

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

Rozprawy
Nr 12

Jan Klugiewicz

ODWADNIANIE
TERENÓW DEPRESYJNYCH

BYDGOSZCZ – 1983



AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

Rozprawy
Nr 12

Jan Klugiewicz

ODWADNIANIE TERENÓW DEPRESYJNYCH

Biblioteka Główna ATR w Bydgoszczy



000000119668

BYDGOSZCZ – 1983

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO

doc. dr hab. Juliusz Skonieczny

OPINIODAWCY

prof. dr inż. Longin Duda

prof. zw. dr inż. Zygmunt Sochoń

prof. dr hab. inż. Julian Wołoszyn



REDAKTOR NAUKOWY

prof. dr hab. Stanisław Grabarczyk

63021

OPRACOWANIE REDAKCYJNE I TECHNICZNE

mgr Halina Koziółkiewicz, Alfons Grzenkiewicz

Wydano za zgodą Rektora
Akademii Techniczno-Rolniczej
w Bydgoszczy

ISSN 0208-6379

WYDAWNICTWO UCZELNIANE AKADEMII TECHNICZNO-ROLNICZEJ
W BYDGOSZCZY

Nakład 100+50 egz. Ark. wyd. 12. Ark. druk. 11,25. Papier druk. kl. V, 70 g, 70×100. Oddano do druku 4.III.1983 r. Druk ukończono w kwietniu 1983 r. Zam. nr 438/83 Cena 118 zł. K-2/42

WSiP Zakł. Graf. w Bydgoszczy

S p i s t r e ś c i

	str.
WSTĘP	5
1. ZAGADNIENIA GENEZY I TERMINOLOGII	6
1.1. Definicje terenów depresyjnych i polderów	6
1.2. Geneza i przykłady melioracji terenów depresyjnych	8
1.3. Klasyfikacje terenów depresyjnych i polderów	10
2. PROBLEMATYKA BUDOWNICTWA POLDERÓW	15
2.1. Charakterystyka polderów kilku państw	15
2.1.1. Poldery w Polsce	15
2.1.2. Poldery w Holandii	26
2.1.3. Poldery w Związku Radzieckim	37
2.1.4. Poldery w Finlandii	40
2.1.5. Poldery w innych państwach	42
2.2. Powódzie na terenach depresyjnych	44
2.3. Elementy i urządzenia polderowe	45
2.3.1. Obszar polderu i jego zlewnia	47
2.3.2. Odbiorniki wody	52
2.3.3. Obwałowania	52
2.3.4. Przepompownie	58
2.3.5. Zbiorniki wyrównawcze i inne elementy polderu	69
3. PODSTAWY USTALANIA WYDAJNOŚCI PRZEPOMPOWNI	73
3.1. Wprowadzenie	73
3.2. Bilans wodny polderu i jego składniki	74
3.3. Wstępne zagadnienia obliczeń dopływu i pompowania wody	77
3.4. Metody ustalania wydajności przepompowni	79
3.4.1. Według empirycznych wskaźników dopływów i dopływów jednostkowych	79
3.4.2. Według opadów atmosferycznych	89
3.4.3. Według opadów atmosferycznych i współczynnika odpom- powania	92
3.4.4. Według opadów deszczu i wolnej retencji gruntu	99
3.4.5. Według pompowanej lub dopływającej wody z polderów .	102
3.4.6. Według odpływów z drenaży i obcych wód filtracyjnych	106
3.4.7. Według obliczeń bilansowych	108
3.4.8. Inne zasady ustalania parametrów przepompowni i zbior- ników	111

	str.
3.5. Ustalanie dynamiki odpływu wody z polderu	121
3.5.1. Zastosowanie metody Shermana w warunkach polderowych	122
3.5.2. Propozycje modyfikacji metody Shermana	132
3.5.3. Propozycja nowej metody	135
4. PODSUMOWANIE I WNIOSKI	149
5. SPIS LITERATURY	157
Streszczenia	171

WSTĘP

Ekspansja rolnictwa i urbanizacji na tereny depresyjne wymaga najczęściej stosowania specjalnej techniki odwadniania, polegającej na budowie, a następnie eksploatacji polderów.

