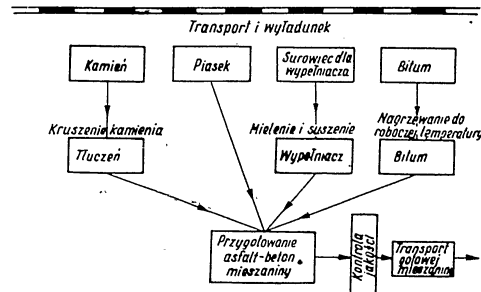
WYTWÓRNI ASFALTOBETONU

Dla przygotowania mieszanki, stosowanej przy budowie asfaltbetonowych nawierzchni, organizowane są wytwórnie asfaltbetonu. W wytwórniach tych wykonuje się również wyladunek i zmechanizowane przygotowanie materiałów wchodzących w skład asfaltbetonowej mieszanki.

Ponieważ budowa nawierzchni asfaltbetonowej trwa względnie krótki okres czasu (jeden, dwa sezony), organizuje się wytwórnię jako tymczasową półstałego typu, z lekkim przenośnym wyposażeniem, budynkami i uzbrojeniem najprostszego rodzaju, obliczonymi jedynie na okres trwania budowy. Rozmiary i wydajność wytwórni uzależnione są od końcowych terminów budowy i jej wielkości.

TECHNOLOGICZNY PROCES PRZYGOTOWANIA ASFALTOBETONU

Przygotowanie w wytwórni asfaltbetonowej mieszanki składa się z szeregu kolejnych czynności, podanych na schemacie (rys. 218). Wszystkie materiały nadchodzące do wytwórni wyladowywane są w specjalnie do



Rys. 218. Ogólny schemat technologicznego procesu wytwórni asfaltbetonu

tego przeznaczonych miejscach i umieszczone w składach i zbiornikach, skąd pobiera się je w miarę potrzeby.

Kamień ze składu podaje się do kruszarek, przerabia się na tłuczeń, sortuje się w sortownikach na frakcje o potrzebnych wymiarach. W razie konieczności uzyskania tłucznia w drobnych frakcjach, gruby tłuczeń powytórnie rozdrabnia się w kruszarkach, tj. wykonuje się dwustopniowe kruszenie.

Rozdrobniony materiał postępuje do składów lub bezpośrednio do produkcji asfaltobetonu.

Surowiec do produkcji wypełniacza (marmurowe odpadki, dolomit, szlaka i inne) ze składów podaje się do kruszarek, skąd kierowany jest do specjalnych młynów dla zmielenia na mączkę i wreszcie dla wysuszenia — do bębna suszarni. W gotowym stanie wypełniacz kierowany jest do składów lub bezpośrednio do produkcji asfaltobetonu.

Bitum z nadeszłego transportu wyladowuje się do specjalnych zbiorników, skąd podaje go się do kotłów dla rozgrzania go do roboczej temperatury, po czym za pomocą specjalnej pompy doprowadzany jest rurami dla dozowania i zmieszania w otaczarkę z mineralnymi składnikami.

Piasek ze składu dostarczany jest bezpośrednio do produkcji w odpowiedniej ilości.

Dostarczone do produkcji mineralne materiały podlegają suszeniu, podgrzewaniu i dozowaniu. Nagrzane do wymaganej temperatury mineralne materiały mieszane są w otaczarkach w określonej proporcji z rozgrzanym płynnym bitumem. Otrzymaną mieszaninę wyladowuje się z otaczarek w postaci masy asfaltobetonowej do środków transportowych, dowożących materiał do miejsca jego ułożenia.

Przed transportem sprawdza się dokładność przemieszania i temperaturę gotowej mieszaniny.

Technologiczny proces przygotowania w wytwórni asfaltobetonu może być w pewnym stopniu uproszczony, gdy zachodzi przypadek dostawy tłucznia i wypełniacza w stanie gotowym, nie wymagającym dodatkowej obróbki (kruszenia, mielenia, suszenia). Tłuczeń i wypełniacz, jak również i piasek, trafiają wówczas ze składów bezpośrednio do otaczarki. Oprócz powyżej wskazanych czynności z podstawowymi materiałami, bezpośrednio wchodzącymi w skład asfaltobetonowej mieszaniny, na bazie wyladowuje się i organizuje przechowanie całego szeregu pomocniczych materiałów, takich jak:

- paliwo i smary do silników pracujących na bazie i maszyn;
- paliwo do kotłów dla podgrzewania bitumu, do kotła wytwarzającego parę i do suszarek;
- materiały budowlane i przeznaczone do napraw;
- zapasowe części maszyn itd.

Odpowiednio do technologicznego procesu danej wytwórni, łatwiejszego pokierowania jego właściwym przebiegiem całe gospodarstwo wytwórni asfaltobetonu dzieli się na oddziały:

1. Oddział asfaltobetonowy z zespołem maszyn do produkcji asfaltobetonu, składającym się z suszarek, otaczarek, urządzeń do dozowania, sortowania i transportu, obsługujących zespoły agregatów, jak kocioł parowy do wytwarzania pary, silniki, pompy, ładowarki itd. Oddział ten jest podstawowym oddziałem wytwórni.

2. Oddział kruszenia kamienia, posiadający kruszarki, grysiarki, sortowniki i zasobniki dla tłucznia, przenośniki, podnośniki,

ładowarki oraz agregaty napędowe. Potrzeba posiadania oddziału kruszenia kamienia odpada przy scentralizowanym zaopatrzeniu budowy w gotowy tłuczeń o wymaganej jakości.

3. Oddział przygotowania wypełniacza ze specjalnym wyposażeniem w kruszarki, młyny dla przemiału na mączkę, suszarki, przenośniki, zasobniki i agregaty napędowe. Oddział ten też jest zbędny przy scentralizowanym zaopatrzeniu budowy w gotowy do użytku wypełniacz.

Tabela 80

Wykaz wyposażenia i materiałów dla wytwórni asfaltobetonu o dwóch otaczarkach D — 138.

Nazwa	Jednostka	Ilość
Silniki Cz T Z lub elektryczne do otaczarek	szt.	2
Kruszarka szcegłowa SM — 11	„	1
Kruszarka szcegłowa S — 182	„	2
Silniki elektryczne do kruszarek o mocy:		
28 KW	szt.	1
16 KW	„	1
Sortowniki SM — 13	„	1
Sortowniki SM — 212	„	2
Silniki elektryczne do sortowników o mocy:		
3,7 KW	„	1
1,0 KW	„	2
Kotły do wytwarzania pary D — 28	„	1
Agregaty do topienia bitumu D — 122	„	2
Pompy trybowe o wydajności od 300—800 l min.	„	4
Silniki elektryczne do pomp o sile 3,7 KW	„	4
Cysterny dla materiałów pędnych o pojem. 10 m ³	„	6
Pompy ręczne dla materiałów pędnych	„	2
Wagi szalne	„	2
Wagi dziesiętne	„	1
Przenośniki T — 45	„	4
Przenośniki ładowarki T — 44	„	4
Samochody ciężarowe ZIS — 150	„	5
Kubelkowe ładowarki	„	2
Rury do ciągów parowych d — 1"	mb	300
Rury do ciągów z paliwem płynnym d — 1"	„	80
Rury do ciągów z bitumem d = 3"	„	140
Zawory trójzwołno = 3"	szt.	16
Cegła czerwona do obmurowania pieców	tys. szt.	60
Cegła ognioodporna do pieców	„	10
Kamień łamany do fundamentów pod otaczarki i kotły	m ³	170
Okrągłaki do obudowy urządzeń	„	38
Tarcica do wykonania zasieków dla wypełniacza i obudowy	„	30

4. Oddział przechowania i podgrzewania bitumu, zawierający zbiorniki, kotły do podgrzewania bitumu i urządzenia pompowe.

5. Laboratoria z kontrolno-pomiarowymi przyrządami i aparaturą.

Oprócz powyżej podanych oddziałów konieczne jest posiadanie w wytwórni warsztatów naprawczych, składów materiałów budowlanych i użyt-

kowych, części zapasowych i środków transportowych dla przewozu materiałów na terenie wytwórni; środki transportowe dla dowozu gotowej masy asfaltobetonowej do miejsca robót mogą być wliczone do inventarza wytwórni.

W tabeli 80 podano wykaz wyposażenia i materiałów wytwórni asfaltobetonu o dwóch otaczarkach D-138.

ODDZIAŁ ASFALTOBETONU

Oddział ten ma za zadanie przygotowanie mas asfaltobetonowych z grubo- i średnioziarnistych materiałów, jak również i drobnoziarnistych mieszanin, gruntu asfaltu, lub zimnych mieszanin. Proces przygotowania asfaltobetonowej masy polega na suszeniu i podgrzaniu mineralnych składników, dokładnym ich dozowaniu, dozowaniu nagrzanego do roboczej temperatury materiału wiążącego i dokładnym przemieszaniu mineralnych materiałów z organicznymi materiałami wiążącymi. Wszystkie te czynności dokonywane są w zespole maszyn, niekiedy dozowanie materiałów mineralnych wykonuje się przed ich trafieniem do oddziału. Najbardziejie rozpowszechnionym typem otaczarek w ZSRR są otaczarki D-152 i D-138 (G-1).

Otaczarki D-138 (G-1) o rzeczywistej wydajności do 18 t/godz. należą do starego typu asfaltobetonowych maszyn z dozowaniem mineralnych materiałów przed ich suszeniem i nagraniem, ze swobodnym mieszaniem materiału wiążącego z mineralnym w bębnowych mieszarkach i suszeniem w bębnach suszarek o działaniu okresowym.

Otaczarka D-138 jest prosta w użyciu, nie wymaga szczególnie wykwalifikowanej obsługi i przygotowuje gruboziarniste gatunki asfaltobetonu o należytej jakości.

Wadami tej otaczarki są:

1. Długotrwałość montażu i demontażu.
2. Konieczność budowy specjalnych fundamentów przed zmontowaniem otaczarki.
3. Niemożność przygotowania drobnoziarnistych mieszanin o odpowiedniej jakości z powodu niedostatecznie precyzyjnego dozowania i niedokładnego zmieszania.
4. Nieprecyzyjne dozowanie mineralnych materiałów i wydmuchiwanie wypełniacza trafiającego razem z mineralnymi materiałami do bębna suszarki, co powoduje naruszenie składu mieszaniny i pogarsza jej jakość.
5. Znaczne zużycie pary i materiałów pędnych w rozpylaczu.

Otaczarka D-152 o wydajności 25–30 ton/godz., będąc najnowszym modelem własnej produkcji, łączy w sobie najnowsze udogodnienia w zakresie asfaltobetonowych maszyn.

Dozowanie materiałów mineralnych w otaczarce D-152 odbywa się po suszeniu i nagraniu — suszarka bębnowa o stałym działaniu, mieszanie przymusowe w łopatkowej mieszarce. Oprócz tego otaczarka D-152, jako udogodniona maszyna, wyposażona jest w szereg urządzeń (rozpylanie paliwa pod ciśnieniem w rozpylaczu, dozowanie materiałów mineralnych za pomocą wielopodziałkowych wag, podnośniki dla szybkiego montażu i demontażu, kontrolno-pomiarowa aparatura i inne), dzięki którym osiąga się wyższe użytkowe i ekonomiczne wskaźniki oraz możliwość szybkiego przerzucenia otaczarki z jednego miejsca na drugie.

Tabela 81

Nazwa wskaźników	D — 138	D — 152
Projektowana wydajność m ³ /godz.	15	25 — 30
Rzeczywista	18	—
Wielkość jednego zarobu w kg	3 000	600
Czas przygotowania jednego zarobu (minut)	10 — 20	3 — 5
Zużycie naty na 1 m ³ gotowej produkcji w kg	10 — 12	7 — 8
Zużycie pary dla rozpylenia naty w rozpylaczu w kg	1,2 — 1,4	0,9 — 1,0
Ogólne zapotrzebowanie mocy silników w KM	45 — 50	55 — 60
Potrzebna ilość osób obsługi, z wyłączeniem siły roboczej dla transportu materiałów	9 — 10	6 — 7
Czas trwania montażu	8 — 10 dni pracy 6-osobowej brygady, bez budowy fundamentów	3 — 4 dni pracy 5-osob. brygady

Otaczarka D-152 zabezpiecza przygotowanie gruboziarnistych, jak również i drobnoziarnistych gatunków asfaltobetonu o wysokiej jakości. Jako wadę otaczarki należy uznać skomplikowaną w pewnym stopniu jej konstrukcję, wymagającą obsługi o bardziej wysokich kwalifikacjach.

W tabeli 81 podano podstawowe wskaźniki dla otaczarek własnej produkcji.

Przy ostrych terminach budowy dzienne zapotrzebowanie asfaltobetonowej masy silnie wzrasta, dlatego należy dążyć do posiadania wydajnych maszyn, bardziej dogodnych w użytkowaniu. Maszyny o wielkiej wydajności wymagają mniejszej ilościowo obsługi na jednostkę produkcji. Zmniejszają się koszty montażu, obniża się zużycie materiałów użytkowych, upraszcza się organizacja produkcji. Pomimo to w bazach półstałego typu, jakimi są bazy w budownictwie lotniskowym, lepiej jest niekiedy używać kilka otaczarek o średniej wydajności, takich jak D-152, D-138, z następujących względów:

a) w razie awarii jednej otaczarki wytwórnia pracuje nadal;

b) przy budowie dwuwarstwowej nawierzchni można jednocześnie układać dolną i górną warstwę, przygotowując odpowiednie mieszaniny w odrębnych otaczarkach.

Organizacja wytwórni o kilku otaczarkach powinna przewidywać zastosowanie otaczarek jednego typu w celu ułatwienia ich obsługi, naprawy i zaopatrzenia w części zapasowe.

Przy budowie jednowarstwowej powierzchni, do której niezbędne są średnio- i drobnoziarniste gatunki asfaltobetonu, lepiej jest używać otaczarek posiadających łopatkowe mieszadła, za pomocą których osiąga się wyższą jakość przemieszania.

Ilość otaczarek w wytwórni określa się na podstawie ogólnej koniecznej jej wydajności odpowiadającej dyrektywnym terminom budowy, ilości założonych zmian roboczych i może być wyprowadzona ze wzoru:

$$m = \frac{Q}{8 q n N}, \quad (49)$$

gdzie: m — ilość otaczarek;
 Q — ogólne zapotrzebowanie masy na budowie;
 N — ilość zmian roboczych do dyrektywnego terminu; $N = N_k \cdot \varphi$,
 N_k — ilość kalendarzowych dni aż do dyrektywnego terminu ukończenia budowy — zależy od klimatu i miejscowości;
 φ — współczynnik wykorzystania w czasie otaczarki (0,7—0,9);
 n — ilość założonych zmian roboczych;
 q — wydajność godzinowa otaczarki;

$$q = \frac{60}{t} \cdot p \cdot \mu,$$

t — czas przygotowania jednego zarobu w minutach;
 p — objętość zarobu w tonach;
 μ — współczynnik wykorzystania w czasie otaczarki (0,8—0,9).

Potrębną ilość kotłów do podgrzania bitumu określa się wychodząc z następujących założeń: dla zabezpieczenia ciągłości pracy jednej otaczarki na drobnoziarnistych* gatunkach mieszaniny ogólne dzienne zapotrzebowanie bitumu wyniesie:

$$B = q \cdot h \cdot \gamma, \quad (50)$$

gdzie: B — potrzebna ilość dzienna bitumu dla 1 otaczarki;
 h — ilość godzin pracy otaczarki w ciągu doby;
 q — wydajność godzinowa otaczarki;
 γ — zawartość bitumu w masie — 0,06—0,12.

Praktyczne zapotrzebowanie rozgrzanego bitumu przez jedną otaczarkę o średniej wydajności 15—20 ton na godzinę przy dwuzmianowej jej pracy wynosi 15 000—25 000 litrów na dobę.

Rozgrzania takiej ilości bitumu mogą dokonać 4—5 kotłów o pojemności 4 500 l**. Przy zastosowaniu kotłów o pojemności 3 000 l i zorganizowaniu ich pracy według ustalonego wcześniej harmonogramu, ogólna ich pojemność może być zmniejszona o jeden kocioł, tj. do 9 000—12 000 l, gdyż z każdego kotła można otrzymać gorący bitum 2 razy w ciągu doby. W związku z tym ilość kotłów może być zmniejszona do 3—4 sztuk. W celu zabezpieczenia regularnego oczyszczania i napraw na każde 3—4 kotły należy posiadać jeden zapasowy.

Jak widać z powyższego, stosowanie kotłów o mniejszej pojemności jest wygodniejsze, jednak w każdym przypadku przy wyborze kotłów należy uwzględnić, że czym większa pojemność kotła, tym ekonomiczniejszy jest on w pracy, rzadziej wymaga czyszczenia i potrzebuje stosunkowo mniej siły roboczej.

Do rozgrzania bitumu dobrze nadaje się agregat do topienia bitumu D-111, składający się z 3 kotłów o pojemności po 6 ton.

Taki agregat posiada wydajność 1,5—2,0 ton na godzinę rozgrzanego bitumu i może obsługiwać jedną otaczarkę o średniej wydajności.

Do rozpylania płynnego paliwa w rozpylaczach paleniska i do podgrzewania rurociągów do bitumu w otaczarkach D-138 i D-152 używa się pary o ciśnieniu 7—8 atm. Najbardziej rozpowszechnionymi urządzeniami do

* Dla obliczenia zakłada się drobnoziarniste gatunki jako wymagające większej ilości bitumu.

** Kotły o pojemności powyżej 3 000 l załadunku się raz w ciągu doby.

wytwarzania pary są pionowe kotły Szuchowa, lokomobile, mogą być również wykorzystane do tych celów specjalne ruchome urządzenia, D-168, stosowane do rozgrzania materiału wiążącego na bitumicznych bazach. Ilość urządzeń do wytwarzania pary i ich rozmiary określone są w zależności od zużycia pary w wytwórni. Np. do rozpylenia pary w rozpylaczach otaczarki D-152 zużywa się 0,9—1,0 kg pary na kilogram ropy, a do podgrzewania rurociągów z bitumem i pomp zużycie wynosi orientacyjnie 35—50 kg na godzinę i otaczarkę*. A więc przy zużyciu ropy 200—220 kg/godz. ogólne zapotrzebowanie pary wyniesie $220 \times 0,9 + 50 = 250$ kg/godz. Na podstawie w ten sposób obliczonego godzinowego zużycia pary dobiera się urządzenie do wytwarzania pary o wymaganej wydajności, przy czym wskazane jest palenisko urządzenia przystosować do gatunków miejscowego paliwa.

Dla zmniejszenia strat ciepłych wszystkie rurociągi parowe od źródła jej wytwarzania do urządzeń powinny być izolowane. Jako izolacja może być użyty azbest, wata szklana lub specjalna masa. Przewody dla pary wykonywane są z rur o średnicy do 1".

Istnieje szereg otaczarek z rozpylaczami, w których rozpylanie płynnego paliwa wykonuje się za pomocą sprężonego powietrza lub specjalną pompą wysokiego ciśnienia.

Stosowanie takich urządzeń w budownictwie lotniskowym jest bardzo wskazane, gdyż upraszcza ono organizację pracy wytwórni, powoduje obniżenie kosztów produkcji mieszaniny i zwalnia od konieczności posiadania urządzeń do wytwarzania pary.

W przypadku korzystania z takich urządzeń celowe jest i bitumiczne gospodarstwo organizować w taki sposób, aby można było obchodzić się bez pary, tj. stosować przechowywanie bitumu w opakowaniach lub gazowe podgrzewanie jego w zbiornikach.

ODDZIAŁ KRUSZENIA KAMIENTA

W razie niemożności, z jakichkolwiek przyczyn, korzystania ze scentralizowanego zaopatrzenia wytwórni asfaltobetonu w tłuczeń o potrzebnych frakcjach, organizuje się w samej wytwórni oddział kruszenia kamienia, mający za zadanie produkcję tłucznia i odpowiednie jego sortowanie.

Kamień dostarczany jest do wytwórni z najbliższej położonych kopalni. Przy odległości kopalni od wytwórni nie przekraczającej 30—40 km dostawa kamienia najczęściej dokonuje się samochodami. Transport z odległych kopalni odbywa się za pomocą kolei żelaznych lub drogą wodną.

Dostarczany z kopalni kamień powinien być już popłytyowany, aby nie obarczać wytwórni asfaltobetonu dodatkową pracą i mieć możliwość pobierania go bezpośrednio do właściwej przeróbki.

Wydajność i ilość urządzeń kruszarkowych z wyposażeniem (sortowniki, podnośniki, zasobniki, zasilacze) ustala się, jak podano w rozdziale XXI, w zależności od ogólnego zapotrzebowania tłucznia. Oprócz tego wybór urządzeń kruszarkowych uzależniony jest od tego, czy oddział kruszenia kamienia pracuje na skład, produkując tłuczeń przed rozpoczęciem przygotowania masy asfaltobetonowej, czy też równoległe z pracą otaczarek bezpośrednio zaopatruje je w rozrobiony materiał (tłuczeń, wysiewki).

* Zużycie pary dla podgrzewania rurociągów do bitumu uzależnione jest od ich długości i temperatury otoczenia.

Produkcja tłuczni na skład zmusza do posiadania znacznych powierzchni na terenie wytwórni dla składowania materiału i oprócz tego powstają dodatkowe transportowe oraz ładunkowe i wyladunkowe czynności, związane z przewozem tłuczni od kruszarek na skład, a następnie ze składu do otaczarek.

Organizacja kruszenia kamienia równoległe z pracą otaczarek, bywa często bardziej racjonalna, gdyż w tym przypadku transportowe czynności są znacznie zredukowane i odpada konieczność posiadania specjalnych miejsc dla składowania wielkich zapasów gotowego tłuczni. Dla zabezpieczenia pracy otaczarek przed przestojami konieczne jest w tym przypadku posiadanie na składzie 2-3-dniowego zapasu gotowego tłuczni.

Zastosowane typy kruszarek powinny produkować w dostatecznej ilości tłuczeń o drobnych frakcjach i kształcie zbliżonym do sześciątów oraz z możliwie nieznaną zawartością blaszkowatych odprysków. Do takich typów zaliczają się kruszarki szczękowe o drobnym nacięciu szczęk, kruszarki ze złożonym wahaniem szczęki (grysiarki) i kruszarki walcowe, które stosowane bywają przeważnie przy dwustopniowym kruszeniu.

Jak już wskazywano w rozdziale XXI, przy ostrych terminach budowy celowe jest stosowanie wysokowydajnych ruchomych urządzeń (kombajny) do dwustopniowego kruszenia kamienia, o wydajności do 15 m³/godz.

Innych typów kruszarek w wytwórniach asfaltobetonów nie stosuje się.

ODDZIAŁ PRZYGOTOWANIA WYPEŁNIACZA

Oddział przygotowania wypełniacza w wytwórniach półstałych, typowych dla budownictwa lotniskowego, w zasadzie nie istnieje, gdyż wypełniacz dostarczany jest w stanie gotowym.

Przygotowanie wypełniacza w wytwórni komplikuje całokształt procesu technologicznego i wymaga całego rzędu dodatkowych złożonych urządzeń, takich jak młyny kulowe, poruszane silnikami o wielkich mocach (60-200KM), specjalne suszarnie bębnowe do suszenia ze zbieraczami i osadnikami pyłu, kruszarki i środki transportowe.