Charakterystyczne dla polderów są przepompownie i wały oraz mechaniczny sposób podnoszenia wody z polderowej sieci odwadniającej do pobliskich odbiorników. Ponadto poldery są zazwyczaj kosztowne w budowie i eksploatacji, lecz umożliwiają elastyczne odwadnianie. Powyższe czynniki, a także z natury żyzne gleby powinny determinować bardzo intensywne użytkowanie takich obszarów przez rolnictwo.

Chociaż ten sposób odwadniania terenów depresyjnych jest stosowany od kilku wieków, jednak dotąd istnieją problemy i słabo poznane zagadnienia. Wynikają one z nader skromnego rozwoju badań, a także dużego rozproszenia informacji w różnych publikacjach oraz opracowaniach maszynopisowych polskich i zagranicznych. Utrudnia to właściwe projektowanie i eksploatację polderów oraz planowanie badań.

Niniejsze opracowanie stanowi próbę pierwszej polskiej monografii zagadnień odwadniania terenów depresyjnych, w którym wykorzystano wyniki własnych 20-letnich badań i obserwacji, a także dane z dostępnej literatury krajowej i zagranicznej. Starano się, aby prezentowany materiał zawierał treści naukowe i praktyczne, z których mogliby skorzystać pracownicy nauki, dydaktyczni oraz projektanci i eksploatacyjni polderów.

Celem pracy jest synteza i systematyka problematyki odwadniania terenów depresyjnych, ze szczególnym uwzględnieniem sposobów ustalania wydajności przepompowni na polderach, gdyż one najbardziej potrzebne są projektantom, służbie eksploatacyjnej oraz innym specjalistom.

Pierwsza część pracy dotyczy genezy oraz terminologii terenów depresyjnych i polderów. Część druga zawiera syntezę rozwoju budownictwa polderów w kilku państwach. Trzecia część prezentuje systematykę podstaw ustalania wydajności przepompowni przy projektowaniu i eksploatacji polderów.

1. ZAGADNIENIA GENEZY I TERMINOLOGII

1.1. DEFINICJE TERENÓW DEPRESYJNYCH I POLDERÓW

Terenami depresyjnymi nazywa się potocznie obszary lądowe położone poniżej poziomu morza, np. część Holandii, Żuławy, Rów Jordanu wraz z Morzem Martwym [95,185,219]. Nazwa ta pochodzi od późnołacińskiego słowa depressio - głębokość [95,193]. Ta definicja odnosi się do obszarów leżących w depresji bezwzględnej, w odróżnieniu od tych, które położone są w depresji względnej. Poziomem odniesienia jest zwierciadło wody odbiorników, którymi w pierwszym przypadku są morza, zaś w drugim rzeki, zbiorniki naturalne i sztuczne.

Możliwości odwodnienia obszaru okresowo lub stale depresyjnego wynikają z porównania rzędnych zwierciadła wody odbiornika z rzędnymi powierzchni terenu i zwierciadła wody w najniższym punkcie polderowej sieci odwadniającej. Wyniki porównania wskazują czy wystarczy budowa obwałowań ze śluzami (zawali) lub obwałowań, przepompowni i ewentualnie śluz - przepustów wałowych (polderów).

Etymologii słowa polder nie udało się dotąd jednoznacznie ustalić. W dostępnych autorowi słownikach etymologicznych języka polskiego Brücknera [15] i Sławskiego [184] nie ma o nim żadnych informacji. Według Riabkowej [174] nazwa polder jest pochodzenia holenderskiego z około XI wieku. Etymologia słowa polder jest jednak dyskusyjna wśród naukowców, gdyż jedni uważają, że pochodzi ona od staroflamandzkiego „poelen” (ryć, kopać) strefy wgniecionej - niskiej, zaś inni podtrzymują hipotezę, iż polder pochodzi od rdzenia „pol” utworzonego od fryzyjskiego „polle” (mała wyspa, okrążona wodą działka utworów aluwialnych wyłonionych z wody). Zgodnie z tą teorią, opierającą się na danych historycznych, że pierwsze poldery stanowiły grunty wyniesione, zanikające w czasie przypływów wód, polder stanowi strefę (formę) podniesioną - a nie wgniecioną. Polder jest więc przymorską niziną podlegającą periodycznym zalewom od strony morza lub wpadających do niego rzek. Prace związane z odwadnianiem terenów depresyjnych nazywane są czasem polderyzacją.