Wypełniacz stanowi dla niektórych gatunków asfaltobetonu nie mniej niż 20% masy, dlatego przy wielkim zakresie robót asfaltobetonowych zużycie jego wyraża się poważnymi ilościami, jak na przykład: dla przygotowania w wytwórni masy asfaltobetonowej w ilości 25 000 ton potrzeba wypełniacza około 5 000 ton lub około 3 000 m³.

Oddział przygotowania wypełniacza bywa wyjątkowo organizowany w wytwórni asfaltobetonu w przypadku niemożności otrzymania żądanej ilości materiału w stanie gotowym.

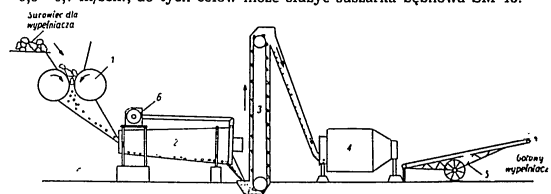
Technologiczny proces przygotowania wypełniacza (rys. 219) składa się z transportu surowca (wapień, dolomit, marmur, szlaka i inne) do kruszarki, kruszenia, mielenia i suszenia gotowego wypełniacza. Niekiedy wykonuje się najpierw suszenie, a dopiero później kruszenie i mielenie.

Do rozkruszenia większych kawałków surowca stosuje się młotkowe kruszarki, a do mielenia na mączkę — młyny kulowe. Jako młyny do mielenia wypełniacza mogą służyć młyny kulowe SM-14.

Wyboru suszarek bębnowych i maszyn do mielenia, pod względem ich wydajności, dokonuje się w zależności od ogólnej potrzeby wypełniacza i od intensywności zużycia jego w wytwórni. Wypełniacz, podobnie jak i tłuczeń, może być przygotowywany na skład, w tym przypadku niezbędna jest budowa specjalnych magazynów dla przechowania wypełniacza, gdyż

jest on higroskopijny i szybko pochłania wilgoć. Aby uniknąć przestojów w dostawie wypełniacza do otaczarek, urządzenia dla jego przygotowania powinny posiadać wydajność nieco wyższą od żądanej.

Suszenie wypełniacza odbywa się w suszarkach bębnowych o stałym działaniu, przy czym szybkość obrotu bębnow nie powinna przekraczać 0,6-0,7 m/sek.; do tych celów może służyć suszarka bębnowa SM-45.



Rys. 219. Schemat technologicznego procesu przygotowania wypełniacza:
1 — kruszarka, 2 — bęben do suszenia, 3 — podnośnik, 4 — młyn kulowy, 5 — przenośnik do odbioru gotowego wypełniacza, 6 — wentylator i pochłaniacz pyłu

Szybkość przepływu gorących gazów w bębnie nie powinna przekraczać $1 \pm 1,2$ m/sek., która stosowana jest w celu uniknięcia strat w frakcjach pyłowych, szczególnie cennych w wypełniaczu. Dla przechwytywania pylistych cząsteczek młyny zaopatrzone są w wyciągi i osadniki; wyladowcze końce przenośników taśmowych, przekazujących wypełniacz po jego wysuszeniu, wskazane jest również zaopatrzyć w specjalne osłony, zapobiegające rozpylaniu się wypełniacza. Osłony wykonuje się z kawałków rogoży, worków itd. Temperatura podgrzania wypełniacza nie powinna przekraczać 150-170°.

ODDZIAŁ PRZECHOWANIA I PODGRZEWANIA BITUMU

Oddział ten jest potrzebny w każdej wytwórni asfaltobetonu i obejmuje zbiorniki do bitumu, kotły do podgrzewania bitumu, pompy i rurociągi dla bitumu.

Sposób podgrzewania bitumu ustala się w zależności od rodzaju zbiorników dla bitumu i posiadanego wyposażenia (rozdz. XXII).

Ze zbiorników najprostszego typu bitum pobiera się w kawałkach lub w opakowaniu.

Przy przechowywaniu bitumu w udoskonalonych zbiornikach lub w razie posiadania nagrzewających węzłownic podawanie bitumów do kotłów odbywa się w stanie płynnym za pomocą pompy i odpowiednich rurociągów. To samo dotyczy podawania rozgrzanego bitumu z kotłów do otaczarek.

Rurociągi i pompy do bitumu ocieplane są za pomocą specjalnych koszulek parowych na pompach i przepływu pary w cienkich rurkach $d = 1''$, zainstalowanych wewnątrz rurociągów do bitumów.

Niekiedy, na odwrót, rurociągi do bitumu pomieszczone są wewnątrz rur wypełnionych parą. Drugi sposób wymaga większego zużycia pary i rzadko bywa stosowany. Kotły do bitumu połączone są wspólnym rurociągiem $d = 3''$, z zaworami przy każdym kotle dla możności otrzymania bitumu w razie potrzeby z dowolnego kotła.

LABORATORIA

W wytwórniach laboratoria urządzane są dla stałego sprawdzania jakości produkowanej masy, doboru składu mineralnych składników mieszanki, materiałów wiążących oraz badania próbek pobranych z gotowej nawierzchni.

Tabela 82

Przykładowy wykaz wyposażenia i materiałów laboratorium wytwórni asfaltobetonu

Przeznaczenie wyposażenia i jego nazwa	Jednostka miary	Ilość
Badanie materiałów wiążących		
Ponelrometr z naczynkami i igłami	szk.	1
Typowy viskozometr	"	1
Kociołek do rozgrzewania materiału wiążącego o pojemności 3 kg	"	2
Przyrząd „pierścień i kula”	"	1
Dyktylometr	"	1
Badanie asfaltobetonu		
Prasa 10-tonowa	"	1
Przyrząd próżniowy do określania nasycenia wodą	"	1
Formy z wkładką o długości 50 mm	"	3
Formy z wkładką o długości 70 mm	"	3
Formy z wkładką o długości 100 mm	"	1
Termometry do 300 C	"	50 — 60
Wagi techniczne z drobnymi odważnikami	"	2
Wagi stołowe, szalkowo z odważnikami	"	2
Międnicze dla przygotowania mieszaniny	"	4
*Dodatkowe wyposażenie		
Pomocnicze i kalibrowane lejki	"	4
Metalowe stalowy z azbestowymi siatkami	"	4
Termostaty do suszenia	"	2
Maszynki do nagrzewania: spirytusowo i naftowe	"	3
Komplet sit od 2 do 0,074 mm	"	4
(Komplet sit od 35 do 5 mm	"	1
Wiadra, filizanki, naczynia chemiczne, patelnie	kompl.	1
Noże, szufelki, łyżki	szk.	po 3 do 4
Materiały		
Rozpuszczalniki: benzyna, benzol, chloroform	litr.	po 10—15
Papier do filtrowania	kg	1

Do tych celów laboratorium powinno posiadać odpowiednie wyposażenie (tabl. 82).

Należyte zorganizowanie kontroli, analiz i badań próbek jest bezwzględnie konieczne dla dokonania we właściwym czasie poprawek odnośnie składu mieszaniny asfaltobetonowej i technologicznego procesu jej przygotowania.

W laboratorium należy prowadzić dziennik badań i analiz. Dla laboratorium wykorzystuje się posiadane już pomieszczenie lub buduje się lekki, drewniany, prowizoryczny barak. Na budowie, trwającej dłużej jak jeden sezon budowlany i w razie konieczności dokonywania prac laboratoryjnych w zimie, należy pomieszczenie ocieplić. Prowadzenie prac laboratoryjnych na otwartym powietrzu jest niedozwolone.

444

TRANSPORT WEWNĄTRZZAKŁADOWY

Organizacja wewnątrzzakładowego transportu jest jednym ze środków przyczyniających się do nieprzerwanej pracy wytwórni asfaltobetonu.

Wewnątrzzakładowy transport przeznaczony jest do przewozu:

- wyładowanych materiałów do składów i zbiorników;
- materiałów ze składów i zbiorników do miejsca ich przeróbki lub przygotowania (dostawa kamienia do oddziału kruszenia, surowca dla wypełniacza, bitumu do kotłów);
- materiałów do składów i zbiorników i z oddziałów produkcji pomocniczej do odczerek;
- użytkowych materiałów do miejsc ich przeznaczenia (materiały pędne, smary i inne).

Środkami transportowymi są:

- wywrotki wąskotorowe o pojemności do 1,5 m³;
- wywrotki samochodowe o nośności 1,5—2 ton;
- przeośniki taśmowe różnych typów i rozmiarów;
- linowo-zgarniarkowe urządzenia;
- spycharki i inne maszyny.

Decydujący wpływ na nieprzerwaną pracę transportu ma posiadanie urządzeń naladunkowych i wyładunkowych, sprawność dróg i torów oraz ilość jednostek transportowych zabezpieczających wymaganą wydajność.

Wyboru rodzaju transportu dokonuje się w zależności od rzeźby terenu w obrębie wytwórni, posiadania środków naladunkowych i wyładunkowych, odległości i intensywności przewozów, stanu dróg itd.

Wywrotki wąskotorowe i samochody należy stosować w przypadku znacznych odległości przewozowych na działce o kształcie wydłużonym, zajętej pod wytwórnię; oprócz tego w razie użycia samochodów konieczne jest posiadanie dodatkowych poszerzonych miejsc dla możliwości manewrowania nimi, dobrych dróg i maszyn do naladunku materiałów w celu uniknięcia dłuższych przestojów.

Linowo-zgarniarkowe urządzenia i spycharki stosowane są dla transportu materiałów sypkich na terenie wytwórni, zbliżonym swym kształtem do koła lub wieloboku, przy dośrodkowym lub odśrodkowym przemieszczaniu materiału na nieznaczne odległości. Zastosowanie spycharek i urządzeń linowo-zgarniarkowych, w celu uniknięcia zbędnych strat w materiale, wymaga szczególnie dokładnego wyrównania powierzchni, po których materiały są przemieszczane.

Przeośniki taśmowe nadają się we wszystkich przypadkach do transportu materiałów na niewielkie odległości. Mogą one być również stosowane do współpracy z innymi środkami transportowymi (samochody, koleby wąskotorowe) do naladunku materiału ze składowisk, w szczególności przy zmieniających się miejscach znajdowania się pryzm, z których materiał jest pobierany.

Dla bardziej wydajnego wykorzystania przenośników celowe jest stosowanie mechanicznych ładowarek.

Dla uzyskania szybkiego naladunku materiałów sypkich na jednostki transportowe (samochody, wywrotki wąskotorowe) stosowane są drewniane lub metalowe zasobniki oraz mechaniczne łyżkowe lub innego typu ładowarki. Tego rodzaju urządzenia zmniejszają przestoje środków transportowych przy naladunkach i zwiększają ich wydajność.

445

Naładunek materiałów do zasobników może odbywać się bezpośrednio z sortowników za pomocą specjalnie do tego celu przeznaczonych przenośników, kubelkowych przenośników lub chwytakowych dźwigów.

Do naładunku pojedynczych przedmiotów lub ciężarów na środki transportowe i wyładunku ich nadają się dźwigi Derricka, samochodowe i inne.

Potrzebną ilość środków transportowych określa się ze wzoru:

$$n = Q \frac{\left(\frac{2L}{v} + t_n + t_w\right)}{q} \quad (51)$$

gdzie: L — odległość przewozu;
 Q — ciężar ładunku, który należy przemieścić w ciągu jednostki czasu;
 q — pojemność w tonach jednej jednostki transportowej;
 v — średnia szybkość przewozu w ładownym i próżnym kierunku;
 t_n i t_w — odpowiednie czasy trwania naładunku i wyładunku.

Do przewozu gotowej asfaltobetonowej mieszanki do miejsca jej układania z zasady stosowane są samochody-wywrotki. Pojemność skrzyni wywrotki powinna odpowiadać pojemności mieszarki otaczarki: jak na przykład dla przewozu mieszanki od otaczarki D-138, posiadającej bęben do mieszania o pojemności 3 t, stosując się 3-tonowe samochody, a dla D-152 jakiegokolwiek, gdyż pojemność bębna takiej otaczarki wynosi około 600 kg.

WARSZTATY NAPRAWCZE

Działalność warsztatów ma na celu usunięcie drobnych uszkodzeń, wzmocnienie osłabionych elementów, przeglądy i bieżący remont maszyn i mechanizmów, pracujących w wytwórni asfaltobetonu. Poważne uszkodzenia i awarie w zasadzie naprawiane są w warsztatach średniego i kapitalnego remontu lub za pomocą brygad awaryjnych, będących w składzie ruchomego warsztatu naprawczego, istnienie którego na budowie jest wskazane. Warsztaty wytwórni asfaltobetonu powinny posiadać jedynie niezbędne wyposażenie, składające się z acetylenowej spawarki, kuźni, imadła i kompletu kowalskich i ślusarskich narzędzi. W składzie warsztatowym powinna znajdować się konieczna ilość najbardziej potrzebnych części zapasowych do zasadniczych mechanizmów. Warsztat taki obsługiwany jest przez 2—3 wszechstronnie wykwalifikowanych ślusarzy pod kierownictwem głównego mechanika bazy.

W razie istnienia w pobliżu wytwórni specjalnych warsztatów naprawczych obsługujących cały rejon budowlany lub mając możliwość korzystania z ruchomych warsztatów zmontowanych na specjalnie wyposażonym samochodzie lub przyczepie, konieczność posiadania w bazie własnych warsztatów odpada i wówczas napraw maszyn dokonuje się w powyżej wymienionych warsztatach.

URZĄDZENIE SKŁADOWISK NA TERENIE WYTWÓRNI

Pojemność i typ składowisk wyznaczane są w zależności od ilości materiałów podlegających jednoczesnemu przechowaniu oraz od wielkości terminu ich przechowywania. Ilości materiałów znajdujące się na składowiskach zależne są od:

1. Wydajności wytwórni.
2. Technologii produkcji.
3. Regularności dowozu materiałów do wytwórni.

Przy dostatecznej ilości samochodów ciężarowych, zdolnych do systematycznego dowozu materiałów, nie ma potrzeby urządzenia na terenie wytwórni wielkich składowisk. Odwrotnie, w razie braku środków transportowych zachodzi konieczność budowy składowisk dla przechowania wielkich zapasów materiałowych.

Przy kolejowych dostawach materiałowych, ze względu na częstą nieregularność w podstawianiu wagonów, konieczne jest przewidywanie składowisk o znacznych rozmiarach.

Oprócz powyższego, przy ustaleniu rozmiarów placów pod składowiska, należy liczyć się z rzeczywistymi możliwościami urządzenia ich na terenie danej wytwórni oraz z innymi miejscowymi warunkami.

Dla całego szeregu takich materiałów, jak piasek, tłuczeń i kamień, składowiskami są otwarte powierzchnie, na których materiały składowane są w kształcie pryzm. Długość pryzm zależy od ilości składowanych materiałów, szerokość zaś określa się mając w założeniu wygody naładunku na środki transportowe (3—5 m); zastosowanie do naładunku przenośników umożliwi powiększenie szerokości pryzm do 12—15 m i więcej. Wysokość pryzm z zasady nie powinna przekraczać 2—2,5 m. W przypadku użycia chwytaków do wyładunku materiałów na składowisko, wysokość pryzm może być zwiększona.

Place składowe, na których rozmieszczone są pryzmy z materiałem, powinny być wybrukowane, pokryte asfaltobetonem lub deskami albo przy odpowiedniej jakości gruntu może wystarczyć samo splantowanie. W każdym przypadku należy przewidzieć odprowadzenie wód z placów składowych.

Dla gotowego wypełniacza wykonuje się składy w postaci wiat lub szop z desek. Niekiedy w szopach, dla wygody pobierania wypełniacza, wykonuje się zasięki o pojemności do 50—60 m³. Nie zaleca się przechowywania wypełniacza w miejscach odkrytych.

Bitum przechowuje się w specjalnych zbiornikach. Paliwo, w zależności od jego rodzaju, przechowuje się na placach składowych (drzewo, węgiel, lupki) lub w specjalnym opakowaniu (płynne paliwo, ropa).

Materiały pędne i smary powinny być przechowywane w cysternach lub innych żelaznych zbiornikach, umieszczonych w ziemi, w pewnym oddaleniu (20—30 m) od innych oddziałów wytwórni i zabudowań.

Maszyny nie używane bezpośrednio do robót w polu wskazane jest trzymać pod dachem (w szczególności maszyny posiadające silniki).

WYBÓR TERENU I ROZPLANOWANIE WYTWÓRNI

Teren przeznaczony pod budowę wytwórni asfaltobetonu powinien znajdować się blisko budowanego lotniska oraz posiadać dobre połączenia drogowe. Przy wagonowej dostawie podstawowych materiałów (kamień, piasek, bitum) wytwórnia powinna być urządzona w pobliżu bocznic normalnotorowej, doprowadzonej do lotniska.

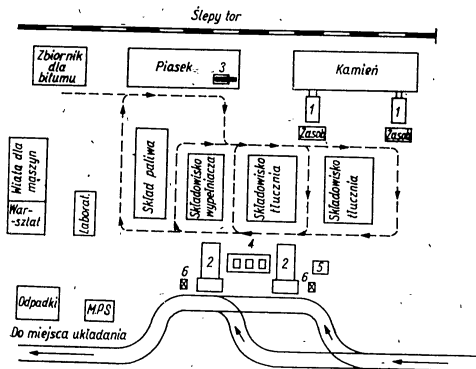
W razie braku bocznic wytwórnie należy umieszczać obok istniejącego toru kolei, a gotową mieszaninę asfaltobetonową dowozić samochodami do miejsca jej układania.

Odległość przewozu samochodami gorącej masy, aby uniknąć jej wystygania, nie powinna przekraczać 10—15 km.

Przy wyborze terenu należy przewidzieć konieczność zabezpieczenia wytwórni w wodę i energię elektryczną.

W przypadku wykonywania robót asfaltobetonowych na czynnym lotnisku lub na budowanym lotnisku, przy założeniu oddawania do użytku pewnych jego elementów przed całkowitym jego ukończeniem, należy wytwórnię umieszczać poza pasami podejść, z boku w stosunku do kierunków startu i lądowania samolotów, na podwieszanej stronie lotniska.

Konfiguracja terenu pod wytwórnię asfaltobetonu nie jest ograniczona specjalnymi wymaganiami, powinna ona jedynie posiadać odpowiednio wielką powierzchnię. Jednak kształt działki powinien być wzięty pod uwagę przy rozmieszczaniu oddziałów produkcyjnych, wytwórni, składowisk oraz organizacji transportu wewnętrznego. Na przykład na działce o kształcie zbliżonym do wydłużonego prostokąta oddziały i składowiska materiałów powinny być rozmieszczone w sposób zapewniający potokowość przy wykonywaniu procesu technologicznego wytwórni. Na działkach zbliżonych swym kształtem do wieloboku, kwadratu, koła należy oddział asfaltobetonowy umieszczać pośrodku, a rozmieszczenie pozostałych oddziałów powinno zabezpieczać dośrodkową dostawę materiałów.



Rys. 220. Schematyczny plan rozmieszczenia asfaltobetonowej bazy z urządzeniami do przygotowania materiałów kamiennych na miejscu.
1 — urządzenie do kruszenia kamienia, 2 — otczark, 3 — ładowarka, 4 — kotły do bitumu, 5 — kotły do wytwarzania pary, 6 — silownie

Plan zagospodarowania działki i rozmieszczenie oddziałów i składowisk powinny stwarzać dogodny warunki dla dostawy materiałów do oddziału asfaltobetonowego najkrótszą drogą (w szczególności piasku i tłuczni) oraz dla skrócenia długości rurociągów do bitumu. W tym celu kotły do podgrzewania bitumu powinny znajdować się jak najbliższej otaczarek.

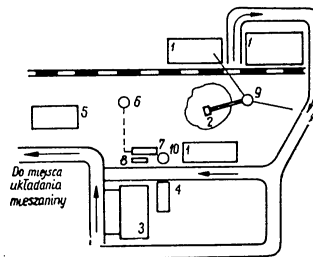
Na terenie wytwórni powinien być zorganizowany dla nadchodzących materiałów odpowiednio wielki front rozładunku. Składowiska takich materiałów, jak kamień, piasek, powinny być urządzone bezpośrednio wzdłuż bocznic kolejowej.

Przykładowy schemat rozplanowania wytwórni asfaltobetonu z przebiegiem na miejscu kamienia i z zastosowaniem wewnątrzskładowego transportu samochodowego podano na rysunku 220.

Pryzmy piasku i kamienia rozmieszczone wzdłuż bocznic. W oddziale kruszenia kamienia przewidziano zasobniki dla wyprodukowanego tłuczni. Z zasobników tłuczeń ładowany jest do samochodów i przewożony do otaczarek.

Aby uniknąć przestojów w przypadku przerw w pracy kruszarek, przewidziano dodatkowe składowiska tłuczni.

Naladunek piasku na samochody odbywa się za pomocą kubelkowych ładowarek bezpośrednio z pryzm. W razie konieczności poboru tłuczni ze składowiska, ładowarki przesuwają się do pryzm z tłuczniami.



Rys. 221. Schematyczny plan rozmieszczenia asfaltobetonowej bazy, do której materiały dostarczane są w stanie gotowym.
1 — tłuczeń, 2 — piasek, 3 — składowisko wypełniacza, 4 — skład paliwa, 5 — zbiornik dla bitumu, 6 — ropa dla rozpylaczy, 7 — otczarka, 8 — kotły do bitumu, 9 — dźwig Derrieka, 10 — kotły do wytwarzania pary

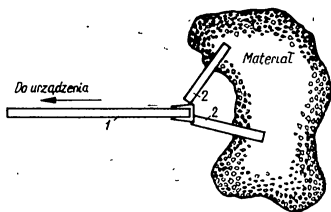
Dla odożenia na bok wybrakowanego asfaltobetonu, co może mieć miejsce w razie nieprzewidzianej przerwy w pracy lub uszkodzeń poszczególnych urządzeń, przewidziano na planie specjalne miejsce. Wybrakowany materiał, po rozgrzaniu go w specjalnych kotłach, używa się do produkcji brykietów wykorzystywanych do napraw asfaltobetonowych nawierzchni.

Ruch samochodów na terenie wytwórni odbywa się sposobem okrężnym, jak wskazują strzałki na schemacie.

Dla porównania na rysunku 221 podano przykładowy schematyczny plan asfaltobetonowej wytwórni, dla produkcji której materiały dostarczane są w stanie gotowym.

Transport materiałów do otaczarek na terenie takiej wytwórni odbywa się z powodzeniem za pomocą dźwigów Derricka i przenośników taśmowych.

Celowe jest wówczas zespalać pracę głównego przenośnika o wielkiej długości z dwoma, trzema przenośnikami zasilającymi, przesuwającymi się w miarę ubytku materiału z przemy. Główny przenośnik podaje materiał bezpośrednio do odbiornika otaczarki lub do specjalnego zasobnika, skąd materiał podawany jest do otaczarki taśmowym zasilaczem. Cały szereg oddziałów na terenie wytwórni jest zbędny, w związku z tym technologiczny proces jest znacznie uproszczony, a podstawowym elementem jego będzie dostawa materiałów do jednego asfaltbetonowego oddziału.



Rys. 222. Schemat dostarczania materiałów za pomocą przenośników

Rozmiary działki pod wytwórnię asfaltbetonu określa się po obliczeniu powierzchni zajmowanych przez oddzielne oddziały, składowiska, drogi, place dla manewrowania pojazdami, przejścia i przejazdy między przyzmami, miejsca dla składowania wybrakowanego materiału, miejsc dla wyladunku materiałów o niezbędnym froncie wyladunku itd.

Powierzchnię pod składowiska i zbiorniki dla materiałów ustala się z uwzględnieniem warunków składowania maksymalnego zapasu.

Orientacyjna wielkość powierzchni działki pod wytwórnię o jednej otaczarce, posiadającej średnią wydajność, wynosi 0,9—1,1 ha, dla wytwórni o kilku otaczarkach powierzchnia ta może być zmniejszona, licząc na każdą otaczarkę, do 0,65—0,75 ha.

Rozdział XXIV

WYTWÓRNIĘ BETONU CEMENTOWEGO

Organizacja przygotowania betonu dla budowy nawierzchni lotniskowych uwarunkowana jest specyfiką samej budowy, a w szczególności krótkimi okresami jej trwania, ograniczonymi z zasady do jednego sezonu budowlanego, oraz względnie wielkim zakresem robót betonowych.

Specyfika ta z góry narzuca wytwórniom betonu dla budowy nawierzchni ich podstawowe charakterystyczne cechy, między innymi moc produkcyjną i układ wytwórni, rodzaj i rozmiary pomocniczych urządzeń do składowania, kruszenia, sortowania i innych.

Odległości od wytwórni betonu do miejsca jego układania nie są zwykle wielkie (1,5—3,0 km) i całkowicie umożliwiają transport mieszaniny betonowej bez obawy jej rozwarstwienia; dlatego przy budowie nawierzchni lotniskowych organizowane są przeważnie wytwórnie dla całkowitego przygotowania betonu, tj. produkcji mieszaniny betonowej, gotowej do ułożenia na miejscu przeznaczenia.

Materiały kamienne do betonu i piasek z zasady przygotowywane są w okresie zimowym, a to w celu równomiernego wykorzystania siły roboczej i środków transportowych w ciągu całego roku oraz uniknięcia zbyt wielkich szczytów zapotrzebowania na nie. Przed rozpoczęciem robót zwozi się na plac budowy 60—70% całej ilości potrzebnych materiałów kamiennych i piasku. Stąd wynika konieczność posiadania przy wytwórniach betonu znacznie rozbudowanych składowisk. Oprócz tego, ponieważ nie zawsze daje się zorganizować przerobienie materiału kamiennego w kopalniach, zachodzi konieczność posiadania przy wytwórni betonu urządzeń do kruszenia i sortowania kamienia dla uzyskania tłucznia i urządzeń do sortowania i plukania żwiru. Przy tym przy znacznym zakresie robót pierwszorzędnej znaczenia nabiera mechanizacja wszystkich procesów przerabiania, składowania i dostaw materiałów do wytwórni oraz taka organizacja systemu składowania, przy którym wykluczone byłoby zbędne przerzuty i przeladunki materiałów.

Mechanizacja procesów przygotowania betonu, przerabiania i podawania materiałów wymaga prócz tego dostatecznego zaopatrzenia wytwórni w energię.

Powyższe świadczy, że organizacja wytwórni betonu dla budowy lotniskowych nawierzchni jest dosyć skomplikowana.

RODZAJE I CHARAKTERYSTYCZNE CECHY WYTWÓRNI BETONU DLA BUDOWY LOTNISKOWYCH NAWIERZCHNI

W praktyce budowy nawierzchni stosowane są dwa podstawowe rodzaje wytwórni, uwarunkowane ogólną organizacją robót wykonywania nawierzchni: centralne i odcinkowe wytwórnie betonu. Wytwórnia betonu nosi nazwę centralnej, gdy cała ilość betonu, potrzebna do budowy nawierzchni, przygotowuje się centralnie w jednej wytwórni. Centralną wytwórnię betonu (CWB) urządza się z zasady w granicach placu budowy lotniska, w odległości 1,0—3,0 km od miejsca układania betonu, ale poza terenem, na którym wykonywana jest nawierzchnia. Tak jak i wytwórnie asfaltobetonu, CWB rozmieszcza się poza zasadniczymi kierunkami startu i lądowania samolotów i w miarę możliwości na podwietrznej stronie lotniska. Oprócz tego umiejscowienie wytwórni powinno zabezpieczać również i najbardziej dogodne warunki dla dowozu materiałów, rozmieszczenia całego zespołu urządzeń do składowania i pomocniczej produkcji oraz transportu gotowego betonu do miejsca jego układania.

Wytwórnie betonu zwa się odcinkowymi, gdy przeznaczone są do przygotowania betonu dla oddzielnych odcinków nawierzchni. Wytwórnie te są o mniejszej wydajności; rozmieszczone są z zasady w bezpośredniej bliskości budowanej nawierzchni (zwykle wzdłuż niej), w odległościach 300—400 m jedna od drugiej i w odległości 30—40 m od skraju nawierzchni. W tym przypadku i prowizoryczne boczne kolejowe dla dowozu materiałów do wytwórni układane są również wzdłuż pasa nawierzchni.

Przygotowanie betonowej mieszanki w centralnych wytwórniach betonu posiada cały szereg ekonomicznych i technicznych zalet w porównaniu z przygotowaniem betonu w kilku odcinkowych wytwórniach. Możliwość użycia w CWB cięższego, lecz mniej licznego, wydajniejszego i doskonalszego naładunkowego i wyładunkowego oraz transportowego sprzętu i urządzeń, jak również betoniarek o dużej pojemności poważnie zmniejsza zapotrzebowanie na siłę roboczą i zmniejsza koszty przygotowania mieszanki betonowej. Oprócz tego scentralizowanie wykonawstwa poszczególnych czynności procesu produkcyjnego sprzyja możliwości dokładnego zorganizowania kontroli jakości, przygotowania mieszanki betonowej, zabezpieczenia precyzyjnego dozowania składników i w konsekwencji daje większą pewność uzyskania betonu jednolitego i o wysokim gatunku. Dlatego też we wszystkich przypadkach, gdy jest to możliwe, należy organizować raczej centralne wytwórnie betonu niż odcinkowe.

Pod względem konstrukcyjnego rozwiązania budowlanych zagadnień wytwórnie betonu dzielą się na stałe, składane i ruchome. Najbardziej odpowiadającymi wymogom budownictwa lotniskowego są składane wytwórnie betonu. Złożone z oddzielnych składowych żelaznych elementów, wykonanych fabrycznie, wymagają do montażu niewielkich ilości siły roboczej i czasu, łatwo są rozbiieralne i bez trudności można je przewozić na następną budowę.

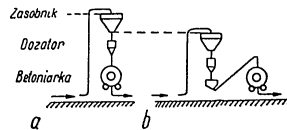
Stale wytwórnie betonu wykonuje się zwykle z drewna, które posiadaą zagłębione fundamenty i nie dają możliwości powtórnego wykorzystania ich konstrukcji budowlanych. Budowa stałych wytwórni betonu wymaga wielkiego nakładu kosztów i trwa zwykle od 1,5 do 3 miesięcy. Dlatego też zastosowanie stałych wytwórni betonowych jest celowe tylko w razie braku na budowie składanej wytwórni.

Ruchome wytwórnie zwykle o jednej betoniarce 375—500 litr. składają się z dwóch, bezpośrednio z sobą nie związanych elementów:

1. Zasilających zasobników i urządzeń do dozowania.
2. Betoniarek z koszem do załadunku.

Rozmiary, ciężar i konstrukcja każdego z tych elementów powinny pozwalać na transport ich ciągnikiem CZTŻ. Ruchome wytwórnie stosowane są w charakterze odcinkowych wytwórni, rozmieszczonych bezpośrednio wzdłuż pasa nawierzchni.

Pod względem technologicznego układu ruchu składników betonu wytwórnie dzielą się na zorganizowane: z jednokrotnym i dwukrotnym podnoszeniem materiałów (rys. 223). Wytwórnie betonu z jednokrotnym podnoszeniem oznaczają się nieskomplikowanym cyklem przygotowania mieszanki betonowej i charakteryzują się wielką wydajnością betoniarek. Jednak układ o jednokrotnym podnoszeniu wymaga skomplikowanych i wysokich konstrukcji i pomostów, budowa których wymaga użycia wykwalifikowanych rzemieślników, dłuższego czasu wykonania i znacznych ilości materiałów. Układ o jednokrotnym podnoszeniu stosowany jest w stałych wytwórniach betonu przy wielkim zakresie robót i w wytwórniach składanych. W ostatnim przypadku, dzięki zastosowaniu łatwo składających się elementów, wady i trudności budowlane nie istnieją.



Rys. 223. Schematy wytwórni betonu
a — z jednokrotnym podnoszeniem, b — z dwukrotnym podnoszeniem

Układ o dwukrotnym podnoszeniu zastosowany w stałych wytwórniach posiada pod względem budowlanym zalety w porównaniu z układem o jednokrotnym podnoszeniu. W użytkowaniu posiada on szereg braków: betoniarki często ulegają awariom wskutek deformacji prowadnic kosza naładunkowego i rwania się podnoszącej liny, czas trwania cyklu przygotowania mieszanki betonowej jest dłuższy i w związku z tym wydajność betoniarek jest nieco mniejsza niż w układzie o jednokrotnym podnoszeniu. Układ ten bywa przeważnie stosowany w odcinkowych stałych i ruchomych wytwórniach.

Moc produkcyjna wytwórni betonu w ciągu jednej zmiany P_{zm} dla wykonania nawierzchni określana jest w zależności od planowanej ilości betonu wg wzoru:

$$P_{zm} = \frac{Q \cdot K_n \cdot 1,15}{26 \cdot n} \text{ m}^3/\text{na zmianę}, \quad (52)$$

gdzie: Q — maksymalne miesięczne zapotrzebowanie betonu w m^3 , ustalone na podstawie zatwierdzonego harmonogramu;
 K_n — współczynnik nierównomierności produkcji, dla warunków budowy lotnisk może być przyjęty 1,2;
 1,15 — współczynnik uwzględniający zagęszczenie 12—13%, straty 1—2% i zużycie betonu na próbki badawcze;
 26 — ilość dni roboczych w miesiącu;
 n — ilość zmian roboczych w ciągu doby.

Poniżej wskazano niektóre charakterystyczne dane odnośnie wytwórni użytkowanych w budownictwie lotniskowym.

Tabela 83

W s k a ź n i k	Ilość i pojemność betoniarek			
	1x425	2x1200	6x500	4x1000
Srednia wydajność na jedną zmianę w m ³	40	250	320	450
Wydajność w ciągu sezonu budowlanego w tys. m ³ (przy pracy na jedną zmianę)	5,0	30,0	38,0	54,0

URZĄDZENIE WYTWÓRNI BETONU

Wytwórnia betonu składa się z szeregu elementów i pomocniczych urządzeń, uwarunkowanych technologią przygotowania betonu. Elementy i urządzenia wytwórni, wyszczególnione w kolejności ich występowania w procesie technologicznym, przedstawiają się następująco:

1. Gospodarstwo magazynowe i urządzenia do podawania materiałów do wytwórni.
2. Urządzenia do kruszenia i sortowania, w przypadku gdy na budowę dostarczane są materiały kamienne w stanie wymagającym przeróbki.
3. Zasobniki robocze.
4. Dozatory.
5. Betoniarki.

Rozmieszczenie tych elementów i urządzeń wytwórni powinno zabezpieczać uzyskanie nieprzerwanego potoku dostaw materiałowych do wytwórni oraz jej pracę od przestojów, rozmiary zaś ich i pojemność powinny odpowiadać zadanej wydajności wytwórni.

Składowanie materiałów

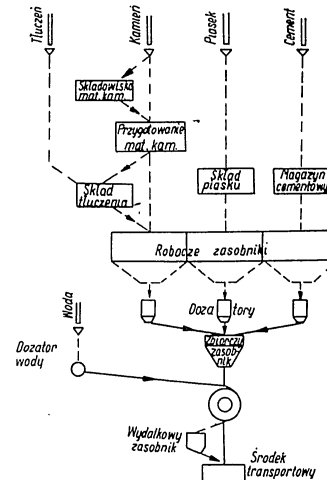
Składowiska materiałów kamiennych, piasku i cementu powinny być rozmieszczone przy drogach ich dostaw do wytwórni i w bezpośredniej bliskości betoniarek.

Nadchodzące na budowę materiały powinny znajdować się w stanie całkowitej przydatności do bezpośredniego ich użycia. Kruszenie, płukanie i sortowanie składników wykonuje się z zasady na miejscu ich wydobycia, w kopalniach, dzięki czemu znacznie maleje zakres robót transportowych, naładunkowych i wyładunkowych oraz uproszczone jest wykonawstwo robót na placu budowy.

Obliczeniowy zapas materiałów P określa się w zależności od ustalonej mocy produkcyjnej wytwórni, składu betonu, rodzajów materiałów i sposobu ich dostarczenia na budowę.

Gdy materiały dostarczone są w czasie wykonywania budowy, obliczeniowe zapasy wynoszą:

$$P = P_{zm} \cdot n \cdot VT_n \quad (53)$$



Rys. 224. Technologiczny schemat wytwórni betonu

gdzie: P_{zm} — moc produkcyjna wytwórni w ciągu jednej zmiany w m³;
 n — ilość zmian w ciągu doby;
 V — zużycie materiałów na 1 m³ betonu według laboratoryjnych danych, orientacyjnie można przyjmować, że na 1 m³ betonu zużywa się 0,9 m³ kruszywa, 0,5 m³ piasku i 0,33 t cementu;
 T_n — norma zapasu materiału w dniach, orientacyjnie przyjmowana z danych zawartych w tabeli 84*.

* Obszczyj kurs stroitielnowo proizwodstva, pod red. prof. B. Gorbuzyna, część trzecia.

Tabela 84

Orientacyjne wskaźniki dla określenia zapasu materiałów w dniach kalendarzowych

Nazwa materiałów	Przy transporcie kolejowym norm. tor.	Przy samochodowym transporcie na odległość		Uwagi
		Powyżej 100 km	do 100 km	
Cement	25 — 30	20 — 25	10 — 15	Wskaźniki obejmują zapasy materiałowe na wszystkich składowiskach budowy
Tłuczeń, żwir	15 — 20	10 — 15	5 — 10	
Piasek	15 — 20	10 — 15	5 — 10	

Zapasy materiałowe w wytwórni przed rozpoczęciem robót przy gromadzeniu ich w ciągu zimy mogą być znaczne i sięgać 60—70% całego ich zapotrzebowania. W tym przypadku zwykle urządza się dwa rodzaje składowisk: robocze, pojemność których obliczona jest na 3—5-dniowy zapas i z których materiał bezpośrednio pobierany jest do wytwórni, oraz zapasowe składowiska, przeznaczone do przechowania pozostałych ilości materiałów zgromadzonych w ciągu zimy.

Składowiska robocze powinny być należycie zmechanizowane i posiadać wyposażenie wystarczające do nieprzerwanego podawania materiałów do roboczych zasobników wytwórni betonu.

Powierzchnię składowisk określa się ze wzoru:

$$S = \frac{P}{q \cdot \alpha} \quad (54)$$

gdzie: P — obliczeniowy zapas materiału na składzie;
 q — norma składowania materiału na 1 m², ustalona w zależności od wybranej konstrukcji składowiska;
 α — współczynnik wykorzystania powierzchni równy 1 dla bunkrowych, zasobnikowych składowisk w postaci rowów oraz 0,7 przy składowaniu materiału w przyzmacach.

Długość składowiska powinna być nie mniejsza od wymaganej długości wyladunkowego frontu. Dla składowisk roboczych określa się ją wychodząc z codziennego dopływu materiału.

$$L = \frac{P_{zm} n v k}{q m} \cdot l \quad (55)$$

gdzie: L — długość wyladunkowego frontu;
 P_{zm}, n, v — analogiczne znaczenia jak we wzorze (53);
 k — współczynnik nierównomierności podstawiania środków transportowych, przyjmowany dla kolejowego transportu w wysokości 1,2 dla samochodowego 1,3—1,5;
 q — ładowność transportowej jednostki;
 m — ilość podstawian w ciągu doby;
 l — długość jednostki transportowej wzdłuż frontu wyladunku, dla kolejowych platform — 11 m, wagonów krytych — 9 m, samochodów 7—8 m, wąskotorowych wózków 2,5—3,0 m.

Dla zapasowych składowisk materiałów (przy uprzednim gromadzeniu wielkich ilości) długość ich uzależniona jest od ilości jednocześnie wyladowywanych wagonów lub platform, zgodnie ze wzorem:

$$L = M \cdot l$$

gdzie: M — ilość jednocześnie wyladowywanych wagonów lub platform.

Rozplanowanie dróg dojazdowych do składowisk i na nich samych powinna uwzględniać dalsze (najkrótszą drogą) dogodne przekazanie materiałów do wytwórni; przy istnieniu w wytwórni roboczych i zapasowych składowisk należy przewidzieć możliwość dostarczenia dowożonego materiału bezpośrednio do roboczego składowiska i z zapasowego do roboczego.

Robocze składowiska materiałów w CWB, zwykle wykonywane są w postaci otwartych zasobników częściowo zagłębionych w teren, w postaci rowów, z których materiał podawany jest do roboczych zasobników za pomocą przenośników (rys. 225) lub wąskotorowych wózków (rys. 226) albo w postaci głębokich, otwartych zasobników.

Porównawcze wskaźniki budowlane dla obu tych rodzajów składowisk zawarte są w tabeli 85.

Dla krótkotrwałej budowy (w granicach jednego roku), jak również przy wysokim stanie wód gruntowych urządzenie zagłębionych składowisk nie jest racjonalne i materiały składowane są na terenie w przyzmacach o różnej wysokości. Materiał z przyzmac ładowany jest na wywrotki wąskotorowe lub przy użyciu taśmowego przenośnika, bez przeladunku trafia do roboczych zasobników oddziału mieszania betonu. Powyższy schemat składowania, aczkolwiek zmniejsza koszty budowy składowisk, podraża jednak wydatki związane z przesuwaniami materiałów.

Tabela 85

Rodzaj składowiska	Pojemność 1 mb frontu w m ³	Zużycie materiałów na 1 m ³ pojemności zasobnika		Uwagi
		drewna w m ³	żelaza w kg	
Otwarte, głęboko zasobniki	27,0	0,19	0,56	Głębokość od poziomu terenu 5,0 m
Otwarte, częściowo zagłębiono zasobniki z kanałem	5,5	0,27	1,58	Głębokość od poziomu terenu 1,0 m.

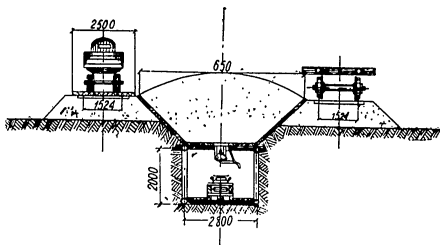
Dane orientacyjne odnośnie zużycia robocizny i kosztu jednego przemieszczenia składników betonu na 1 m³ betonu zawarte są w tabeli 86.

Tabela 86

Materiał	Zużycie siły roboczej w rob./godz.
Piasek	0,25
Tłuczeń i żwir	0,65

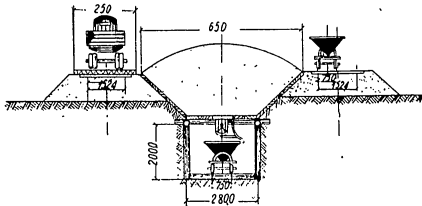
W zapasowych składowiskach materiały kamienne i piasek składowane są w przyzmacach o wysokości 1,5—2,0 m, ogrodzonych drewnianymi ściankami lub bez ogrodzeń.

Analogicznie składowane są materiały w odcinkowych wytwórniach betonu z przekazywaniem ich do zasobników zwykłymi, budowlanymi przenośnikami za pomocą przenośników — zasilaczy, ciągnikowych ładowarek lub spycharek. W celu uniknięcia zanieczyszczenia materiałów ziemią, co występuje szczególnie przy użyciu spycharek, teren przeznaczony na rozmieszczenie przym powinien posiadać podłogę z desek lub tłuczniowe podłoże.



Rys. 225. Otwarte częściowo zagłębione w teren zasobniki dla wypełniacza z przekazywaniem materiału do roboczych zasobników za pomocą przenośników

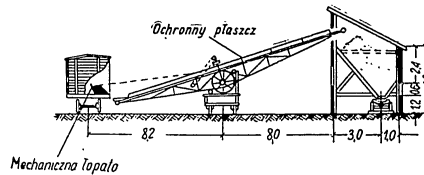
Dla nadchodzących na budowę materiałów kamiennych o różnych frakcjach należy składowiska wykonywać w sposób zapobiegający zmieszaniu się frakcji i nie dopuszczając również do ich zmieszania przy transporcie materiału do roboczych zasobników wytwórni betonu.



Rys. 226. Otwarte częściowo zagłębione w teren zasobniki dla wypełniacza z przekazywaniem materiału do roboczych zasobników za pomocą wywrotek wąskotorowych

Magazyny cementowe rozmieszczane są bezpośrednio obok oddziału mieszania betonu. Dzięki temu zmniejsza się długość ślimaka przekazującego cement do roboczych zasobników CWB i straty w cemencie maleją.

Największe trudności przy składowaniu cementu wynikają w związku z wyładunkiem jego przy wagonowych dostawach luzem. Proste i łatwe w zastosowaniu rozwiązanie wyładunku, składowanie i podawanie cementu opracowane zostało przez M. Chutoriańskiego (patrz rys. 227). Mechanizację wyładunku osiągnięto przez zastosowanie wyładunkowej łopaty mechanicznej; dostarczenie cementu z wagonu do zasobnika wykonuje się za pomocą typowego ruchomego przenośnika taśmowego, wyposażonego



Rys. 227. Magazynowanie cementu za pomocą mechanicznej łopaty i przenośnika

w ochronny płaszcz, a z magazynu cement podawany jest do roboczych zasobników za pomocą stałych przenośników.

Cement z magazynu podawany jest do zasobnika za pomocą urządzeń pneumatycznych, a w razie ich braku — za pomocą ślimaka z podnośnikiem lub przenośnikiem. Transport cementu przenośnikami jest bardzo wydajny, ale związany z wielkimi stratami z powodu jego rozpylenia, szczególnie w miejscach naładunku cementu na taśmę i w węzłach przeladunkowych. Zmniejszyć te straty można przez zainstalowanie w tych miejscach ochronnego płaszcza, który w razie pracy przenośnika na otwartym powietrzu, potrzebny jest na całej długości przenośnika. Kąt pochylenia przenośnika podającego cement nie powinien przekraczać $18-20^\circ$, a szybkość ruchu taśmy w granicach $0,5-0,6$ m/sek.

„Wąskim gardłem“ przy składowaniu materiałów kamiennych i piasku jest ich wyładunek z wagonów normalnotorowych. Dla przyspieszenia wyładunku należy stosować wyładunkowe łopaty mechaniczne lub najprostsze urządzenia, składające się z tarczy z desek umocowanych do bali i skierowanych pod kątem do osi podłużnej platformy (rys. 228).