Pod pojęciem polder rozumiane są powszechnie osuszone, depresyjne tereny przymorskie, a także tereny nisko położone, zagrożone zalewami przyległych rzek i jezior. Poldery przymorskie odgrodzone są od otwartego morza wydiami lub sztucznymi wałami, z których nadmiar wód odprowadza się kanałami do morza lub rzek przez wypompowanie [219].

W literaturze zawodowej można spotkać różne definicje i klasyfikacje polderów. Holendrzy Wesseling i van't Leven [217] polderem nazywają obszar

powstały z podzielenia na mniejsze jednostki terenu depresyjnego, który położony jest nieznacznie ponad lub poniżej normalnego poziomu morza i od jego wód chroniony jest wałem, natomiast nadmiar wody odpompowuje się do głównego kanału sąsiedniego polderu lub bezpośrednio do rzeki i morza.

Można więc sądzić, że przy formułowaniu tej definicji uwzględniano tylko obszary położone w depresji bezwzględnej stałej lub okresowej. Tak więc nie wszystkie spośród około 2800 polderów Holandii [49] spełniłyby warunek definicji, a tym bardziej wiele polderów znajdujących się w innych państwach.

Sochoń [187] stwierdził, że w Polsce pod pojęciem polder rozumie się obszar ogrodzony wałami, chroniącymi przed zatopieniem od strony morza lub rzeki, narażony na wpływy zmian poziomu wody w morzu, deltowym odcinku rzeki i osuszany za pomocą urządzeń pompowych. Volker [212] uważa polder za terytorium o ograniczonym obszarze, oddzielone od zewnętrznego systemu hydrograficznego i posiadające sztuczny odpływ. De Groot [50] nazywa polderem obszar, na którym znajdują się budowle hydrotechniczne i kanały otwarte, lecz ich związek z wodami zewnętrznymi jest lub może być przerwany. Zdaniem Zielionki i Juszkaukasa [231] polder to obwałowany obszar gruntów, z którego nadmiar wody odprowadza się mechanicznie. Kadrewicz [67] zdefiniowała polder jako obiekt melioracyjny ogrodzony wałami, z którego odpływ odbywa się przy pomocy stacji pomp lub manewrowaniem zamknięciami otworów śluz. Kowalik [103] pod pojęciem polderu rozumie małą zlewnię o względnie płaskim ukształtowaniu terenu położoną tak nisko względem okolicznych cieków, że grawitacyjny odpływ wody pochodzącej z opadów staje się znacznie utrudniony lub niemożliwy. Konieczne staje się wówczas opasanie polderu ciągłym wałem przeciwpowodziowym jak i zainstalowanie sztucznych urządzeń, zwykle w postaci pompowni, odwadniających zlewnię po większych opadach. Schroeder [181] podobnie jak wielu innych autorów nazywa obszar niechroniony między wałem i rzeką obszarem zalewowym lub międzywałem, natomiast teren chroniony przez wały - zawalem, przy czym za polder uważa jedynie obszar otoczony zamkniętym wałem, który w czasie wielkiej wody jest sztucznie odwadniany przy pomocy pompowni.

Reasumując powyższe, można polder zdefiniować jako - obszar łądu położony w depresji stałej lub okresowej, chroniony przed zalewem i podtopieniem zewnętrznym obwałowaniem i wewnętrzną siecią odwadniającą, z której odprowadzenie nadmiaru wody odbywa się stale lub czasowo za pomocą przepompowni. Obwałowanie mogą stanowić sztuczne wały i naturalne wyniesienia (np. nadmorskie wydmy). Polder może być położony w depresji bezwzględnej (nad morzem) i względnej (nad rzeką i zbiornikiem w głębi łądu). Odprowadzenie zbędnej wody może również odbywać się okresowo przez przepusty i śluzy (czyli podobnie jak na tzw. zawalach). Na terenach okresowo depresyjnych odbiornik znajduje się poza obwałowaniem zewnętrznym polderu, natomiast w innych przypadkach zbędną wodę można pompować do zbiornika wewnętrznego w celu powtórnego wykorzystania jej, np. do nawodnień, zaopatrzenia zwierząt, gdy do tego celu nie nadaje się woda otaczająca polder.

1.2. GENEZA I PRZYKŁADY MELIORACJI TERENÓW DEPRESYJNYCH

Tereny depresyjne mogą mieć naturalną lub sztuczną genezę. W pierwszym przypadku powstają one pod wpływem oddziaływania czynników i procesów naturalnych, takich jak:

- obniżające ruchy skorupy ziemskiej,
- sedymentacja rumowiska w korycie rzeczonym, najczęściej w ujściowym od-cinku,
- podwyższenie stanów wody w odbiorniku,
- deformacja powierzchni spływu wody (np. przez lodowiec).