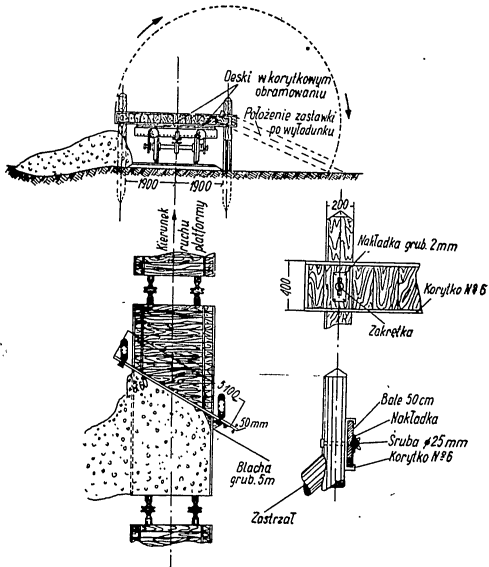
Przy częściowym dowozie materiałów samochodami teren składowisk powinien być wyposażony, oprócz bocznic, w odpowiednie drogi samochodowe.

W celu zobrazowania stosowanych rozmieszczeń składowisk i ogólnego rozplanowania CWB na rysunku 229 przedstawiono jeden z generalnych planów rozmieszczenia elementów i urządzeń CWB. W planie tym przewidziano place dla urządzeń do kruszenia i sortowania tłuczni oraz do składowania piasku. Zgodnie z projektem wymagana jest jedna bocznic normalnotorowa i szeroko rozbudowana sieć wąskotorówek. W czasie trwania procesu produkcji umożliwiony jest dalszy rozwój torów kolejowych, jak pokazano linią przerywaną na rysunku 229.

W razie zimowych dostaw materiałów kamiennych i piasku składowane są one z obu stron bocznic kolejowej na długości $500-1000$ m i w miarę

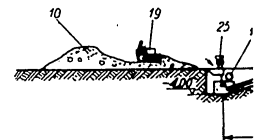
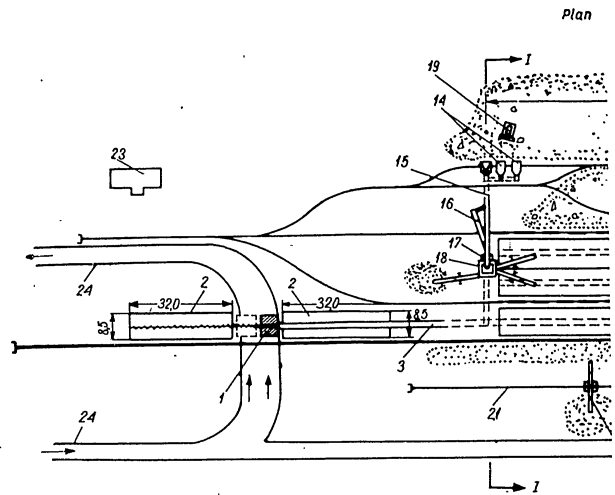
potrzeby dostarczane trakcją wąskotorową do zasobników. Na powierzchni terenu, z którego materiały przesuwane są za pomocą spycharek do składowisk zasobnikowych, powinna być ułożona nawierzchnia z betonu o niskiej marce wytrzymałości.

Rozplanowanie CWB, przedstawione na rysunku 230, stosowane jest przy krótkotrwałej i o mniejszym zakresie robót budowie, jak również przy niemożności wykonania głębszych składowisk z powodu wysokiego poziomu



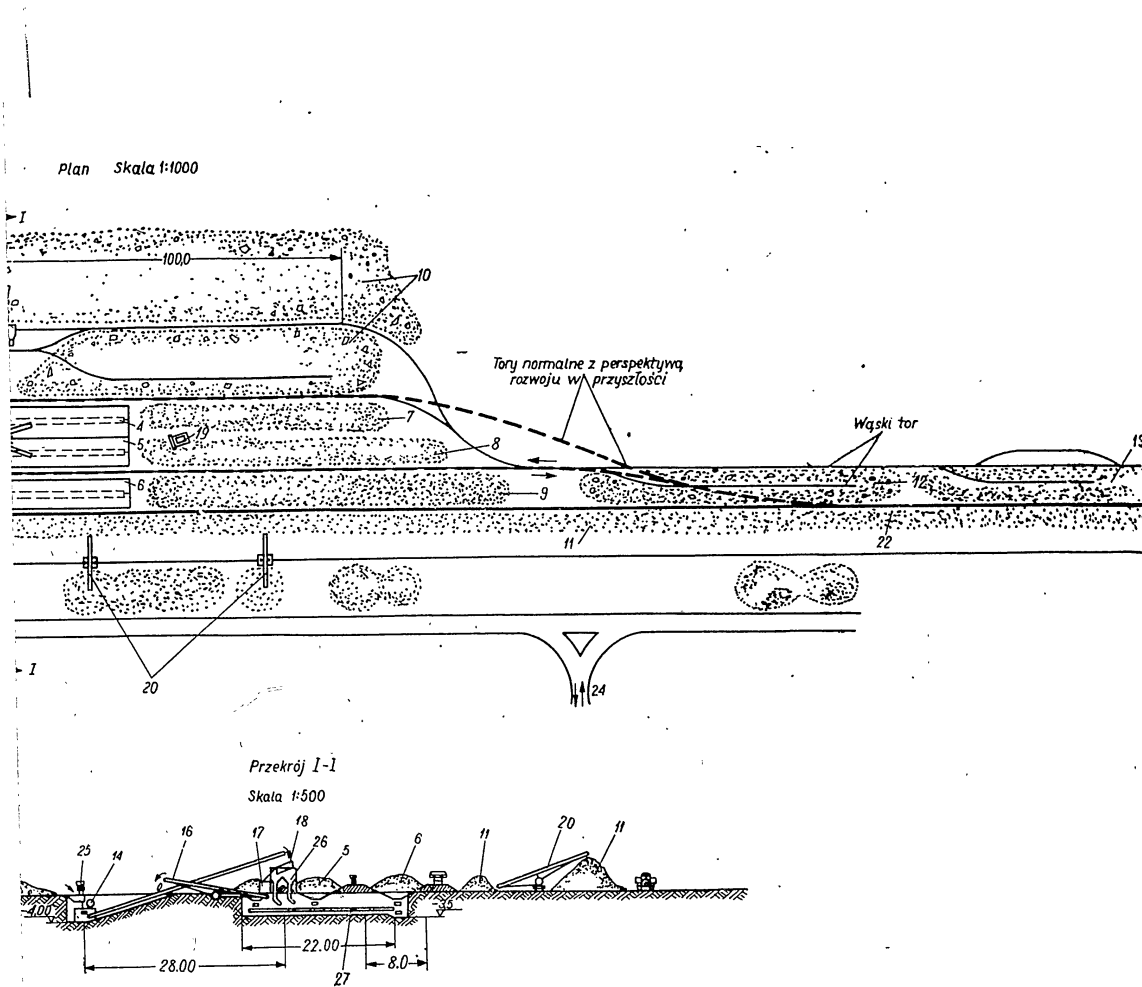
Rys. 228. Wyladunek z platform za pomocą drewnianych zastawek

mu wód gruntowych. Materiały kamienne i piaski składowane są na terenie w przyzmacz o różnej wysokości. Materiał z przyzmacz ładowany jest do ruchomego zasobnika za pomocą ciągnikowych ładowarek lub koparek chwytakowych. Przechodzący pod zasobnikiem stały przenośnik przerzuca materiał na pochyły przenośnik typowej wytwórni betonu.

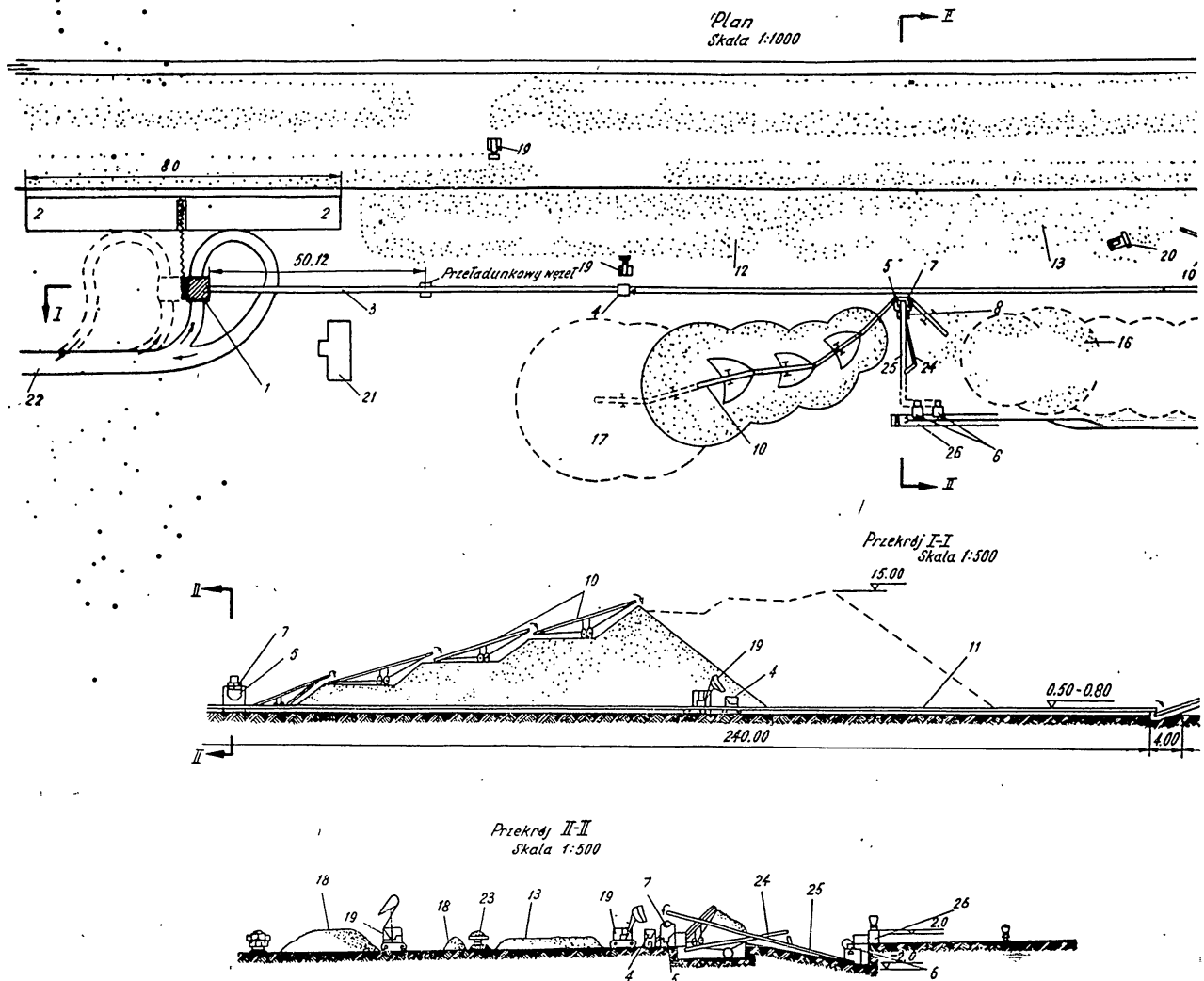


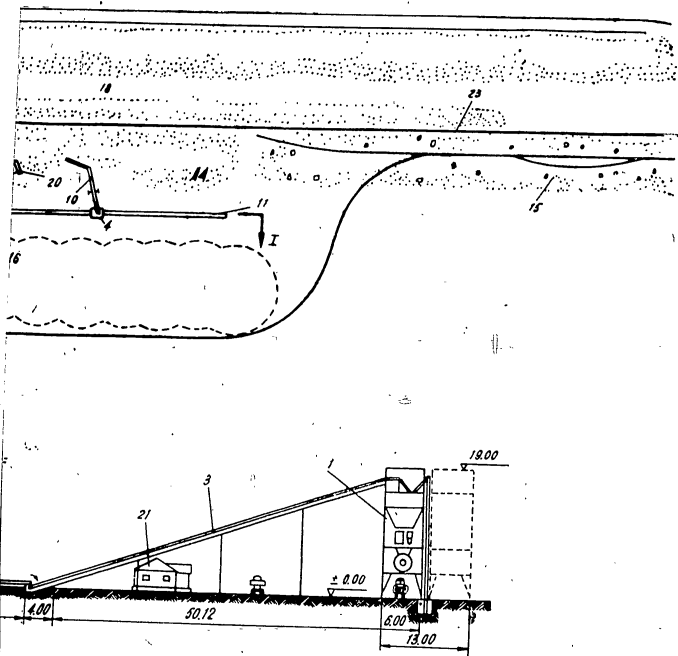
Rys.

1 — typowa wytwórnia betonu, 2 — magazynu cementu o p kruszywie o pojemności 700 m³, 6 — zasobnik dla piasku e składowisko piasku, 10 — składowisko kamienia, 11 — p 14 — kruszarka, 15 — przenośnik dla podawania tuczni do śniki ruchome na platformach wąskotorowych, 21 — wagi wąskotorow



Rys. 229. Rozplanowanie składowisk i dróg typowej przenośnej CWB:
 1 - tor dla piasku o pojemności 1100 m³, 2 - pochylony przenośnik, 3 - zasobnik dla grubego kruszywa o pojemności 700 m³, 4 - zasobnik dla drobnego kruszywa o pojemności 600 m³, 5 - zapasowe składowisko grubego kruszywa, 6 - zapasowe składowisko drobnego kruszywa, 7 - zapasowe składowisko piasku na podsypkę, 8 - przytorowe składowisko kamienia, 9 - przytorowe składowisko kruszywa, 10 - przytorowe składowisko kamienia, 11 - przytorowe składowisko piasku na podsypkę, 12 - przytorowe składowisko kamienia, 13 - przytorowe składowisko kruszywa, 14 - przenośnik do sortownika, 15 - przenośnik powrotny dla tłuczni, 16 - kruszarka walcowa, 17 - sortowniki, 18 - sycharka, 19 - przenośnik, 20 - wąski tor dla przesuwania przenośników, 21 - wąski tor dla przesuwania przenośników, 22 - kole normalnotorowa, 23 - biura laboratorium, 24 - droga samochodowa, 25 - wywrotka wąskotorowa dla dowożenia kamienia, 26 - zasobnik rozdzielczy, 27 - przenośnik zbiorczy





Rys. 230. Rozplanowanie składowisk i dróg typowej CWB przy wysokim poziomie wód gruntowych.

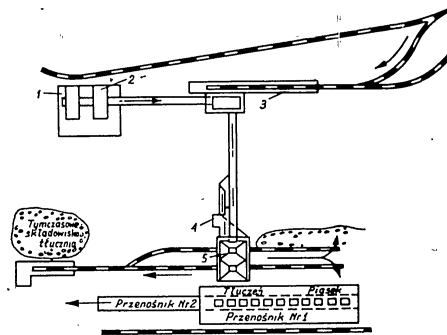
1 — typowa wytwórnia betonu, 2 — magazyn cementu o pojemności 500 m³, 3 — pochyły przenośnik, 4 — ruchomy zasobnik-zasilacz, 5 — zasobnik rozdzielczy, 6 — kruszarka, 7 — sortowniki, 8 — kruszarka walcowa, 9 — estakada, 10 — przenośniki, 11 — stały przenośnik o dług. 240 m, 12 — przytorowe (letnie) składowisko grubego kruszywa, 13 — przytorowe (letnie) składowisko drobnego kruszywa, 14 — przytorowe (letnie) składowisko piasku, 15 — składowisko kałdunia (zimowe), 16 — zapasowe składowisko drobnego kruszywa (zimowe), 17 — zapasowe składowisko grubego kruszywa (zimowe), 18 — składowisko piasku na podsypanie, 19 — ładownia ciągnikowa jednonaczyniowa, 20 — przyładowarka, 21 — biuro i laboratorium, 22 — droga samochodowa, 23 — kolej normalnotorowa, 24 — przenośnik powrotny dla tłuczni, 25 — przenośnik do podawania tłuczni na sortownik, 26 — estakada

Urządzenia do kruszenia i sortowania

W przypadku dostarczania na budowę kamienia nie rozdrobnionego na tłuczeń organizuje się jego kruszenie bezpośrednio na placu budowy. Podobnie w razie otrzymywania żwiru nie sortowanego na budowie organizuje się sortowanie, a w razie potrzeby i przemycie żwiru.

Urządzenia do kruszenia kamienia i uszlachetnienia żwiru rozmieszczone na trasie ruchu materiałów mają poza tym za zadanie podawanie gotowych produktów za pomocą przenośników lub samochodów (po pomostach) i wywrotek wąskotorowych do zasobników wytwórni betonu. Najbardziej racjonalnym sprzętem do podawania gotowego produktu kamiennego jest przenośnik. Przy uprzednim przygotowaniu tłuczni na skład gotowy produkt kierowany jest do roboczego (zagłębionego lub innego typu) składowiska lub do zapasowego — w przymę.

Na rysunku 231 pokazano przykładowy schemat rozmieszczenia urządzeń do kruszenia i sortowania w zależności od umiejscowienia wytwórni betonu. Materiały kamienne kierowane są ze składowiska przytorowego



Rys. 231. Schemat rozmieszczenia urządzeń do kruszenia i sortowania

do kruszarek za pomocą wąskotorówek. Kruszarki 1,2 dla wygody dostarczania kamienia ulokowane są w wykopanym dole; dostawa do kruszarki 3 odbywa się za pomocą pochylni hamulcowej. Uzyskany tłuczeń naładunkowym przenośnikiem przechodzi do dwukomorowego zasobnika 5 z sitem wibracyjnym. Gruby tłuczeń, który nie przeszedł przez sito, trafia w celu powtórnego rozkruszenia do walcowej kruszarki 4, a później znowu na sito. Odsortowany tłuczeń przechodzi do odbiornika 6, skąd poziomym przenośnikiem transportowany jest na pochyły przenośnik wytwórni betonu. Tłuczeń z dwukomorowego zasobnika wąskim torem może być przewieziony również i na miejsce czasowego składowania.

Najbardziej dogodnie dla uzyskania tuczni są zespoły kruszarkowe SM-8, SM-9 i kruszarki SM-11. Kruszenie w zespole wykonuje się według zamkniętego cyklu (powtórne kruszenie grubego tuczni) z sortowaniem tuczni na frakcje. Wydajność zespołu 15 m³/godz. Wydajność SM-11 wynosi również 15 m³/godz. Dla złagodzenia wibracji kruszarki SM-11 należy na fundamencie jej ustawić drewnianą amortyzacyjną poduszkę.

Ilość niezbędnych urządzeń do kruszenia określa się w zależności od żądanej ogólnej objętości tuczni Q i wyznaczonego w harmonogramie okresu czasu przeznaczanego na przygotowanie tuczni.

Podobnie do powyższego rozwiązuje się zagadnienie urządzeń do sortowania i płukania mas żwirowo-piaszczystych. Schematy stosowanych urządzeń podano powyżej, w części XXI.

Zasobniki robocze

W celu zabezpieczenia pracy betoniarek od przestojów oprócz podstawowych składników materiałów stosowane są robocze składowiska bezpośrednio na terenie samej wytwórni betonu, stanowiące nieodłączną część wytwórni zasobniki robocze. Łączna ich pojemność powinna pokryć zapotrzebowanie betoniarek w ciągu następujących okresów czasu:

1. Okresu potrzebnego dla usunięcia najbardziej częstych uszkodzeń urządzeń podających, powiększonego 1,5—2-krotnie. Takimi uszkodzeniami mogą być: zerwanie taśmy przenośnika, niesprawność silników, zerwanie pasa napędowego; według ustaleń z praktyki* czas trwania usunięcia ich nie przekracza 30—60 minut.

2. Okresu niezbędnego dla przełączenia przenośnika z dostawy materiału jednego rodzaju lub gatunku na drugi, powiększonego 1,3—1,5-krotnie. Czas potrzebny dla przełączenia oblicza się na podstawie zaprojektowanego dla danej wytwórni procesu technologicznego, szybkości i odległości podawania materiałów.

Dla orientacyjnych obliczeń łączną pojemność zasobników przyjmuje się równą 1,5—3-godzinowej wydajności betoniarek. W stalych i ruchomych wytwórniach betonu zasobniki robocze wykonuje się z drewna, a w składowych — ze stali. Pochylenie dna zasobnika powinno być nie mniejsze od kąta naturalnego zrypu materiału, aby materiał pod działaniem grawitacji mógł bez zatrzymań trafić do dozatora.

Najmniejsze kąty nachylenia rynnien i dna zasobników wskazano w tabeli 87**.

Aby uniknąć zatorów w zsypywaniu się cementu z zasobników do dozatorów, do zewnętrznej powierzchni zasobnika przymocowuje się wibrator, pod działaniem którego osiąga się przyspieszenie rozładunku zasobnika.

Ilość zasobników ustala się w zależności od konstrukcyjnego rozwiązania wytwórni betonu przy zachowaniu bezwzględnie warunku posiadania oddzielnego zasobnika dla każdego rodzaju materiału (cement, drobne składniki, grube składniki kamienia) i dla każdego gatunku grubego składnika (przy podziale na frakcje grubego składnika).

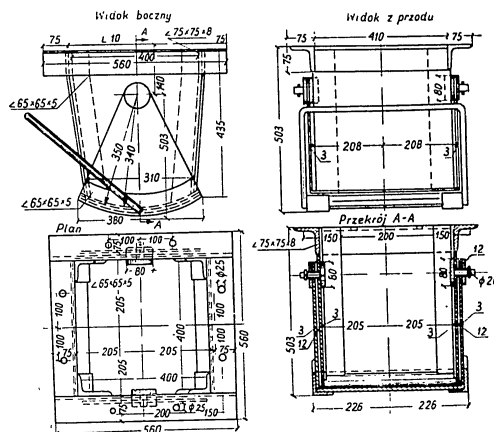
* Kanał Moskwa — Wołga, Betonnyje raboty, Moskwa, 1941. M. S.

** M. Chutorjanskij, Betonnyje i rastwornyje zawody, Kijów, 1947.

Tabela 87

Nazwa materiału	Przy posuwie materiałów po	
	heblowanym drewnie	żelazie
Cement	50	45
Piasek suchy	50	40
Piasek wilgotny	60	50
Piasek mokry	—	65
Pospółka	60	50
Żwir płukany	55	45
Tłuczeń nie sortowany	60	50
Tłuczeń sortowany	55	45

Wyjściowe otwory (wyloty) zasobników powinny mieć rozmiary nie mniejsze od 25 x 25 cm dla cementu i piasku i 35 x 35 cm dla grubych składników. Wyloty zasobników powinny być zaopatrzone w zawory sektorowe (rys. 232); użycie zamiast zaworów sektorowych poziomych stałowych zasuw jest niedopuszczalne, gdyż wówczas wyjątkowo uciążliwe jest zamknięcie zasobnika.

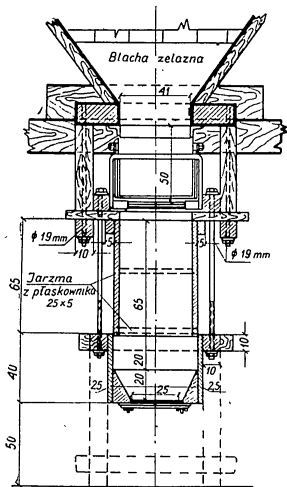


Rys. 232. Zawór wycinkowy dla zasobników wydatkowych

Zawory sektorowe w zasobnikach dla cementu powinny posiadać szczelne połączenia, nie pozwalające na wysypywanie się cementu, i zwykle wykonywane są w postaci poziomych zasuw.

Dozowanie materiałów

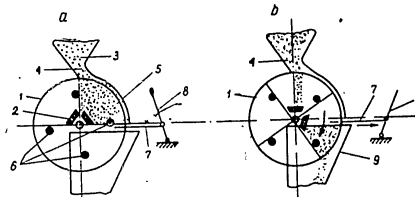
Materiał z roboczych zasobników poprzez wyloty trafia do wagowych lub objętościowych dozatorów. Dozowanie objętościowe dopuszczalne jest jedynie w stosunku do materiałów kamiennych i piasku, dla cementu niezbędne jest dozowanie wagowe, w razie braku na budowie dozatorów wagowych cement odważa się na zwykłych, dziesiętnych wagach.



Rys. 233. Objętościowy dozator uproszczonego typu

Stalowe wagowe i objętościowe dozatory typu „Sojuzstrojmechanizacja” wykonywane są fabrycznie, o rozmiarach odpowiadających pojemności betoniarek. Objętościowe dozatory uproszczonego typu dla kruszywa i piasku mogą być bez trudności wykonane z drewna w warsztatach na samej budowie. Dozator składa się z górnej i dolnej skrzyni, połączonych za pomocą śrub. Zwiększenie lub zmniejszenie objętości dozatora osiąga się przez zmianę odległości pomiędzy skrzyniami, odpowiadającą wydłużeniu lub skróceniu długości śrub. Pomiedzy wylotem zasobnika a górą dozatora powinna być niewielka szpara, przez którą robotnik pracujący przy dozowaniu mógłby obserwować stopień wypełnienia dozatora.

Stosowane są również dozatory w kształcie cylindrów (rys. 234). Cylinder rozdzielony jest na dwie nierówne części, z których jedna przeznaczona jest do dozowania tłucznia, druga — piasku. Cylinder w środku rozdzielony jest dwoma prostopadłymi do siebie przegódkami na cztery komory, z których każda przeznaczona jest na pomieszczenie materiału na jeden zarób betoniarki.



Rys. 234. Schemat cylindrycznego dozatora
a — zapelnienie, b — wysypanie materiału

Materiał spada z leja zasobnika 3 przez wylot 4 grawitacyjnie. Cylinder 1 w czasie zapelniania go znajduje się w stanie nieruchomym dzięki zaciskom 6, opartym na ruchomej listwie 7. Po napelnieniu komory, ruchem dźwigni 8 zacisk oswobadza się, cylinder obraca się wokół swej osi i materiał zsypuje się do zbiorczego zasobnika. Jednocześnie pod wylot zasobnika podchodzi następna komora dozatora dla napelnienia jej materiałem.

Z dozatorów materiał trafia do zbiorczego zasobnika, skąd idzie do bębna betoniarki. Jeżeli jeden komplet roboczych zasobników i dozatorów obsługuje dwie betoniarki, to zbiorczy zasobnik zaopatrzony jest w ruchomą rynną, zmieniając kierunek której, można podawać materiał do żądanej betoniarki.

Zbiorczy zasobnik niezbędny jest tylko w wytwórniach betonu o układzie z jednokrotnym podnoszeniem. Przy układzie z dwukrotnym podnoszeniem materiał z dozatorów pochylą rynną podawany jest bezpośrednio do kosza betoniarki, dzięki czemu zmniejsza się ustrojowa wysokość urządzeń do mieszania betonu.

Pojemność betoniarek w wytwórni

Ilość betoniarek i ogólna pojemność ich w wytwórni powinna odpowiadać zadanej wydajności wytwórni.

Ogólną pojemność betoniarek V_b , potrzebną do przygotowania mieszaniny betonowej, określa się ze wzoru:

$$V_b = \frac{P_{zm}}{3600 \cdot \frac{1}{t_1 + t_2 + t_3} \cdot n \cdot K_{wyd} \cdot K_{wyk}} \quad (50)$$

gdzie: P_{zm} — objętość przygotowanego w ciągu jednej zmiany betonu w m^3 , określona ze wzoru (52);

- t_1 — czas naładunku bębna betoniarki w sekundach: przy bezpośrednim naładunku bębna betoniarki ze zbiorczego zasobnika $t_1 = 10$ sekund, przy naładunku poprzez kosz betoniarki $t_1 = 20-25$ sekund;
- t_2 — czas mieszania materiałów w sekundach, określa się w zależności od konsystencji mieszanki betonowej i pojemności betoniarki, posługując się tabelą 59;
- t_3 — czas wyładunku betoniarki w sekundach — dla betoniarek o przechylnym bębnie $t_3 = 20-30$ sekund, przy wyładunku z bębna mieszanki rynną $t_3 = 40-60$ sekund;
- n — ustalona ilość godzin pracy w ciągu zmiany roboczej;
- K_{wvd} — współczynnik wydawania betonu określamy z praktyki, średnia wielkość $K_{wvd} = 0,67$;
- K_{wvk} — współczynnik wykorzystania betoniarki w czasie, równy $0,85-0,95$.

Biorąc pod uwagę stosowaną w budownictwie lotniskowym mieszankę betonową o małej plastyczności, wskazane jest stosować betoniarki z przechylnymi bębnami.

W razie możliwości dokonania wyboru betoniarek o różnej pojemności należy decydować się na betoniarki o dużych pojemnościach jako bardziej ekonomiczne, jednak pożądana jest, aby ich ilość nie była mniejsza od dwóch.

Zastosowanie betoniarek o dużej pojemności powoduje zmniejszenie kosztów budowy wytwórni betonu i oszczędności w ilości robotników dla ich obsługi (tabela 88).

Tabela 88

Ilość i pojemność zmontowanych betoniarek	Objętość konstrukcji drewnianej na 1000 l w m ³	Zużycie materiałów na 1 000 l		Ilość robotników w zmianie (z wyłączeniem zatrudnionych przy wyładunkach do składowisk) na 1000 l pojemności betoniarki
		drewna m ³	żelaza kg	
1	2	3	4	5
5 x 2200 l	338	52	427	2,3
5 x 1000 l	975	125	310	4,8
2 x 1000 l + 3 x 500 l	—	—	—	6,6

Zasadnicze charakterystyczne cechy stosowanych betoniarek stałego typu podano w tabeli 89.

Tabela 89

Charakterystyczne cechy	Typ betoniarki	
	S — 158	S — 221
Pojemność bębna w l	425	1200
Szybkość obracania się bębna obr/min.	11 — 16	16
Moc silnika elektrycznego KW	7,4	17
Średnia wydajność m ³ na zmianę	50 — 70	120 — 150
Ciepła betoniarki kg	1810	4734
Graniczne ilości dozowanej wody w l.	34 — 85	50 — 200

Betoniarki o pojemności bębna (liczonej wg objętości zarobu) niższej od 400—500 l nie mogą być zalecane do zastosowania w centralnych wytwórniach betonu; na odcinkowych i ruchomych celowe jest użycie i mniejszych, ale nie mniejszych niż 250 l.

Gdy pojemność bębna betoniarki jest mniejsza od ładowności środka transportowego, montuje się pod betoniarkę zasobnik pośredni, pojemność którego powinna być wystarczająca dla jednorazowego załadowania środka transportowego; w razie braku zasobnika pośredniego mieszanka betonowa ładowana jest do wywrotek samochodowych z kilku betoniarek.

Rozplanowanie oddziału mieszania CWB powinno umożliwić jednocześnie poddawanie środków transportowych do wszystkich punktów wydawania betonu. Podstawianie środków transportowych pod naładunek i dalszy ich ruch z ładunkiem powinny odbywać się bez skomplikowanego manewrowania.

Pomocnicze urządzenia w wytwórni

Jeżeli przewidziane jest betonowanie przy obniżonych temperaturach, należy wytwórnię betonu zaopatrzyć w kotłownię i zasobnik dla uprzedniego podgrzewania, przy czym w sporadycznych przypadkach podgrzewania można dokonywać w zasobnikach roboczych.

Normalne funkcjonowanie wytwórni betonu możliwe jest tylko przy prawidłowej jej eksploatacji i dokonywaniu w swoim czasie przez wykwalifikowanych mechaników zapobiegawczych okresowych przeglądów maszyn. W tym celu przy centralnych wytwórniach betonu powinny być zorganizowane niewielkie warsztaty naprawcze ze składem najważniejszych zapasowych części. W ogólnym planie urządzeń CWB powinno być również przewidziane połowe laboratorium betonowe o powierzchni 40—50 m² oraz pomieszczenie dla technicznego personelu.

PRZYKŁADY ROZWIĄZAŃ WYTWÓRNI BETONU

Poniżej rozpatrzone określone przykłady rozwiązań wytwórni betonu różnych typów i o różnej mocy produkcyjnej, stosowanych w budownictwie lotniskowym.

Wytwórnia typu składanego

Na rysunkach 235, 236 pokazano typową składaną wytwórnię betonu, opracowaną przez biuro projektów trustu „Strojmechmontaż“, wyposażoną w dwie betoniarki typu S-22 o pojemności 1 200 l.

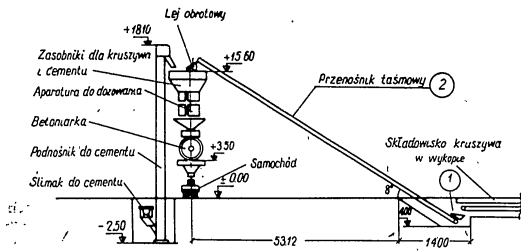
Typowa wytwórnia betonu posiada scentralizowany ośrodek dyspozycyjny, dźwiękową i świetlną-sygnalową łączność z pomieszczeniami składowisk i wewnątrz oddziału mieszania. Wszystkie montażowe węzły są łączone na śruby i rozbiernalne. Obrys oddzielnych elementów zezwalają na przewóz ich samochodami. W razie przewidzianego ich transportu wyłącznie na kolejowych platformach, wymiary poszczególnych elementów mogą być zwiększone.

Ciepła każdego montażowego elementu osiąga 1 t, oprócz dwóch płaszczyzn zasobników o wadze po 1,4 t.

— Ogólny ciężar stalowych konstrukcji jednej sekcji i pomostu wynosi około 40 ton (39,2 t). Orientacyjny czas wykonania montażu — 10 dni.

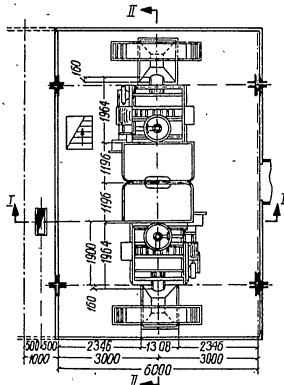
Typowa jednosekcyjna wytwórnia posiada wydajność 250 m³ na zmianę i następujące wskaźniki techniczne:

1. Wyposażenie dla pionowego i poziomego transportu materiałów kamiennych i piasku — pochylony przenośnik z taśmą o szerokości

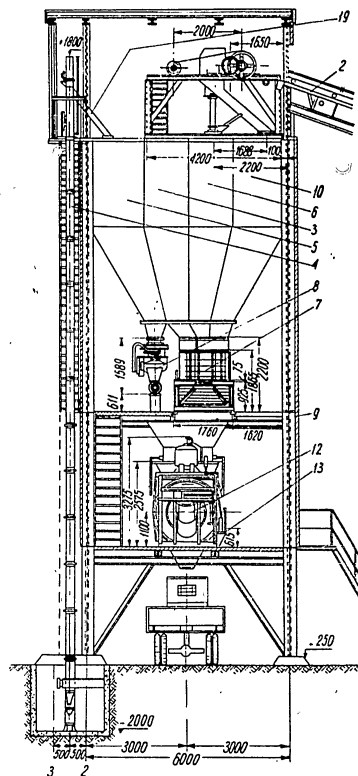


Rys. 235. Schemat technologiczny CWB

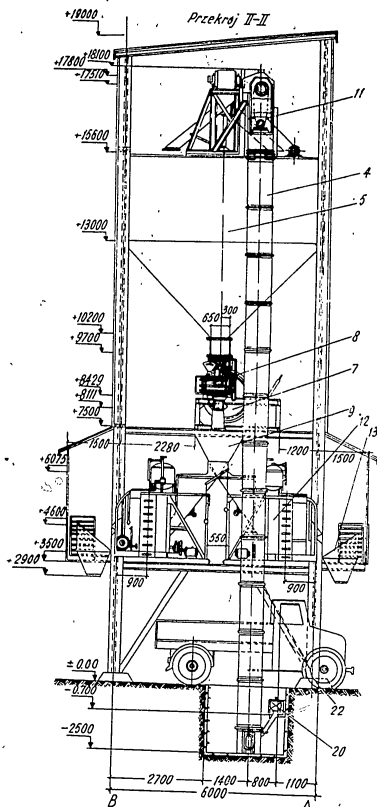
650 mm, o wydajności 130 m³/godz., dla cementu — ślimaki o średnicy 300 mm, długość których uzależniona jest od miejscowych warunków, oraz pionowy podnośnik o wysokości 20 m i wydajności 24 t/godz.



Rys. 236. — 1. Typowa składana CWB, plan



Rys. 236. — 2. Typowa składana CWB, przekrój I—I
 1 — ślimak, 2 — przenośnik poziomy, 3 — waga, 4 — zasobnik cementu, 5 — waga, 6 — waga, 7 — waga, 8 — waga, 9 — waga, 10 — waga, 11 — waga, 12 — waga, 13 — waga, 14 — waga



Rys. 236-3. Typowa składana CWB, przekroj II - II

2. Pojemność zasobników dla grubego i drobnego tłuczni oraz piasku obliczona na zabezpieczenie pracy betoniarek w ciągu 2 godzin, a zasobnika dla cementu — w ciągu 4 godzin.

3. Dozowanie kruszywa i piasku — objętościowe, z możliwością zainstalowania dozatorów wagowych, dozowanie cementu — wagowe.

4. Ilość robotników obsługi — 20 ludzi.

5. Określona moc silników 75 KVA.

6. Objętość zabudowania bez składowisk 720 m³ przy powierzchni 120 m².

Kruszywo i piasek wyladowuje się ze środków transportowych lub ze składowiska do leja odbiorczego I pochylego przenośnika 2, za pomocą którego po składanym stalowym pomoście podawane są do zasobnika roboczego. Zasobnik roboczy posiada trzy zasieki: dwa o pojemności po 26,0 m³ dla piasku 3, dla drobnej frakcji kruszywa 6 i jeden, o pojemności 34 m³, dla grubej frakcji 10. Załadunku zasieków z taśmy przenośnika dokonuje się za pomocą dwustronnych płukowych zastawek. Roboczy zasobnik dla cementu 5 posiada użytkową pojemność 34 m³. Naładunku cementu do zasobnika dokonuje się podnośnikiem 4 przez wlot 11. Z zasobnika 5 cement trafia do dozatorów.

Dozowanie kruszywa i piasku wykonuje się dozatorem objętościowym 7, a cementu — dozatorem wagowym 8, typu WDC — 120. Dozowanie wody odbywa się za pomocą zbiornika zaopatrzonego w syfon, zmontowanego na betoniarek.

Sucha mieszanina ze zbiorczego zasobnika 9, wyposażonego w zawór obrotowy, spada do bębna jednej z betoniarek 12. Gotowa mieszanina betonowa podawana jest na środki transportowe z zasobnika wydatkowego 13.

W razie konieczności dwie typowe sekcje mogą być scalone w jednym urządzeniu o ogólnej wydajności 500 m³ mieszaniny betonowej w ciągu zmiany. W tym przypadku zmontowana zostaje dodatkowa sekcja typowego urządzenia do mieszania. Podawanie materiałów odbywa się za pomocą pochylego przenośnika pierwszej sekcji; dodatkowy jest poziomy przenośnik między sekcjami. Generalny plan wytwórni pokazano wcześniej, na rysunkach 229 i 230.

Stala wytwórnia o układzie jednokrotnego podnoszenia materiałów

Na rysunkach 237 — 1, 2 pokazano stałą centralną wytwórnię o układzie jednokrotnego podnoszenia materiałów; wytwórnia, wyposażona jest w sześć 500-litrowych betoniarek 19 o sumarycznej wydajności 350 — 400 m³ w ciągu zmiany.

Wyladunku składników dokonuje się do częściowo zagłębionych w teren zasobników dla piasku 2, drobnego żwiru 3 i grubego żwiru 4 z wagonów kolejowych lub samochodów.

Taśmowy przenośnik 5, przeprowadzony w kanale pod zasobnikiem, naładowany zostaje przez leje i przekazuje po pomoście 6 kruszywo i piasek do roboczych zasobników wytwórni betonu. Wyladunku z taśmy przenośnika do roboczych zasobników piasku 8, drobnego żwiru 9 i grubego żwiru 10 dokonuje się za pomocą ruchomej dwustronnej zastawki 7.

Cement dostarczony jest wagonowo i wyladowywany do składowiska cementu 11, skąd za pomocą zespołu przenośników 12, 13, 14 przekazywany jest do roboczych zasobników cementu 15. Taśmowe przenośniki 12, 13, 14 zaopatrzone są w płaszcze chroniące cement przed jego rozpyleniem i w znacznym stopniu zmniejszające straty w cemente przy transporcie jego ze składowiska do zasobników roboczych.

Z zasobników roboczych kruszywo i piasek trafiają do objętościowych dozatorów 16; każda betoniarka wyposażona jest w komplet składający się z trzech objętościowych dozatorów: dla piasku, dla drobnego żwiru i grubego żwiru.

Cement dozowany jest na przenośnej wadze 17, jedna waga obsługuje dwie betoniarki.

Materiał z dozatorów i wagi dla cementu poprzez zbiorcze zasobniki 18 wyładowuje się do bębnow betoniarek 19, skąd po przemieszaniu mieszanina betonowa skierowana zostaje przez zasobniki wydatkowe 20 do samochodów lub wywrotek wąskotorowych dowożących mieszalinę betonową z CWB do miejsca wykonywania nawierzchni.

W razie braku zasobników wydatkowych można betoniarki umieszczać na poziomie (oznaczenia) 3,00, zmniejszając przez to poziom CWB o 1,0 m.

Ogólne zużycie robocizny dla przygotowania 1 m³ mieszanki betonowej, włączając wyładunek dostarczanych do CWB materiałów, wynosi dla danego schematu wytwórni 1,3 godz. Obsada obsługująca wytwórnię betonu składa się z 50 ludzi w jednej zmianie.

Dla wykonania takiej wytwórni, bez składowiska dla cementu, należy zużyć 2 500 roboczodniówek i 350 m³ drewna.

Dodatknie właściwości takiej wytwórni betonu są następujące: względnie niewielka pracochłonność przygotowania mieszanki betonowej, prostota i niezawodność w pracy urządzeń. Do ujemnych stron należą: nieznaczna pojemność składowisk dla kruszywa i piasku, konieczność posiadania wielkiej ilości dozatorów objętościowych i pewnego rodzaju trudności przy manewrowaniu samochodami wzdłuż frontu wytwórni betonu w przypadku jednoczesnego wydawania mieszanki betonowej dla kilku samochodów.

Stała centralna wytwórnia o układzie dwukrotnego podnoszenia materiałów

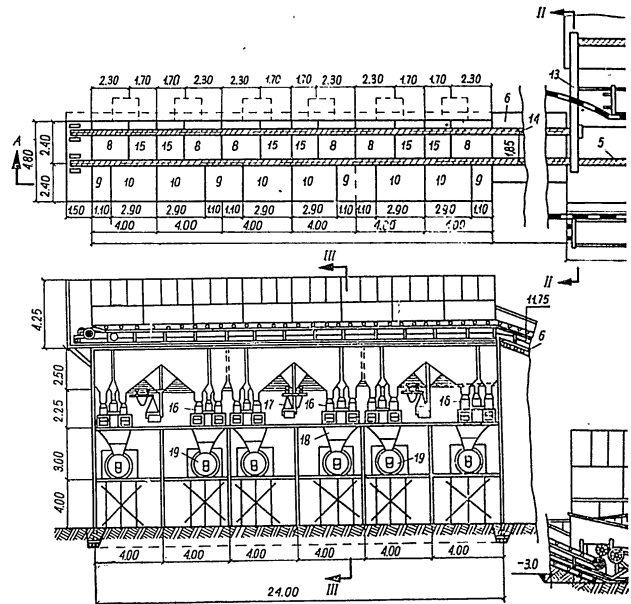
Na rysunkach 238 — 1, 2 przedstawiono nieskomplikowaną pod względem konstrukcyjnym, stałą, centralną wytwórnię o układzie dwukrotnego podnoszenia materiałów. CWB wyposażona jest w cztery betoniarki I o pojemności po 1 000 l, z koszami załadowniczymi.

Samochody, do których wyładowywana jest mieszanka betonowa, wjeżdżają do wykopu 8, wykonanego w celu zmniejszenia wysokości postumentu dla betoniarek.

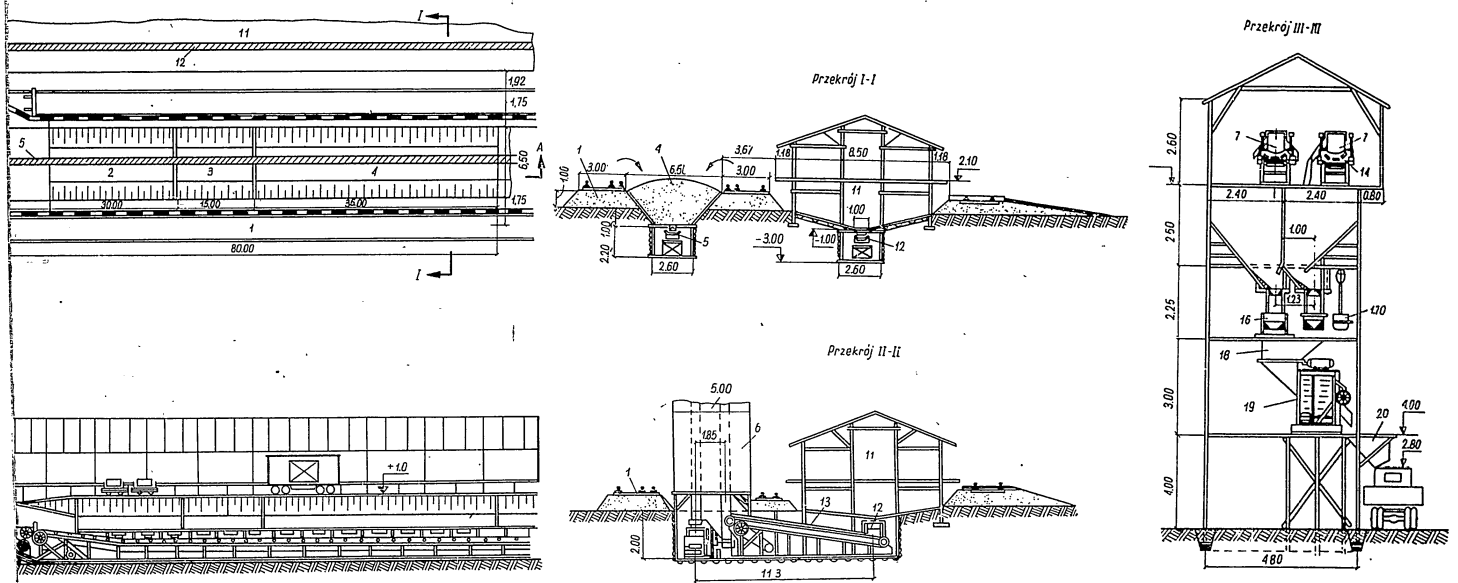
Cement ze składowisk bazy rozmieszczonych wzdłuż bocznic kolejowej przewożony jest samochodami do roboczych składów 4, znajdujących się bezpośrednio nad załadowniczym koszem betoniarki; podawanie do kosza cementu po jego zważeniu odbywa się za pośrednictwem brezentowego rękawa.