W drugim przypadku tereny depresyjne są wynikiem działalności człowieka jak na przykład:

- obwałowania rzek doprowadzające do istotnego podwyższenia stanów przy nadmiernej koncentracji koryta czynnego wielkiej wody,
- zdobywanie nowych łądów z dotychczasowych, płytkich akwenów wodnych,
- spiętrzenia wody przez budowle hydrotechniczne,
- obniżenie zwierciadła wody w torfowiskach i gytiowiskach doprowadzające do rozkładu substancji organicznej i osiadania oraz powstania depresji terenowej,
- obniżenie powierzchni terenu w taki sposób, że spływ wody do odbiornika jest niemożliwy (nadrzeczne i nadmorskie wyrobiska torfu, tąpnięcia wyrobisk górniczych itp.).

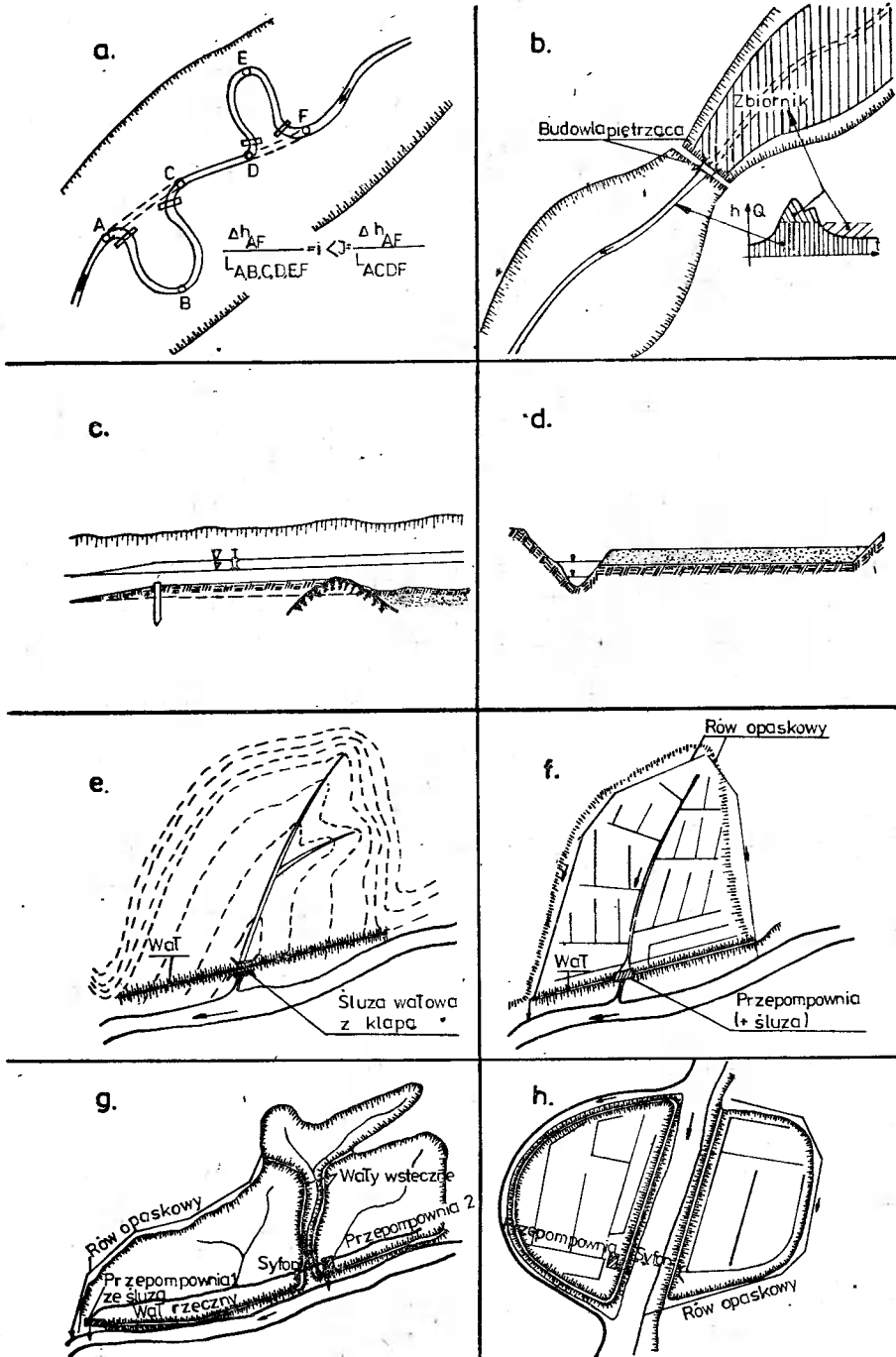
Meliorację terenów depresyjnych dostosowaną do wymagań przyszłych użytkowników powinno poprzedzać ustalenie przyczyn powodujących depresję i analiza techniczno-ekonomiczna różnych rozwiązań projektowych, bowiem nie zawsze uzasadniona jest budowa i eksploatacja polderu.