Nadchodzący kolej 9 do CWB piasek składowany jest w pryzmach 10. W razie konieczności wewnątrz toru kolejowego układa się trzecią szynę dla dowozu piasku wąskotorowymi wywrotkami i odcinek drogi wzdłuż składowiska brukuje się, aby umożliwić dowóz piasku samochodami. Wzdłuż pryzm piasku montuje się stały taśmowy przenośnik 11, na który materiał ładuje się ręcznie. Ze stałego przenośnika piasek przekazywany jest na przenośne taśmowe przenośniki 12, z których trafia do roboczych zasobników 2.

Dostawa grubego kruszywa do pryzm 14 na składowisku odbywa się wagonowo po bocznic 13, analogicznie jak piasku. Z pryzm 14 kruszywo za pośrednictwem systemu przenośników-zasilaczy i przenośnych taśmo-

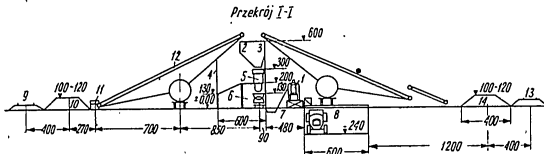


Rys.
1 — kolej normalno
7 — dwustronny spł podawania cem



Rys. 237. Wytwórnia betonu z układem jednokrotnego podnoszenia materiałów, wyposażona w 6 betoniarek. Podawanie materiałów przenośnikiem: 1 - smalnotorowa, 2 - częściowo zagłębione składowisko piasku, 3 - to samo dla drobnego żwiru, 4 - to samo dla grubego żwiru, 5 - przenośnik taśmowy, 6 - estakada-pomost, 7 - spychacz, 8 - zasobnik roboczy dla piasku, 9 - to samo dla drobnego żwiru, 10 - to samo dla grubego żwiru, 11 - magazyn cementowy, 12, 13, 14 - taśmowe przenośniki do 15 - cementu, 16 - zasobniki robocze dla cementu, 17 - waga do cementu, 18 - zasobniki zbiorcze, 19 - betoniarki, 20 - zasobniki wydawkowe

wych przenośników przekazywane jest do zasobników 3. Podawanie kruszywa do rynien przenośników-zasilaczy odbywa się za pomocą spycharek lub ręcznie. Przy użyciu spycharek, aby nie dopuścić do zmieszania składowanego materiału z ziemią, należy uprzednio teren składowiska zabrukować lub pokryć nawierzchnią betonową, a nad zagłębionymi przenośnikami-zasilaczami zmontować kratę ze stalowych belek lub szyn, na którą spycharka stopniowo spycha materiał z pryzm.



Rys. 238. — 2. Wytwórnia betonu z układem dwukrotnego podnoszenia materiałów, wyposażona w 4 betoniarki, a pojazdem dla samochodów w wykopie, przekrój I—I

Robocze zasobniki dla piasku 2 o pojemności po 3,0 m³ i dla grubego kruszywa 3 o pojemności po 8,0 m³ zaopatrzone są w wagowe lub objętościowe dozatory 5. Z dozatorów materiały trafiają do wywrotek wąskotorowych, którymi dowożone są do kosza załadowniczego 7.

Dla ułatwienia wyładunku materiałów z wywrotek należy wąski tor 6 położyć jak najbliższe zagłębienia dla kosza załadowniczego, a wywrotki zaopatrzyć w płaskie, drewniane dna.

Gotowa mieszanka betonowa z betoniarek 1 po rynnie zsuwa się do samochodów stojących w wykopie. Dno tego wykopu (mając na uwadze znaczny po nim ruch obciążonych pojazdów) powinno być wzmocnione, w miarę możliwości najlepiej stalowymi płytami perforowanymi. Szerokość drogi powinna być wystarczająca dla możliwości dwustronnego ruchu samochodów.

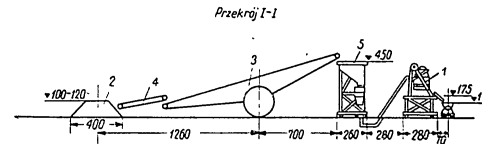
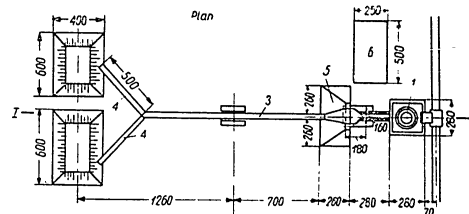
Dla usunięcia powierzchniowych i gruntowych wód, jak również wody, trafiającej do wykopu w czasie mycia bębnow betoniarek, w najniższym punkcie wykopu wykonuje się niewielką zbiorczą studzienkę, z której wodę usuwa się ręczną lub mechaniczną pompą.

Ruchoma odcinkowa wytwórnia betonu

Na rysunku 239 pokazano ruchomą odcinkową wytwórnice betonu z układem dwukrotnego podnoszenia materiałów, wytwórnica wyposażona jest w jedną betoniarkę 1 o pojemności 375 l. W danym przypadku zastosowanie betoniarki o pojemności mniejszej niż 500 l uzasadnia się koniecznością wykonania możliwie najlżejszych i najprostszymi budowlanych konstrukcji przewożonych ciągnikiem na nowe miejsce bez rozbiórki i demontażu urządzenia.

Ruchoma wytwórnica obsługuje odcinek betonowania o długości 150—200 mb i po zakończeniu robót betonowych przewożona jest na nowe miejsce pracy. Dostawa kruszywa i piasku odbywa się po bocznicy normalnej lub wąskotorowej bezpośrednio do składowisk wytwórnicy, w formie pryzm 2,

rozmeszczonych na uprzednio przygotowanych placach. Dowóz mieszanki betonowej do miejsca jej ułożenia wykonuje się ręcznie w wywrotek wąskotorowych lub japonkach. Zastosowanie takiego typu wytwórnicy decyduje o wyborze poprzecznej metody układania betonu w nawierzchni.

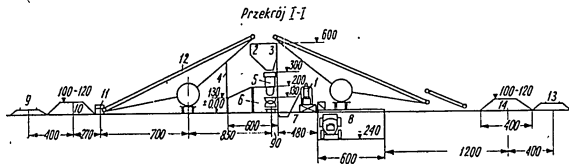


Rys. 239. Ruchoma wytwórnica betonu o 1 betoniarkę 375—500 litr. 1 — betoniarka, 2 — pryzmy kruszywa, 3 — ruchomy przenośnik, 4 — przenośnik zasila- jące, 5 — część wytwórnicy zawierająca zasobniki i dozatory, 6 — magazyn cementu

Ruchomy taśmowy przenośnik 3, łącznie z dwoma pięciometrowymi przenośnikami-zasilaczami 4, przekazuje kruszywo i piasek do ruchomej części wytwórnicy 5, obejmującej zasobniki i dozatory. Bieżący (na jedną zmianę) zapas cementu przechowuje się w przenośnym magazynie 6, umieszczonym obok betoniarki, dozowanie cementu odbywa się za pomocą wagi, na najprostszym przenośnym urządzeniu „Strojmechanizacji” lub workami. Przewidziano odbieranie gotowej mieszanki z betoniarki do japonki lub wywrotek wąskotorowych. Urządzenie wydawkowe zasobnika konieczne jest tylko w razie wyładunku betonu do japonki.

Na każdym nowym miejscu pracy wytwórnicy, na uprzednio przygotowanych placach, tworzy się zapas kruszywa i piasku, do stanowiska betoniarki doprowadza się wodę i energię elektryczną oraz wykonuje się zagłębienie dla załadowniczego kosza. Wykonanie powyżej podanych przygotowawczych czynności powoduje skrócenie przerwy w pracy wytwórnicy przy przewozie jej na nowy odcinek do 4—6 godzin.

wych przenośników przekazywane jest do zasobników 3. Podawanie kruszywa do rynien przenośników-zasilaczy odbywa się za pomocą spycharek lub ręcznie. Przy użyciu spycharek, aby nie dopuścić do zmieszania składowanego materiału z ziemią, należy uprzednio teren składowiska zabrukować lub pokryć nawierzchnią betonową, a nad zagłębionymi przenośnikami-zasilaczami zmontować kratę ze stalowych belek lub szyn, na którą spycharka stopniowo spycha materiał z przym.



Rys. 238. — 2. Wytwórnia betonu z układem dwukrotnego podnoszenia materiałów, wyposażona w 4 betoniarki, a podjazdem dla samochodów w wykopie, przekrój I-I

Robocze zasobniki dla piasku 2 o pojemności po 3,0 m³ i dla grubego kruszywa 3 o pojemności po 8,0 m³ zaopatrzone są w wagowe lub objętościowe dozatory 5. Z dozatorów materiały trafiają do wywrotek wąskotorowych, którymi dowożone są do kosza załadownego 7.

Dla ułatwienia wyładunku materiałów z wywrotek należy wąski tor 6 położyć jak najbliżej zagłębienia dla kosza załadownego, a wywrotki zaopatrzyć w płaskie, drewniane dna.

Gotowa mieszanka betonowa z betoniarek 1 po rynnie zsuwa się do samochodów stojących w wykopie. Dno tego wykopu (mając na uwadze znaczny po nim ruch obciążonych pojazdów) powinno być wzmocnione, w miarę możliwości najlepiej stalowymi płytami perforowanymi. Szerokość drogi powinna być wystarczająca dla możliwości dwustronnego ruchu samochodów.

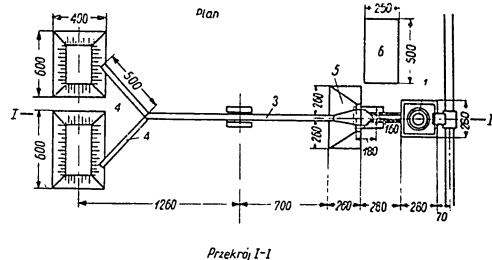
Dla usunięcia powierzchniowych i gruntowych wód, jak również wody, trafiającej do wykopu w czasie mycia bębnow betoniarek, w najniższym punkcie wykopu wykonuje się niewielką zbiorczą studzienkę, z której wodę usuwa się ręczną lub mechaniczną pompą.

Ruchoma odcinkowa wytwórnia betonu

Na rysunku 239 pokazano ruchomą odcinkową wytwórnię betonu z układem dwukrotnego podnoszenia materiałów, wytwórnia wyposażona jest w jedną betoniarkę 1 o pojemności 375 l. W danym przypadku zastosowanie betoniarki o pojemności mniejszej niż 500 l uzasadnia się koniecznością wykonania możliwie najbliższych i najprostszymi budowlanych konstrukcji przewożonych ciągnikiem na nowe miejsce bez rozbiórki i demontażu urządzenia.

Ruchoma wytwórnia obsługuje odcinek betonowania o długości 150—200 mb i po zakończeniu robót betonowych przewożona jest na nowe miejsce pracy. Dostawa kruszywa i piasku odbywa się po bocznicy normalnej lub wąskotorowej bezpośrednio do składowisk wytwórni, w formie przym 2,

rozieszczonych na uprzednio przygotowanych placach. Dowóz mieszanki betonowej do miejsca jej ułożenia wykonuje się ręcznie w wywrotek wąskotorowych lub japonkach. Zastosowanie takiego typu wytwórni decyduje o wyborze poprzecznej metody układania betonu w nawierzchni.



Rys. 239. Ruchoma wytwórnia betonu o 1 betoniarkę 375—500 litr.
1 — betoniarka, 2 — przymy kruszywa, 3 — ruchomy przenośnik, 4 — przenośniki zasila-
jące, 5 — część wytwórni zawierająca zasobniki i dozatory, 6 — magazyn cementu

Ruchomy taśmowy przenośnik 3, łącznie z dwoma pięciometrowymi przenośnikami-zasilaczami 4, przekazuje kruszywo i piasek do ruchomej części wytwórni 5, obejmującej zasobniki i dozatory. Biejący (na jedną zmianę) zapas cementu przechowuje się w przenośnym magazynie 6, umieszczonym obok betoniarki, dozowanie cementu odbywa się na dziesiętnej wadze, na najprostszym przenośnym urządzeniu „Strojmechanizacji” lub workami. Przewidziano odbieranie gotowej mieszanki z betoniarki do japonek lub wywrotek wąskotorowych. Urządzenie wydatkowego zasobnika konieczne jest tylko w razie wyładunku betonu do japonki.

Na każdym nowym miejscu pracy wytwórni, na uprzednio przygotowanych placach, tworzy się zapas kruszywa i piasku, do stanowiska betoniarki doprowadza się wodę i energię elektryczną oraz wykonuje się zagłębienie dla załadownego kosza. Wykonanie powyżej podanych przygotowawczych czynności powoduje skrócenie przerwy w pracy wytwórni przy przewozie jej na nowy odcinek do 4—6 godzin.

Rozdział XXV

ZAKŁADY POMOCNICZE

Do liczby pomocniczych zakładów odznaczających się niektórymi osobliwościami w budownictwie lotniskowym należą:

1. Betonarnia do produkcji żelbetowych rur do odwodnienia i osuszenia lotniska.
2. Warsztat dla przygotowania wkładek do szczelin w nawierzchni.
3. Warsztat naprawczy dla okresowych przeglądów i bieżącego remontu sprzętu i maszyn pracujących przy budowie lotniska.

W rozdziale tym będą omówione powyższe pomocnicze zakłady.

Oprócz tych w budownictwie lotniskowym mają zastosowanie również i inne pomocnicze zakłady, jak warsztaty zbrojarskie, ciesielskie, urządzenia do przecierania drewna i inne, które organizowane są według ogólnie dla budownictwa przyjętych zasad i nie wymagają dodatkowych wyjaśnień.

BETONIARNIA DLA PRODUKCJI ŻELBETOWYCH RUR

Wykonanie kolektorów lotniskowej sieci odwadniającej wymaga znacznej ilości żelbetowych rur, przygotowywanych niekiedy bezpośrednio na placu budowy. Rury wykonywane są o średnicy wewnętrznej od 400—1 200 mm, posiadają pojedyncze lub podwójne zbrojenie i wyrabiane są z betonu o marce nie niższej od „140”.

Część półfabrykatów, niezbędnych do produkcji rur, takich jak szkielet zbrojenia, szalunki, wskazane jest otrzymywać z centralnych przedsiębiorstw pomocniczej produkcji, z usług których korzysta dana budowa. Tyczy się to więc warsztatów ciesielskich do wykonywania szalunków oraz warsztatów zbrojarskich.

Co zaś tyczy się mieszanki betonowej dla rur, to ze względu na odmienną jej skład od składów stosowanych dla nawierzchni, przygotowania jej dokonuje się oddzielnie.

Najczęściej do tego celu używa się betoniarek o niewielkiej pojemności, zainstalowanych w pobliżu wytwórni betonu lub bezpośrednio na terenie betoniarni.

Doboru składników betonu dokonuje się odpowiednio do jego zaprogramowanej marki, przy czym maksymalny rozmiar ziarn kruszywa nie powinien przekraczać $\frac{1}{4}$ grubości ścianki rury.

Szkielet zbrojenia (rys. 240) wiąże się na drewnianym bębnie, składającym się z górnego i dolnego kręgów połączonych podłużnymi listwami. Każdy krąg składa się z dwóch połówek, które można zbliżyć do siebie o 3—5 cm w momencie zdejmowania gotowego szkieletu. Średnicę bębna i znakowanie na nim położenia spiralnego zbrojenia i podłużnych prętów przyjmuje się według roboczych rysunków.

Dopuszczalne odchylenia przygotowanego szkieletu od projektowanych wymiarów nie powinny przekraczać w jego długości ± 5 mm, a w średnicy $\pm 2,5$ mm.

Betonowanie rur, w zależności od posiadanego wyposażenia, odbywa się jednym z następujących sposobów:

- a) w blaszanych lub drewnianych formach z zagęszczeniem betonu wibratorami wgnębnymi;
- b) w formach wibracyjnych;
- c) wirowaniem.

Wykonanie rur za pomocą wgnębnymi wibratorami wymaga betonu o opadzie 5—6 cm. Konieczność posiadania skomplikowanych form i niewysoka jakość rur, szczególnie gdy stosowane są drewniane formy, stanowią zasadnicze wady tego sposobu. Przy zagęszczaniu betonu wgnębnymi wibratorami zezwala się rozszalowywać rury przy wytrzymałości betonu równej 0,15 R_{28} . Przy temperaturze powietrza $+15^{\circ}$ beton osiąga tę wytrzymałość przeważnie po 20 godz. twardnienia i w związku z tym ilość potrzebnych drewnianych form będzie równa ilości codziennie wykonywanych rur z 15—20-procentową nadwyżką na naprawy i zapas.

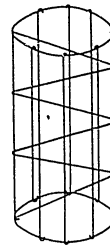
Przewóz, montaż i składowanie rur dozwolone są dopiero po osiągnięciu przez beton wytrzymałości w wysokości 50% projektowanej jego marki, tj. przeciętnie po 5-dniowym okresie twardnienia betonu z portlandzkim cementem przy temperaturze $+15^{\circ}$.

W warunkach budowlanych najbardziej racjonalne jest wykonywanie żelbetowych rur przy użyciu wibracyjnych form. Sposób ten szczegółowo jest wyjaśniony w „Instrukcji odnośnie wykonywania elementów rur żelbetowych”. Poniżej, na podstawie danych zawartych w wymienionej instrukcji, opisano pokrótce ten sposób.

Zasadniczą zaletą betonowania w wibracyjnych formach jest możliwość niezwłocznego rozszalowania, dzięki czemu stosowanie tych form w ciągu zmiany dochodzi do 10—15 razy. Oprócz tego wykonywanie rur w wibracyjnych formach daje możliwość stosowania betonu o opadzie stożka nie większym od 1 cm, wskutek czego wyprodukowane rury odznaczają się wielką szczelnością i wytrzymałością.

Wibracyjna forma (rys. 241) składa się z zewnętrznego stalowego płaszczka, który przy ustawianiu zamocowuje się kątownikami, i wewnętrznego stalowego cylindra (serca) z umocowanym do niego wibratorem. Prawidłowość i stateczność ustawienia cylindra zabezpieczona jest przez odpowiedni docisk śrub zewnętrznego płaszczka.

Konstrukcja wibracyjnych form nie jest złożona i wykonanie ich, posiadając szybkoobrotowe silniki z ilością obrotów do 3 000 na minutę lub

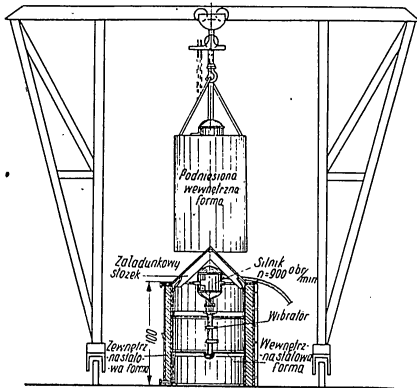


Rys. 240. Szkielet uzbrojenia rury

* Instrukcja po izgotowieniu zwinien żelobetonnych trub. Guszosdor MWD, ZSSR, Moskwa, 1946.

wewnętrzne wibratory, jest całkowicie możliwe w mechanicznych warsztatach budowy.

Ogólny widok wibracyjnej formy z załadunkowym stożkiem i dźwigniem portalowym, używanym do rozszalowywania rur i podnoszenia ciężarów, przedstawiono na rysunku 241. Rury wykonuje brigada złożona



Rys. 241. Ogólny widok wibracyjnej formy z kranem portalowym

z 4—5 robotników obsługujących dwie wibracyjne formy i jeden dźwign portalowy. Praca na dwóch formach umożliwia jednoczesne betonowanie jednej rury i przygotowanie się do betonowania następnej rury. Średnia wydajność takiej brigady w ciągu zmiany przy średnicy rur 750—1 000 mm wynosi 25 sztuk, a przy średnicy 1 250—1 500 mm — 20 sztuk.

Niezbędna ilość wibracyjnych form i rozmiary placu dla betonowania i pielęgnacji rur określa się w zależności od zadanej dziennej wydajności betoniarni. Twardnienie rur na placu trwa przeciętnie 5 dni (do uzyskania 50% projektowanej wytrzymałości).

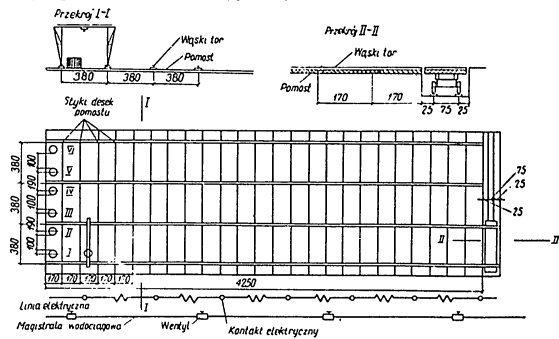
Przykładowy schemat urządzeń betoniarni o wydajności 25 rur na dobę, przy pracy na jedną zmianę, podano na rysunku 242.

Pomost z desek, którym pokryty jest plac, podzielony jest na oddzielne pasy, aby drganiom wibracyjnym nie ulegały rozszalowane już elementy, których beton nie zdążył jeszcze związać.

Odległość pomiędzy betonowanymi elementami wyznaczona jest w zależności od obrysia środka przewozowego dowożącego beton; na rysunku 242 odległość przyjęto przy założeniu użycia japonek.

Dźwign portalowy obsługuje jeden lub dwa rzędy rur; na sąsiednie rzędy dźwign przechodzi za pomocą wózka poruszającego się po zagłębionym torze na końcu placu.

Przed ustawieniem wibracyjnej formy powierzchnia jej przylegająca do betonu powinna być posmarowana cienką, 0,5 mm warstwą zużytej oliwy (samochodowej, maszynowej itd.) w celu ułatwienia rozszalowania elementów. Po należyтым umocowaniu szkieletu zbrojenia między ściankami formy tę ostatnią wypełnia się betonem ręcznie za pomocą stożka znajdującego się nad wibratorem (rys. 241).



Rys. 242. Ogólny widok betoniarni do produkcji rur

Proces betonowania elementu pokazany na rysunku 243 polega na stopniowym wypełnianiu wibracyjnej formy betonem w warstwach nie grubszych od 20—25 cm. Każda warstwa mieszanki w czasie jej układania powinna być na początku ręcznie zagęszczona odpowiednim ubijakiem, po czym poddawana jest wibrowaniu w ciągu 45—60 sekund. Przy układaniu ostatniej górnej warstwy czoło rury powinno być dokładnie ręcznie obrabiane i zatarte.

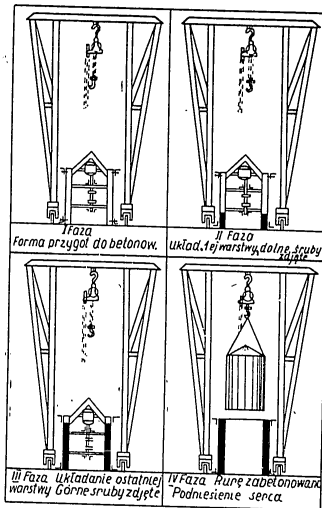
Usunięcia rdzenia wewnętrznej części formy wibracyjnej dokonuje się natychmiast po zakończeniu zagęszczania betonu. Dla ułatwienia podniesienia serca hak dźwign portalowego ustawia się w osi rdzenia i w chwili rozpoczęcia podnoszenia włącza się na kilka sekund wibrator.