Kilka przykładów genezy i melioracji obszarów stale lub okresowo depresyjnych podano na rysunku 1.

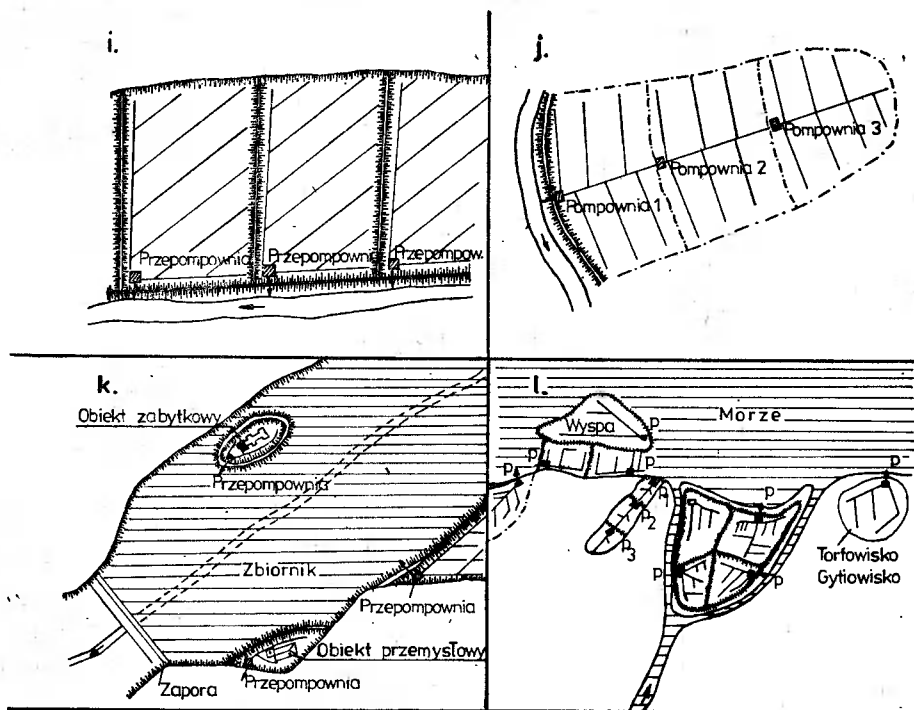
Na przykład, gdy w wyniku meandrowania i procesów sedymentacji rumowiska w korycie cieką mogą występować okresowo zalewy lub podtopienia doliny, należy rozważyć chociażby dwa warianty analizy techniczno-ekonomicznej. Pierwszy dotyczy powinien regulacji cieką, polegającej na skróceniu jego biegu (rys.1a), natomiast drugi na budowie i eksploatacji polderów. W praktyce zdarza się bowiem, że przewiduje się budowę polderu, aby uniknąć przeprowadzania uciążliwych pomiarów geodezyjnych i uzgodnień towarzyszących regulacji cieków.

Niektóre doliny podlegają okresowym zalewom z cieków, które jednak w pozostałych okresach nie zapewniają możliwości poboru z nich wody na różne cele. Jednym z rozwiązań może być budowla piętrząca ze zbiornikiem (rys.1b), które umożliwią gospodarowanie wodą zapewniając wyrównanie przepływów w taki sposób, aby zostały wyeliminowane dotychczasowe mankamenty.

Przyczyną zbyt wysokich stanów zwierciadła wody w cieką - uniemożliwiających odpływ wody z doliny mogą być sztuczne lub naturalne progi (np. ścianki szczelne, grzbiety skał - rys.1c). Znane są przypadki, że ich likwidacja ułatwiła odwodnienie i pozyskanie nowych obszarów łądu z powierzchni jezior przepływowych [81,117].



Rys. 1a-h. Ilustracja przyczyn depresji i sposobów likwidacji jej skutków wg Klugiewicza



Rys.11-1. Ilustracja przyczyn depresji i sposobów likwidacji jej skutków wg Klugiewicza

Możliwe jest również podwyższanie powierzchni terenów (rys.1d), lecz tego rodzaju zabiegi stanowią raczej uboczny efekt zasadniczego celu, którym są prace pogłębiarskie torów wodnych dla żeglugi lub roboty drogowe i budowlane, skąd nadmiar gruntu transportowano na składowiska położone w depresji.

Przy krótkotrwałych wylewach cieków, przyległe obszary są zazwyczaj chronione wałami, w których wbudowane są śluzy i przepusty z kłapami zwrotnymi. Na rysunku 1e pokazano przykład takiego rozwiązania, które w literaturze polskiej i niemieckiej nazywane jest zawalem, zaś w radzieckiej zaliczane jest często do polderu (bez przepompowni).

Kolejne przykłady (rys.1 f-1) ilustrują odwadnianie obszarów depresyjnych poprzez budowę i eksploatację polderów.

1.3. KLASYFIKACJE TERENÓW DEPRESYJNYCH I POLDERÓW

Zakaszewski [227] podzielił obwałowane doliny rzeczne na poldery letnie i zimowe. Poldery letnie chronią przed zalewem i podtopieniem obszary w okresie lata, natomiast w okresie pozawegetacyjnym dopuszczalny jest ich zalew. Użytkuje się tam łąki i pastwiska oraz uprawia inne rośliny o krótkim okresie wegetacji, natomiast wyklucza się wznoszenie budynków miesz-

kalnych, użyteczności publicznej i obiektów przemysłowych.

Poldery zimowe mają podobne zadania ochrony obszarów lecz w ciągu całego roku i wielolecia, dlatego istotnie mogą być złagodzone ograniczenia w zakresie użytkowania, jakie są na polderach letnich.

Cebulak [18] klasyfikując przepompownie, podał następujący podział obszarów mechanicznie odwadnianych:

A. Przepompownie depresyjne odwadniające tereny całkowicie pozbawione grawitacyjnego odpływu:

- 1/ tereny położone w depresji (bezwzględnej),
- 2/ tereny przydepresyjne, których system odwadniający łączy się z systemem terenu depresyjnego,
- 3/ tereny przy sztucznych zbiornikach wody, położone w depresji (względnej).

B. Przepompownie przydepresyjne odwadniające tereny czasowo pozbawione grawitacyjnego odpływu:

- 1/ tereny położone w dolinach rzek i jezior,
- 2/ tereny płaskie lub przyjeziorne zdrenowane (przydepresyjne).

Ziwieriew i Berzin [233] uważają, że charakterystycznymi elementami systemów polderowych są wały i stacje pomp (przepompownie). Na Łotwie jednak zdaniem autorów nazywa się polderami również te objekty, na których jeden z tych elementów nie występuje i stosuje się następującą klasyfikację:

- poldery zimowe ze stacją pomp,
- poldery zimowe bez stacji pomp,
- poldery letnie bez stacji pomp,
- mikropoldery.