Pod podniesieniem rdzenia zdejmuje się zewnętrzny płaszcz wibracyjnej formy, a rurę pokrywa się mokrym workiem lub rогоzą, po czym pozostawia się ją na miejscu z periodycznym zlewaniem wodą aż do osiągnięcia 50% projektowanej wytrzymałości.

W razie potrzeby wykonania rur w okresie zimowym betonowanie rur odbywa się w komorach ocieplonych parą o temperaturze 80°C. Okres przetrzymywania rur w komorach trwa 24 godziny: 4 godziny na stopniowe nagrzewanie do 80°, 18 godzin na właściwe nagrzewanie i 2 godziny na ochłodzenie. Baza dla wykonywania rur w okresie zimowym urządzona jest w ocieplonym pomieszczeniu. Zamiast kranu portalowego stosuje się „telfer”.

Jakość produkcji sprawdzana jest przez pracowników laboratorium CWB, kontrolujących dokładność dozowania, opad mieszanki betonowej,

pielęgnowanie betonu w okresie jego twardnienia i wytrzymałość betonu. W celu skontrolowania wytrzymałości na każde 100 rur wykonuje się sześć sześcianów z betonu, z których trzy przechowuje się w laboratoryjnych warunkach dla ustalenia marki betonu i bada się po 28 dniach, a pozostałe trzy przetrzymuje się w analogicznych warunkach, w jakich dojrzewają rury, i poddaje się je badaniom w chwili układania rur na miejscu przeznaczenia w celu określenia faktycznej ich wytrzymałości.



Rys. 243. Schemat betonowania rury

Wymiary gotowych elementów nie powinny odbiegać od projektowanych co do długości nie więcej niż $\pm 5\%$ i co do wewnętrznej średnicy — nie więcej niż $\pm 1\%$.

Przy odbiorze rury o jednakowej średnicy grupuje się w partiach po 100 sztuk, z których 3 sprawdza się odnośnie prawidłowości wymiarów i wizualnie (brak raków, równość bocznych powierzchni, jakość czołowych powierzchni itd.), 2 rury poddaje się mechanicznym badaniom i jedną rurę sprawdza się na wodoszczelność.

Mechaniczne badania wykonuje się po osiągnięciu przez beton wymaganej wytrzymałości; rura poddawana jest obliczeniowemu obciążeniu, działanie którego w ciągu 20 minut nie powinno powodować widocznych

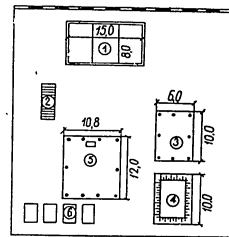
deformacji; oprócz tego określa się wielkość obciążenia niszczącego, które powinno przekraczać obliczeniowe nie mniej niż 1,5-krotnie.

Wodoszczelność rury sprawdza się przez wypełnienie jej wodą na całą jej wysokość, w tym celu rurę uprzednio ustawia się na nieprzepuszczalnym podłożu z dokładnym uszczelnieniem szczeliny tustą gliną. Jakość rury uważa się za wystarczającą, o ile w ciągu 30 minut po wypełnieniu wodą na zewnętrznej powierzchni rury nie wystąpią pojedyncze krople wody. Przez zastosowanie wirowania uzyskuje się rury o wysokiej jakości, jednak w tym przypadku nieodzowne jest posiadanie specjalnych urządzeń — wirówki i komory parowej lub termoizolatora z gorącą wodą, dlatego też wirowanie stosuje się w zasadzie raczej w stalych wytwórniach, produkujących żelbetowe rury.

WARSZTAT DO PRODUKCJI BITUMICZNYCH WKŁADEK

Bitumiczne wkładki umieszcza się w szczelinach dylatacyjnych powierzchni betonowej.

Ilość wkładek niezbędnych dla jednego obiektu dochodzi do liczby 40—50 tysięcy sztuk i w związku z tym dla ich przygotowania organizuje się specjalny warsztat, dla potrzeb którego przeznaczają się działkę (rys. 244) o powierzchni 40 x 45 m.

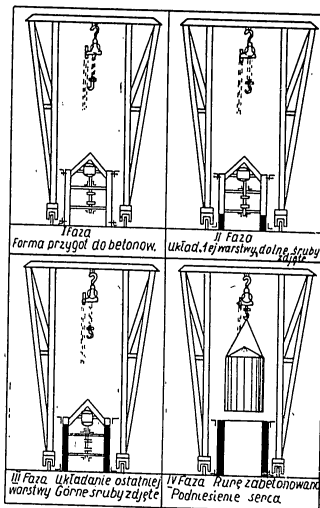


Rys. 244. Schematyczny plan warsztatu do produkcji bitumicznych wkładek
1 — Zbiornik dla bitumu, 2 — skład drewna, 3 — wiatła dla włóknistego składnika, 4 — piec skladowy dla mineralnego składnika, 5 — wiatła dla przygotowania wkładek — magazyn dla wkładek

Warsztat rozmieszcza się przy drodze, po której dostarczany jest na budowę bitum; składa się z następujących urządzeń i składowisk: zbiornik dla bitumu 1, skład drewna 2, wiatła dla włóknistego materiału 3, plac skladowy dla mineralnego wypełniacza 4, wiatła dla przygotowania wkładek 5, magazyn dla gotowych wkładek 6. Pod wiatłami dla przygotowania wkładek znajduje się piec do podgrzewania bitumu, suszarnia do suszenia mineralnego wypełniacza i formy do odlewania wkładek.

Technologiczny proces produkcji wkładek składa się z następujących czynności:

pielęgnowanie betonu w okresie jego twardnienia i wytrzymałość betonu. W celu skontrolowania wytrzymałości na każde 100 rur wykonuje się sześć szescianów z betonu, z których trzy przechowuje się w laboratoryjnych warunkach dla ustalenia marki betonu i bada się po 28 dniach, a pozostałe trzy przetrzymuje się w analogicznych warunkach, w jakich dojrzewają rury, i poddaje się je badaniom w chwili układania rur na miejscu przeznaczenia w celu określenia faktycznej ich wytrzymałości.



Rys. 243. Schemat betonowania rury

Wymiary gotowych elementów nie powinny odbiegać od projektowanych co do długości nie więcej niż $\pm 5\%$ i co do wewnętrznej średnicy — nie więcej niż $\pm 1\%$.

Przy odbiorze rury o jednakowej średnicy grupuje się w partiach po 100 sztuk, z których 3 sprawdza się odnośnie prawidłowości wymiarów i wizualnie (brak raków, równość bocznych powierzchni, jakość czołowych powierzchni itd.), 2 rury poddaje się mechanicznym badaniom i jedną rurę sprawdza się na wodoszczelność.

Mechaniczne badania wykonuje się po osiągnięciu przez beton wymaganej wytrzymałości; rura poddawana jest obliczeniowemu obciążeniu, działanie którego w ciągu 20 minut nie powinno powodować widocznych

deformacji; oprócz tego określa się wielkość obciążenia niszczącego, które powinno przekraczać obliczeniowe nie mniej niż 1,5-krotnie.

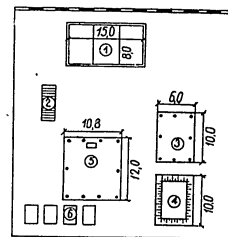
Wodoszczelność rury sprawdza się przez wypełnienie jej wodą na całą jej wysokość, w tym celu rurę uprzednio ustawia się na nieprzepuszczalnym podłożu z dokładnym uszczelnieniem szczeliny tłustą gliną. Jakość rury uważa się za wystarczającą, o ile w ciągu 30 minut po wypełnieniu wodą na zewnętrznej powierzchni rury nie wystąpią pojedyncze krople wody.

Przez zastosowanie wirowania uzyskuje się rury o wysokiej jakości, jednak w tym przypadku nieodzowne jest posiadanie specjalnych urządzeń — wirówki i komory parowej lub termozbiornika z gorącą wodą, dlatego też wirowanie stosuje się w zasadzie raczej w stałych wytwórniach, produkujących żelbetowe rury.

WARSZTAT DO PRODUKCJI BITUMICZNYCH WKŁADEK

Bitumiczne wkładki umieszcza się w szczelinach dylatacyjnych na powierzchni betonowej.

Ilość wkładek niezbędnych dla jednego obiektu dochodzi do liczby 40—50 tysięcy sztuk i w związku z tym dla ich przygotowania organizuje się specjalny warsztat, dla potrzeb którego przeznaczona jest działka (rys. 244) o powierzchni 40 x 45 m.

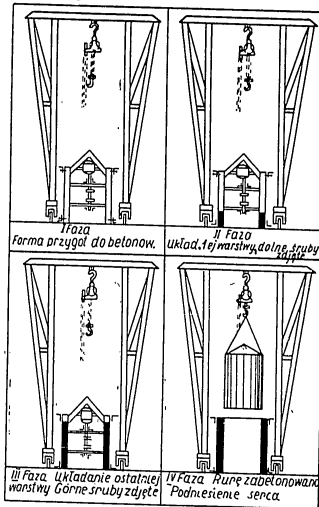


Rys. 244. Schematyczny plan warsztatu do produkcji bitumicznych wkładek
1 — Zbiornik dla bitumu, 2 — skład drewna, 3 — wiatła dla włóknistego składnika, 4 — plac składowy dla mineralnego składnika, 5 — wiatła dla przygotowania wkładek — magazyn dla wkładek

Warsztat rozmieszcza się przy drodze, po której dostarczany jest na budowę bitum; składa się z następujących urządzeń i składowisk: zbiornik dla bitumu 1, skład drewna 2, wiatła dla włóknistego materiału 3, plac składowy dla mineralnego wypełniacza 4, wiatła dla przygotowania wkładek 5, magazyn dla gotowych wkładek 6. Pod wiatłami dla przygotowania wkładek znajduje się piec do podgrzewania bitumu, suszarnia do suszenia mineralnego wypełniacza i formy do odlewania wkładek.

Technologiczny proces produkcji wkładek składa się z następujących czynności:

pielęgnowanie betonu w okresie jego twardnienia i wytrzymałość betonu. W celu skontrolowania wytrzymałości na każde 100 rur wykonuje się sześć sześciątów z betonu, z których trzy przechowuje się w laboratoryjnych warunkach dla ustalenia marki betonu i bada się po 28 dniach, a pozostałe trzy przetrzymuje się w analogicznych warunkach, w jakich dojrzewają rury, i poddaje się je badaniom w chwili układania rur na miejscu przeznaczenia w celu określenia faktycznej ich wytrzymałości.



Rys. 243. Schemat betonowania rury

Wymiary gotowych elementów nie powinny odbiegać od projektowanych co do długości nie więcej niż $\pm 5\%$ i co do wewnętrznej średnicy — nie więcej niż $\pm 1\%$.

Przy odbiorze rury o jednakowej średnicy grupuje się w partiach po 100 sztuk, z których 3 sprawdza się odnośnie prawidłowości wymiarów i wizualnie (brak ręków, równość bocznych powierzchni, jakość czołowych powierzchni itd.), 2 rury poddaje się mechanicznym badaniom i jedną rurę sprawdza się na wodoszczelność.

Mechaniczne badania wykonuje się po osiągnięciu przez beton wymaganej wytrzymałości; rura poddawana jest obliczeniowemu obciążeniu, działanie którego w ciągu 20 minut nie powinno powodować widocznych

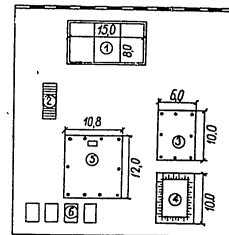
deformacji; oprócz tego określa się wielkość obciążenia niszczącego, które powinno przekraczać obliczeniowe nie mniej niż 1,5-krotnie.

Wodoszczelność rury sprawdza się przez wypełnienie jej wodą na całą jej wysokość, w tym celu rurę uprzednio ustawia się na nieprzepuszczalnym podłożu z dokładnym uszczelnieniem szczeliny tłustą gliną. Jakość rury uważa się za wystarczającą, o ile w ciągu 30 minut po wypełnieniu wodą na zewnętrznej powierzchni rury nie wystąpią pojedyncze krople wody. Przez zastosowanie wirowania uzyskuje się rury o wysokiej jakości, jednak w tym przypadku nieodzowne jest posiadanie specjalnych urządzeń — wirówki i komory parowej lub termozbiornika z gorącą wodą, dlatego też wirowanie stosuje się w zasadzie raczej w stalych wytwórniach, produkujących żelbetowe rury.

WARSZTAT DO PRODUKCJI BITUMICZNYCH WKŁADEK

Bitumiczne wkładki umieszcza się w szczelinach dylatacyjnych powierzchni betonowej.

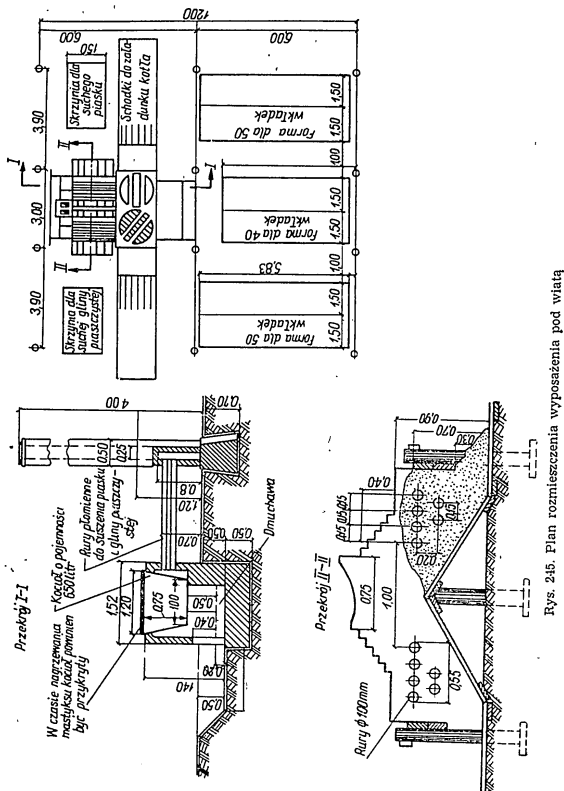
Ilość wkładek niezbędnych dla jednego obiektu dochodzi do liczby 40—50 tysięcy sztuk i w związku z tym dla ich przygotowania organizuje się specjalny warsztat, dla potrzeb którego przeznaczają się działkę (rys. 244) o powierzchni 40 x 45 m.



Rys. 244. Schematyczny plan warsztatu do produkcji bitumicznych wkładek
1 — Zbiornik dla bitumu, 2 — skład drewna, 3 — wiata dla włóknistego siadnika, 4 — plac składowy dla mineralnego składnika, 5 — wiata dla przygotowania wkładek — magazyn dla wkładek

Warsztat rozmieszcza się przy drodze, po której dostarczany jest na budowę bitum; składa się z następujących urządzeń i składowisk: zbiornik dla bitumu 1, skład drewna 2, wiata dla włóknistego materiału 3, plac składowy dla mineralnego wypełniacza 4, wiata dla przygotowania wkładek 5, magazyn dla gotowych wkładek 6. Pod wiatą dla przygotowania wkładek znajduje się piec do podgrzewania bitumu, suszarnia do suszenia mineralnego wypełniacza i formy do odlewania wkładek.

Technologiczny proces produkcji wkładek składa się z następujących czynności:



Rys. 245. Plan rozmieszczenia wyposażenia pod wiatą

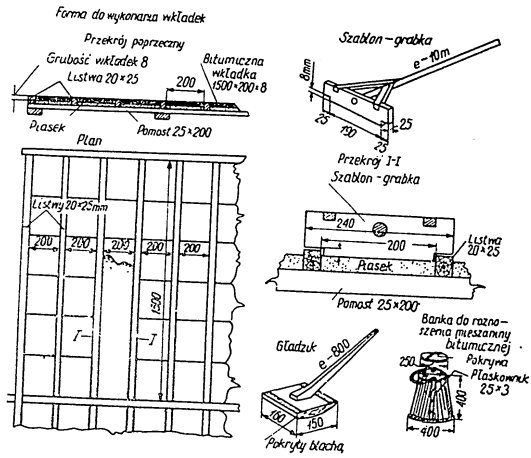
a) przygotowania materiału;
 b) podgrzewania bitumicznego mastyksu;
 3) uformowania wkładek.

Przygotowanie materiału polega na wysuszeniu mineralnego składnika i jeżeli jest to potrzebne, przesiewaniu jego.

Wysuszenie odbywa się w suszarni (rys. 245), wykorzystując ciepłotę gazów powstałych przy spalaniu paliwa. Suszarnia służy też do rozgrzania bitumicznego mastyksu.

Przygotowanie bitumicznego mastyksu dla wkładek odbywa się wg recepty ustalonej laboratoryjnie (patrz część II, rozdz. XIX).

Bitum dozowany wagowo pogrąża się do kotłów i rozgrzewa do temperatury 150—180°. Następnie zawartość kotłów uzupełnia się mineralnym składnikiem i włóknistym materiałem w ilościach ustalonych recepturą. Wytworzoną mieszaninę w dalszym ciągu podgrzewa się przy nieprzerwanym mieszaninzie aż do całkowitego nasycenia podgrzewa się przy nieprzerwanym i uzyskania jednorodnej mieszaniny. Ostatecznie przygotowana już mieszanina wlewana jest do specjalnych baniek (rys. 246), z których rozlewana jest do ustawionych obok kotłów form (rys. 246). W momencie rozlewu mieszaniny temperatura jej nie powinna być mniejsza od 80—100°C.



Rys. 246. Formy i narzędzia do przygotowania wkładek

Przygotowanie form polega na ułożeniu na dnie formy warstwy piasku, rozrównanej za pomocą szablonu — grabek (rys. 246); bezpośrednio przed rozlewem bitumicznej mieszaniny piasek należy obficie zwilżyć, przez co

osiąga się łatwość przy wyjmowaniu z form gotowych wkładek. Bitumiczną mieszaninę, rozlaną do poszczególnych pasków formy, wyrównuje się i z lekka zagęszcza gładzikiem (rys. 246), po czym ostudza się wkładki przez polewanie ich wodą z konewek. Stwardniałe wkładki wyjmuje się z form i składa w płytkich dołach w paczkach po 50 sztuk; poszczególne wkładki, dla uniknięcia sklejanania się ich w paczkach, przesypuje się warstwą mokrego piasku lub trocin; doly do składowania obliczone są na pomieszczenie 1 000 wkładek i wykonywane są zwykle o głębokości 80 cm, szerokości 250 cm i długości 320 cm. Paczki z wkładkami zasypuje się z wierzchu 10 cm warstwą piasku lub trocin i przykrywa się deskowaniem.

Brigada obsługująca warsztat składa się z 8 robotników o następującym podziale czynności:

starszy brzdajista (przy przygotowaniu form i formowaniu wkładek)	1
warzelniczy mieszalny bitumiczny	1
donoszący materiały, rębacz drewna lub zatrudnieni przy suszeniu mineralnego składnika i innych robotach pomocniczych	3
formiarze wkładek	3

Wydatność brigady w ciągu zmiany wynosi 600—700 wkładek.

WARSZTATY NAPRAWCZE

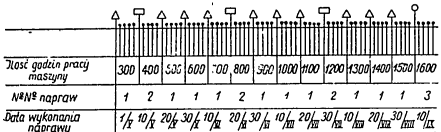
W celu zabezpieczenia sprawnej, bezawaryjnej pracy maszyn i mechanizmów, stosowanych w budownictwie lotniskowym, niezbędne jest przeprowadzanie planowych zapobiegawczych napraw.

Do planowych zapobiegawczych napraw należą:

1. Okresowe oględziny nr 0. Dokonywane są z reguły co miesiąc w celu oczyszczenia mechanizmu z błota, umocowania poszczególnych elementów i urządzeń, wyregulowania i ogólnych oględzin dla wykrycia uszkodzeń.

2. Okresowa naprawa nr 1 lub bieżąca. Dla różnych mechanizmów dokonuje się z odmienną okresowością. Ma na celu wzmocnienie osłabionych elementów, zamiany drobnych, zużytych lub zniszczonych części na zapasowe (śruby, przelazki, nakrętki itd.) i usunięcie niewielkich uszkodzeń w poszczególnych agregatach.

3. Średnia naprawa nr 2, której dokonuje się również z różną okresowością dla różnych mechanizmów. W czasie trwania średniej naprawy



↑ Naprawy nr 0 dokonuje się codziennie
 ▲ Naprawy nr 1 po 100 godz pracy
 □ Naprawy nr 2 po 400 godz pracy
 ○ Naprawy nr 3 po 1000 godz pracy

Rys. 247. Przykładowy graficzny wykres przeprowadzenia planowo-zapobiegawczych napraw zgarniarki GT

całkowicie rozbiera się na części jeden lub dwa agregaty w celu usunięcia uszkodzeń i zmiany zużytych elementów na nowe.

4. Kapitałna naprawa nr 3, której dokonuje się przy znacznym zużyciu całego mechanizmu i w razie konieczności całkowitej jego rozbioru i zamiany jednego lub kilku agregatów. Z reguły przeprowadzanie kapitałnej naprawy wyznacza się na okres następujący po zakończeniu sezonu budowlanego lub ukończeniu robót wykonywanych za pomocą danej maszyny.

Na rysunku 247 przedstawiono przykładowy graficzny wykaz przeprowadzenia planowych zapobiegawczych napraw zgarniarki GT przy jednoczesnej jej pracy. Pełny cykl napraw od pierwszej, przeprowadzonej na początku użytkowania maszyny, do ostatniej, zamykającej cykl, zawiera trzy naprawy nr 2 i 12 napraw nr 1, tj. razem w ciągu sezonu budowlanego 15 napraw.

W tabeli 90 podano przykładową okresowość planowych zapobiegawczych napraw podstawowych maszyn dla budownictwa lotniskowego oraz długość przestoju w czasie napraw.

Tabela 90
 Orientacyjna okresowość napraw podstawowych maszyn dla budownictwa lotniskowego i długość przestoju w czasie napraw

Nazwa maszyny	Okresowość napraw i długość przestoju w czasie napraw w godzinach		
	Nr 1	Nr 2	Nr 3
Równiarka ciężka	100	400	1 600
	3	6	—
Równiarka talarzowa z przenośnikiem taśmowym	200	800	3 200
	4	9	—
Samobieżny ciężki walec	120	1 200	3 600
	6	7	—
Kruszarka szczękowa	300	1 200	3 600
	3	6	—
Otarzarka D — 152	120	1 080	3 240
	8	24	—
Betoniarka C — 158	200	800	1 600
	2	8	—
Wykańczarka wibracyjna	120	1 080	3 240
	4	9	—
Spycharka D — 106	240	1 200	3 600
	1	3	—

Przy znacznym usprężeniu budowy ilość różnego rodzaju napraw maszyn może być dość duża, czym tłumaczy się konieczność istnienia na budowie warsztatów naprawczych półstałego typu, przewidzianego dla wykonywania napraw nr 1 i 2 oraz nie planowych awaryjnych.