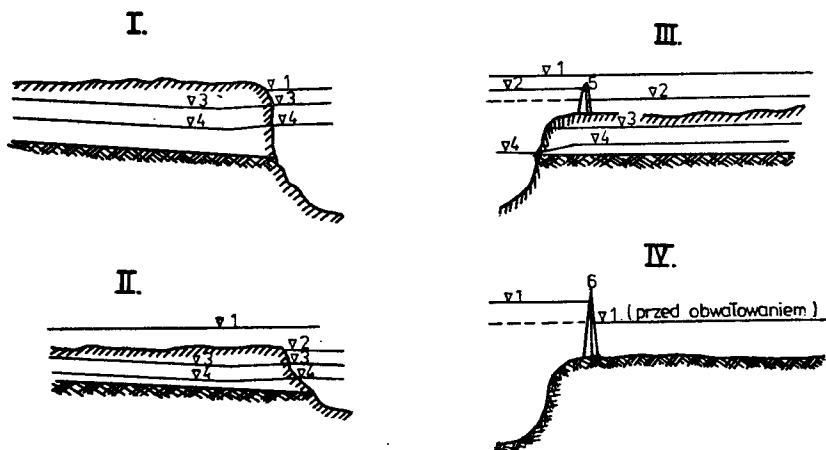
Najpowszechniej stosowane są na Łotwie poldery zimowe ze stacją pomp, przy czym przeznaczenie ich jest podobne jak w Polsce [227]. Poldery zimowe bez stacji pomp budowane są w dolinach środkowego biegu rzeki, w odległości około 90 km od ich ujścia. Występują tam znaczne wahania zwierciadła wód w rzekach (około 6 m), lecz ich czas trwania jest stosunkowo krótki (10 - 12 dni). Bardziej wyniesione miejsca przeznaczone są pod grunty orne, natomiast w obniżeniach okresowo zalewanych zakładane są użytki zielone. Dla intensyfikacji produkcji rolnej, na takich obiektach buduje się obecnie przepompownie i sieć drenarską. Letnie poldery bez stacji pomp stosowane są rzadziej, zwłaszcza w tych przypadkach, gdy zalewy są krótkotrwałe i woda zawiera namuły użyźniające użytki zielone, a także na gruntach słabonośnych (gytia, słabo rozłożony torf), utrudniających budowę wysokich wałów. Odwodnienie zapewnia szczegółowa sieć kombinowana (rowy + drejny).

Możliwości stosowania mikropolderów są wielorakie [233], bowiem stanowią one system odwadniający złożony z drenażu z mechanicznym podnoszeniem wody na ujściu do odbiornika. Najczęściej lokalizowane są na obszarach przylegających do jezior o ustabilizowanym zwierciadle wody oraz na niedużych obszarach, których odwodnienie wymagałoby znacznego zagłębienia dna kanałów.

Zdaniem Panadiadi [158] zabagnione obszary, których melioracja związana jest z mechanicznym podnoszeniem wody, można podzielić na typy:

- I. Obszary niezatapiane w czasie wezbrań, przylegające do zbiorników wyrównawczych i jezior o wysokich stanach wody,
- II. Obszary zatapiane podczas wiosennych powodzi, lecz przez okres nieszkodliwy dla rolniczego intensywnego ich wykorzystania,
- III. Obszary zatapiane podczas wiosennych powodzi w ciągu 15-25 dni, na których uprawy wymagają ochrony przed zalaniem w okresie letnio-jesiennym i zimowym (poldery zatapiane),
- IV. Obszary zatapiane wezbrzeniami wiosennymi przez ponad 25 dni. W zależności od sposobu ich wykorzystania (płodozmiany polowe z ozimą roślinnością, pastwiska, osiedla itp.) wymagają ochrony przed zalewem i namuleniem w ciągu całego roku (poldery niezatapiane). Do tego typu należą: rzeczne i jeziorne zalewiska, nadmorskie niziny zatapiane podczas wezbrań sztormowych i przypływów oraz płytkowodne zbiorniki sztuczne na równinnych rzekach i dużych jeziorach.

Typy obszarów, które zdaniem Panadiadi [158] wymagają mechanicznego podnoszenia wody ilustruje rysunek 2.



- 1- stany wezbrań wiosennych, 2- stany letnio-wiosennych wezbrań
 3- stan przedsięwny, 4- stan średni w okresie wegetacji, 5- wał letni (zatapiany),
 6- wał zimowy (niezatapiany).

Rys.2. Typy obszarów depresyjnych wg Panadiadi

Poldery znajdują zastosowanie według Chrisanowa [22] w melioracjach gleb nadrzecznych i przyjeziornych zalewanych lub podtapianych, a także na nizinach nadmorskich, w lokalnych obniżeniach i zapadliskach oraz przy sztucznych zbiornikach wodnych. Biorąc pod uwagę lokalizację polderów i charakter wahań zwierciadła wody w odbiornikach Chrisanow podzielił je na: rzeczne, nizinne i przymorskie. Poldery rzeczne i nizinne występujące w zalewiskach nazywa się dodatkowo zalewiskowymi. Rzeczne poldery buduje

się w miejscach zalewisk rzek dla regulowania czasokresu zatopienia i ochrony tarasu zalewowego podczas wiosennych powodzi. Nizinne poldery budowane są w ujściowych i deltowych odcinkach rzek wpadających do mórz i zalewów oraz w sąsiedztwie brzegów morskich i zbiorników nizinnych (naturalnych i sztucznych). Odróżniają się one od polderów rzecznych dynamiką wahań zwierciadła wody w odbiorniku, elementami konstrukcyjnymi i reżimem pracy przepompowni. Przymorskie poldery budowane są wzdłuż brzegów mórz, zalewów i w ujściowych odcinkach rzek, gdzie wahania zwierciadła wody wywołane są przypiływami i odpływami morza.