Kapitałna, a niekiedy i średnia naprawa przeprowadzana bywa w stałych warsztatach lub w zakładach naprawczych.

Wyposażenie półstałego warsztatu ze względu na różnorodność typów naprawianych maszyn powinno posiadać cechy uniwersalności.

A. Oddział mechaniczny

1. Tokarka do gwintów	—	1 szt.	} lub jedna uniwersalna kombinowana obrabiarka
2. Wiertarka	— 1 — 2	"	
3. Strugarka	—	1 "	
4. Frezarka	—	1 "	
5. Toczydło mechaniczne	—	1 "	
6. Komplet tnących i pomiarowych narzędzi	—	1 "	

B. Oddział kowalski i spawalniczy

1. Ognisko kowalskie	— 1 — 2	szt.
2. Kowadła	—	2 "
3. Spawarka acetylenowa (lub elektryczna)	—	1 "
4. Komplet blacharskich narzędzi	—	1 "
5. Piece grzejne	— 1 — 2	szt.

C. Oddział ślusarsko-montażowy

1. Podnośniki silników i agregatów
2. Warsztat ślusarski
3. Imadła
4. Przyrządy do napraw poszczególnych detali
5. Komplet ślusarskich i pomiarowych narzędzi
6. Bloki i liny

D. Oddział robót stolarskich, malarskich i innych

1. Warsztaty stolarskie
2. Szafy
3. Narzędzia stolarskie
4. Malarskie narzędzia (natryskiwacze, pędzle i inne)

E. Instrumentownia i magazyn części zapasowych

1. Warsztaty
2. Szafy
3. Stojaki i półki

Dla ładowania akumulatorów, ich rozbiórki i wykonywania robót elektromechanicznych powinno być przydzielone odpowiednio wyposażone pomieszczenie.

Naped wszystkich obrabiarek w warsztatach z reguły powinien być elektryczny.

Warsztaty posiadające powyżej wymienione wyposażenie mogą przeprowadzać naprawy maszyn wszystkich typów używanych na budowie aż do silników włącznie. Ilość obrabiarek w warsztatach zależy od ogólnej pracochłonności robót naprawczych oraz od konieczności wykonywania całokształtu czynności naprawczych, odmiennych dla różnych typów maszyn. W związku z tym w większości przypadków warsztat posiada tylko po jednej obrabiarce danego typu.

Naprawa maszyn i mechanizmów w półstałych warsztatach zasadniczo przeprowadzana jest w oparciu o bazę części zapasowych, z których najbardziej potrzebne powinny być zawsze na miejscu. Niezbędną ilość części zapasowych ustala się w zależności od ilości maszyn na budowie, intensywności ich pracy i od przewidywanego zużycia poszczególnych elementów.

Orientacyjna ilość elementów, którą należy posiadać zawsze w zapasie, może być określona za empirycznego wzoru podanego przez Giproorgstroj:

$$N = \frac{O \cdot P \cdot n \cdot K_n \cdot K_e}{C} \quad (57)$$

gdzie: N — niezbędna ilość zapasowych elementów jednego typu dla grupy mechanizmów jednego typu;

O — ilość mechanizmów jednego typu na budowie;
 P — ilość elementów jednego typu w jednym mechanizmie;
 n — okres przechowania elementów w magazynie w miesiącach, zależny od okresowości zaopatrzenia w części zapasowe;
 C — okres pracy elementów w miesiącach;
 K_n — współczynnik zmniejszenia ilości zapasowych elementów w magazynie, w zależności od ilości mechanizmów jednego typu na budowie, przyjmuje się z tabeli 91.

Tabela 91

Ilość mechanizmów jednego typu	1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	26-30	31-50	więcej od 51
Wartość współczynnika K_n	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,2

K_e — współczynnik zmniejszenia ilości zapasowych elementów w magazynie, zależny od ilości elementów jednego typu (P) w jednym mechanizmie, podano w tabeli 92.

Tabela 92

Ilość elementów jednego typu	1	2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14	więcej od 15
Wartość współczynnika K_e	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1

Przykład. Należy określić ilość zapasowych części z trzech szcegukowych kruszarek SM-11, pracujących na budowie w ciągu całego roku. Podstawiając dane do powyżej podanego wzoru, otrzymamy:

$$N = \frac{3 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,8}{1} \approx 10 \text{ szt.},$$

gdzie: $C = 1$ miesiącowi.

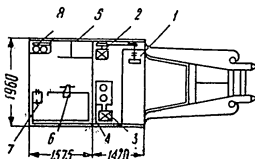
Niezbędna ilość części zapasowych obliczona w sposób powyższy dla każdego ściśle określonego przypadku, staje się bardziej dokładna w miarę wzrostu doświadczenia w pracy mechanizmów różnych typów.

Rozmiary pomieszczenia przeznaczanego na warsztaty naprawcze zależne są od ilości jednostek wyposażenia i od maksymalnej ilości maszyn i mechanizmów, znajdujących się jednocześnie w warsztatach w naprawie. Z kolei ilość mechanizmów podlegających naprawie określa się w planie napraw, opracowanym łącznie z planem pracy mechanizmów na budowie.

Obciążenie pracą warsztatów naprawczych powinno być równomierne, a w okresach niecałkowitego ich zatrudnienia naprawami urządzenia warsztatowe powinny być wykorzystane do wykonania zapasowych części

do maszyn (śruby, nakrętki, przekładki), brak których zawsze odczuwa się na budowie.

Powyżej wyszczególnione powstałe warsztaty naprawcze przeznaczone są do obsługi wielkich, zmechanizowanych budowli. W przypadku rozproszenia maszyn budowlanych w różnych miejscach, oddalonych w pewnym stopniu od zasadniczego budującego się obiektu (roboty w kopalniach materiałów kamiennych i piaskowniach, w oddzielnych bazach,



Rys. 248. Ruchomy warsztat naprawczy na podwoziu samochodu GAZ-AA: 1 - tokarka, 2 - ślirik, 3 - agregat elektryczny, 4 - tablica rozdzielcza, 5 - kowalnicze wyposażenie, 6 - warsztat stolarski z imadłami, 7 - toczydło, 8 - aparat spawalniczy

przy budowie dróg dojazdowych, przygotowania materiałów itd.), celowe jest posiadanie, oprócz warsztatów przy zasadniczym obiekcie, również i niewielkich polowych warsztatów zmontowanych na podwoziu samochodu lub na przyczepie. Na rysunku 248 pokazano taki warsztat na podwoziu samochodowym GAZ-AA. Całe wyposażenie mieści się wewnątrz nadwozia samochodu. Przed rozpoczęciem pracy warsztatu część jego urządzeń (kuźnię, spawarkę) wynosi się na zewnątrz i wówczas warsztat gotów jest do wykonywania swych zadań.

Wygodą posiadania takiego warsztatu polega na tym, iż może on być szybko przetrzucony z jednego odcinka na drugi i technicznie obsłużyć maszynę na miejscu jej pracy, co ma szczególne znaczenie w odniesieniu do nieruchomych i ciężkich mechanizmów. Oprócz tego taki warsztat może być wykorzystany, poza przeprowadzaniem planowych zapobiegawczych remontów, do likwidowania awarii i ciężkich uszkodzeń mechanizmów na różnych obiektach budowlanych.

Obsługa takiego warsztatu nie przekracza zwykle 2-3 uniwersalnych rzemieślników, doświadczonych w naprawach maszyn.

Przy użyciu dla ruchomego warsztatu samochodu ZIS-150 lub innych o większej ładowności, można wyposażyć warsztat w cięższe urządzenie (jak na przykład uniwersalna obrabiarka) oraz zaopatrzyć go w większą ilość zapasowych części i materiałów do napraw.

W zimowym okresie, w razie braku konieczności posiadania na budowie ruchomego warsztatu, kierowany jest on do powstałych warsztatów w celu dokonania napraw, a urządzenie jego i obsługę wykorzystuje się do prac w tychże warsztatach.

SPIS TREŚCI

Przedmowa	3
Wstęp	5
Ogólna charakterystyka robót lotniskowych	5
Zasady organizacji wykonywania robót lotniskowych	7

Część pierwsza

BUDOWA POLA WZLOTÓW

Rozdział I — Przygotowanie terenu	
Wyznaczenie w terenie danych z projektu	11
Usunięcie lasu	13
Oczyszczanie terenu z pni, zarośli i kamieni	18
Karczowanie pni	18
Oczyszczanie powierzchni z zarośli i młodego lasu	20
Uprzątanie kamieni	21
Przeniesienie i zniesienie budowli i sieci technicznych	22
Wstępne osuszenie	24
Odprowadzenie wód powierzchniowych z terenu robót	24
Obniżenie poziomu wód gruntowych	25
Rozdział II — Ogólna charakterystyka wykonywania robót ziemnych. Wyznaczenie robót ziemnych.	
Szczególne właściwości robót ziemnych na lotniskach	27
Podział robót ziemnych na składowe czynności	29
Wyznaczenie w terenie danych do wykonania robót ziemnych	30
Sposób wyznaczania na siatce kwadratów	30
Sposób katowego wyznaczania	32
Wyznaczenie w terenie danych do wykonania robót ziemnych dla koryta ulepszonego nawierzchni	34
Rozdział III — Roboty w warstwie humusowej.	
Wykonywanie robót humusowych	37
Sposoby wykonywania robót humusowych	38
Zdjęcie i ułożenie warstwy humusowej za pomocą spycharek	40

	str.
Zdjęcie i ponowne ułożenie warstwy humusowej za pomocą równiarek i spycharek	44
Odspojenie i hałdowanie humusu za pomocą równiarek	46
Zdjęcie i ponowne ułożenie warstwy humusowej za pomocą równiarek talerzowych z przenośnikiem	48
Zdjęcie i ponowne ułożenie humusu za pomocą zgarniarek	51
Rozdział IV — Wykonanie robót w wykopach za pomocą zgarniarek, równiarek talerzowych z przenośnikami, spycharek	
Ogólne wymagania dotyczące wykonywania wykopów	53
Wykonanie wykopów za pomocą zgarniarek	54
Sposoby wykonywania wykopów za pomocą zgarniarek	55
Najwłaściwsze sposoby pracy przy pobieraniu gruntu	60
Przygotowanie odcinka robót, poprzedzające właściwą pracę zgarniarek i wykorzystanie naturalnych spadków odcinka	63
Pomocnicze środki przy pobieraniu gruntu	66
Transportowanie gruntu	69
Wyladunek gruntu	71
Wykonywanie wykopów za pomocą równiarek talerzowych z przenośnikami i spycharek	72
Rozdział V — Wykonywanie wykopów za pomocą koparek	
Ogólny opis stosowania koparek przy wykonywaniu wykopów na lotniskach	75
Sposoby wykonania wykopów za pomocą koparek	77
Transport gruntu z wykopów wykonywanych za pomocą koparek	80
Organizacja wykonywania wykopów za pomocą koparek	85
Rozdział VI — Hydromechanizacja robót ziemnych na polu wzlotów	
Ogólne zasady	90
Wykonanie rozplukiwania gruntu	92
Zaopatrzenie robót w wodę	95
Hydrotransport gruntu	96
Układanie gruntu w odkładach na nasypie	98
Kolejność namulania nasypów na polu wzlotów	99
Rozdział VII — Wykonanie nasypów, zagęszczanie gruntów	
Wykonanie nasypów	101
Zagęszczanie gruntów	104
Optymalna wilgotność i największa gęstość	104
Właściwości sprzętu używanego do zagęszczania gruntów	110
Wykonanie robót zagęszczania gruntu	115
Polowa kontrola zagęszczania	117
Rozdział VIII — Roboty plantacyjne	
Plantowanie powierzchni obszarów robót zerowych	121
Plantowanie powierzchni wykopów	124

	str.
Plantowanie powierzchni nasypów	124
Wydajność pracy	125
Rozdział IX — Organizacja wykonywania robót ziemnych	
Ogólne zasady	126
Wybór sposobu wykonywania robót ziemnych	128
Skład i ilość zmechanizowanych zespołów	130
Określenie ilości niezbędnych maszyn prowadzących i pomocniczych	130
Organizowanie zmechanizowanych zespołów	133
Planowanie potoku	133
Podział odcinka robót na działki	133
Plan kalendarzowy ruchu potoku	139
Szczególne cechy organizacji robót budowy koryta dla nawierzchni lotniskowych	141
Rozdział X — Wykonanie robót odwadniających	
Wyznaczanie robót w terenie	144
Wykonanie wykopów dla rurociągów	146
Wykonanie podłoża pod rurociągi	149
Układanie rurociągu	152
Zasypanie wykopów	157
Wykonanie rowów otwartych	158
Wykonanie ścieków, studzienek rewizyjnych i innych urządzeń	159
Wykonanie ścieków	159
Studzienki rewizyjne	160
Połączenie drenów ze zbieraczami	160
Wyloty kolektorów	161
Rozdział XI — Zadarnienie pól wzlotów	
Przygotowanie gleby	163
Orka	163
Kultywacja	165
Bronowanie	165
Walowanie	170
Grzowanie	170
Wydajność robót przy przygotowywaniu gleby	171
Nawożenie	171
Zastosowanie nawozów organicznych	172
Zastosowanie torfu	172
Zastosowanie nawozów zielonych	174
Zastosowanie nawozów bakteryjnych	175
Zastosowanie nawozów mineralnych	175
Bezpośrednie nawozy mineralne	175
Pośrednie nawozy mineralne	178
Przechowanie i technika użycia nawozów mineralnych	179
Obsiew pól wzlotów	180
Sprawdzenie jakości nasion	180
Korekta norm zużycia nasion	182
Wykonanie wysiewu	183
Czasokresy wysiewu	185

	str.
Szczególne warunki zadarnienia	186
Wegetacyjne i wegetacyjno-nasienne zadarnienie	186
Zadarnienie odsłoniętych podhumusowych warstw gleby	188
Zadarnienie gleb słonych	189
Zadarnienie gleb lessowych	190
Odbiór robót	190
 Część druga 	
BUDOWA ULEPSZONYCH NAWIERZCHNI LOTNISKOWYCH	
Rozdział XII — Stabilizacja gruntu	
Stabilizacja gruntu przez zmianę uziarnienia	195
Dobór mieszanki	197
Wykonywanie robót	200
Stabilizacja gruntu z zastosowaniem organicznych materiałów wiążących	203
Wzmocnienie gruntu przez dodanie cementu	205
Wykonywanie robót przy wzmocnianiu gruntu cementem	207
Wzmocnienie gruntu wapnem	209
Rozdział XIII — Nawierzchnie i podłoża żwirowe	
Konstrukcje	211
Materiały	212
Najkorzystniejsze składy materiału żwirowego	215
Właściwości mechaniczne materiału żwirowego	216
Materiały zastępcze	217
Dobór mieszanki żwirowych	218
Wykonywanie robót	222
Wykonanie warstwy filtracyjnej	222
Układanie materiału żwirowego	223
Kontrola jakości robót	227
Rozdział XIV — Nawierzchnie i podłoża tłuczniowe oraz nawierzchnie ze sztucznego kamienia	
Nawierzchnie i podłoża tłuczniowe	229
Materiały	229
Rozdzielanie tłuczni	232
Walowanie	233
Nawierzchnia tłuczniowa na podłożu kamiennym	237
Nawierzchnie tłuczniowe cementowane	238
Nawierzchnie ze sztucznego kamienia	240
Rozdział XV — Ogólny opis nawierzchni utrwalanych z zastosowaniem materiałów wiążących organicznych i omówienie właściwości tych materiałów	
Sposoby budowy nawierzchni utrwalanych z zastosowaniem materiałów wiążących organicznych	245
Materiały wiążące	246

	str.
Materiały bitumiczne	246
Materiały smolowe	253
Wybór materiałów wiążących	255
Rozdział XVI — Bitumowanie nawierzchni powierzchniowe i wglębne	
Bitumowanie powierzchniowe	258
Przygotowanie nawierzchni do bitumowania powierzchniowego	258
Wykonanie warstwy bitumowania powierzchniowego	260
Bitumowanie wglębne nawierzchni tłuczniowych	263
Rozdział XVII — Wykonywanie nawierzchni sposobem otaczania	
Wymagania co do materiałów	270
Dobieranie ilości materiału wiążącego w mieszankę	273
Wykonywanie robót	276
Kontrola jakości robót	282
Rozdział XVIII — Nawierzchnie z betonu asfaltowego	
Konstrukcja	284
Materiały	285
Dobieranie składu betonu asfaltowego	290
Przygotowanie mieszanki asfaltobetonowej	302
Przewożenie mieszanki	307
Układanie mieszanki asfaltobetonowej	308
Walowanie mieszanki asfaltobetonowej	311
Rozdział XIX — Nawierzchnie betonowe	
Ogólne dane o nawierzchniach betonowych	314
Wykonanie podłoża	315
Warunki techniczne dla materiałów wchodzących w skład mieszanki betonowej	317
Materiały wiążące	318
Kruszywa (materiały kamienne)	321
Woda	323
Przygotowywanie i ustawianie szalunków	324
Szalunki dla płyt prostokątnych	324
Szalunki dla płyt sześciokątnych	326
Ustawianie szalunków	329
Przygotowanie i układanie zbrojenia	331
Przygotowanie mieszanki betonowej	333
Wymagania techniczne odnośnie betonu dla nawierzchni lotniskowych	333
Przygotowanie betonu	338
Transport betonu	341
Ogólne wymagania odnośnie transportu betonu	341
Transport i wyładunek betonu	342
Układanie betonu	344
Rozrównywanie betonu	344
Zagęszczanie betonu i wykańczanie powierzchni	344
Kontrola układania	351

Wykonanie szczelin	str.
Wykonanie szczelin w płytach prostokątnych	351
Wykonanie szczelin w płytach sześciokątnych	352
Wykonywanie szczelin w miejscach postoju i miejscach sprawdzania silników	356
Pielęgnacja betonu	357
Wykonywanie robót przy obniżonej temperaturze	357
Kontrola przeprowadzania robót	359
Organizacja budowy nawierzchni betonowych	361
Metody układania betonu	365
	366

Rozdział XX — Nawierzchnie rozbitne

Nawierzchnie metalowe	
Roboty przygotowawcze	375
Przygotowanie podłoża	376
Wyladunek, naladunek, przewóz i składowanie elementów metalowej nawierzchni	376
Układanie nawierzchni	377
Przenoszenie metalowych nawierzchni	380
Nawierzchnie drewniane	383
Opis ogólny	384
Przygotowanie materiałów	384
Układanie nawierzchni	387
	388

Część trzecia

PRODUKCJA POMOCNICZA

Rozdział XXI — Kopalnie materiałów

Zasady organizacji prac poszukiwawczych materiałów kamiennych	392
Użytkowa ocena pokładów naturalnych materiałów kamiennych	396
Systemy eksploatacji kopalni	397
Roboty odkrywkowe	401
Wydobycie materiałów w kopalniach	403
Wydobycie kamienia	404
Wydobywanie piasku i żwiru	407
Transport kopalniany	409
Obróbka i uszlachetnianie materiałów	412
Kruszenie materiału kamiennego	412
Uszlachetnienie piaszczysto-żwirowego materiału	417
Składowiska urobku w kopalniach	418

Rozdział XXII — Bazy organicznych materiałów wiążących

Przeznaczenie i charakterystyka baz	421
Wyladunek materiałów wiążących	421
Przechowywanie i podgrzewanie	422
Udoskonalone zbiorniki	423
Zbiorniki z gazowym podgrzewaniem	424
Zbiorniki najprostszego typu	425

ERRATA

do książki: zblorowe — „Budowa lotnisk”

Str.	Wiersz od góry	od dołu	Jest:	Powinno być:
6	12		źwirowania i piaszkowania	żwirowni i piaszkowni
7		5	wprowadzone	wprowadzenie
57	4		a — pojemność	v — pojemność
72		2	Zgarniarka	Równiarka
73	7, 8, 12		zgarniarki	równiarki
73	13		zgarniark	rozplniarek
95	4		rozklukania	rozplukania
129		11	rozdzielnie	rozdzielnie
181	Tabela 27			po wierszu: Mletlica.. dominąd: perz 5; 10
183	Tabela 28		Kupkówka — 102,0 Perz grzebleniasty — 132,2	Kupkówka — 120,0 Perz grzebleniasty — 133,2
186		14	na mniejsze	na miejsce
189		21	„słoneczaki” i „solan- ce”	„słoneczaki” i „sola- ce”
191	Tabela 31 (tytuł)		400 m ²	400 cm ²
195	17		stratowych	stratowych
214	wzór		$100 k_1 - ak_2 = (100 - a) k$	$100k_1 + ak_2 = (100 + ak)$
220	13		lub nie później	lecz nie później
229		7	karyta	korwa
239	4-5		i wyżej	i niżej
249	Tabela 40a			2
277	pkt. 5, kł. w B		nie na-ży	nie należy
285	13-14		robot	skreślić
322	wzór		$d_{fr} = 0,5 \sqrt{\dots}$	$d_{fr} = 0,5 \sqrt{\dots}$
322	11		gruboziarnisty,	gruboziarnisty, przy $d_{fr} \geq 0,35$ średnioziar- nisty
325	Tabela 54, rubr. 8		56,0	56,1
375	Rys. 169		Długość użytkowa	Długość użytkowa 304
414	Tabela 72		SM — 12 szczękowa	SM-12 walcowa
487	(nagłówek)	9	w pracy	z pracy

	str.
Rozgrzewanie materiału wiążącego do stanu płynności	427
Podgrzanie do temperatury roboczej	429
Przepompowanie materiałów wiążących	431
Usytuowanie i rozplanowanie bazy	433
Warunki bezpieczeństwa pracy	434
Rozdział XXIII — Wytwórnie asfaltobetonu	
Technologiczny proces przygotowania asfaltobetonu	435
Oddział asfaltobetonu	438
Oddział kruszenia kamienia	441
Oddział przygotowania wypełniacza	442
Oddział przechowania i podgrzewania bitumu	443
Laboratoria	444
Transport wewnętrzzakładowy	445
Warsztaty naprawcze	446
Urządzenie składowisk na terenie wytwórni	446
Wybór terenu i rozplanowanie wytwórni	447
Rozdział XXIV — Wytwórnie betonu cementowego	
Rodzaje i charakterystyczne cechy wytwórni betonu dla budowy lotnisko- wych nawierzchni	452
Urządzenie wytwórni betonu	454
Składowanie materiałów	454
Urządzenia do kruszenia i sortowania	461
Zasobniki robocze	462
Dozowanie materiałów	464
Pojeźźce nośne betoniarek w wytwórni	465
Pomocnicze urządzenia w wytwórni	467
Przykłady rozwiązań wytwórni betonu	467
Wytwórnia typu składanego	467
Stoła wytwórnia o układzie jednokrotnego podnoszenia materiałów	471
Stoła centralna wytwórnia o układzie dwukrotnego podnoszenia materiałów	472
Ruchoma odcinkowa wytwórnia betonu	474
Rozdział XXV — Zakłady pomocnicze	
Betoniarnia dla produkcji żelbetonowych rur	476
Warsztat do produkcji bitumicznych wkładek	481
Warsztaty naprawcze	484



Cena at 171.40

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2013/09/13 : CIA-RDP81-01043R002300040004-4

STAT

Page Denied

Declassified in Part - Sanitized Copy Approved for Release @ 50-Yr 2013/09/13 : CIA-RDP81-01043R002300040004-4