Zatapiane poldery, w odróżnieniu od niezatapianych, mogą być okresowo zalewane wiosennymi wezbraniami.

Schroeder [181] rozróżnia poldery niskie - nie mające nigdy swobodnego (grawitacyjnego) odpływu i poldery nizinne, które są tylko okresowo depresyjne, a także poldery letnie o podobnym przeznaczeniu jakie podał Zakaszewski [227]. Ponadto autor ten wspomina o polderach odciążających (retencyjnych), które z punktu widzenia rolnictwa uważa się za środek ostateczny i stosowanie ich należy ograniczać, zwłaszcza przy często występujących zalewach.

Wołoszyn [224] i inni autorzy [16,30,59,203] poldery odciążające wliczają do sztucznych zbiorników innundacyjnych, wykorzystywanych w ochronie przeciwpowodziowej, które po ich zalaniu obniżają kulminacje wezbrań poniżej polderu.

Łukianas i Juszkaukas [123] klasyfikują poldery na zimowe (niezatapiane) i letnie (zatapiane).

Riabkova [174] poldery dzieli na nizinne i rzeczne oraz podlegające wpływom morskim.

W Finlandii zdaniem Muotiala [139] poldery klasyfikuje się na morskie, jeziorne i rzeczne.

Z powyższego przeglądu wynika duża różnorodność klasyfikacji terenów depresyjnych i polderów. Spowodowana jest ona przyjęciem przez autorów różnych kryteriów stanowiących podstawę podziału. Nie zawsze więc wystarcza przyjęcie jednego kryterium, aby móc scharakteryzować polder przez nadanie mu krótkiej nazwy. Dość powszechnym kryterium klasyfikacji stanowi lokalizacja. Są to zatem poldery: morskie, nadmorskie, rzeczne (nadrzeczne), jeziorne (przyjeziorne), przyzbiornikowe. Ze względu na zasolenie wody morskiej oraz wezbrania sztormowe i przypiływowe nazwa polder morski i nadmorski sugeruje, że pewne jego elementy jak wały powinny posiadać taką konstrukcję, aby nie dopuścić do zalewu terenu depresyjnego słoną wodą morską, natomiast w przepompowni zespoły pompowe powinny być dostosowane do zmiennej wysokości podnoszenia wody. Poldery rzeczne mogą się różnić w zależności od tego w jakim biegu rzeki są położone (w deltowym, środkowym, górnym). Poldery rzeczne deltowe zwykle narażone są na zasolenie przy spiętrzeniu wody w morzu więc powinny spełniać wymogi polderów morskich. Te które położone są w środkowym biegu, zwłaszcza w terenach nizinnych (często tak nazywane) mogą mieć różną konstrukcję wałów, przepompowni,

śluz i przepustów. W zależności od wymaganego stopnia ochrony i wykorzystania obszaru depresyjnego nazywane są: niezatapiane (zimowe) oraz zatapiane (letnie). W górnym biegu rzeki są najczęściej obwałowane zawalą z przepustami, śluzami itp. Gdy obwałowane obszary leżą w sąsiedztwie sztucznych zbiorników powyżej budowli piętrzących, z których nadmiar wody usuwają przepompownie - są to poldery. Poldery przyjeziorne charakteryzują się tym, że przepompownie posiadają dość stałą wysokość podnoszenia.

W podobny sposób poldery można klasyfikować według stopnia ochrony obszaru przed wodami zewnętrznymi, głębokości depresji, sposobu zagospodarowania itp. (użytki zielone, grunty orne, budownictwo) i pełnionych funkcji w ochronie przeciwpowodziowej. Tak więc te same poldery mogą niekiedy pełnić kilka funkcji, zatem będą wchodzić kilkakrotnie do różnych klasyfikacji. Są to znane przypadki na przykład w hydraulice - klasyfikacje przelewów.

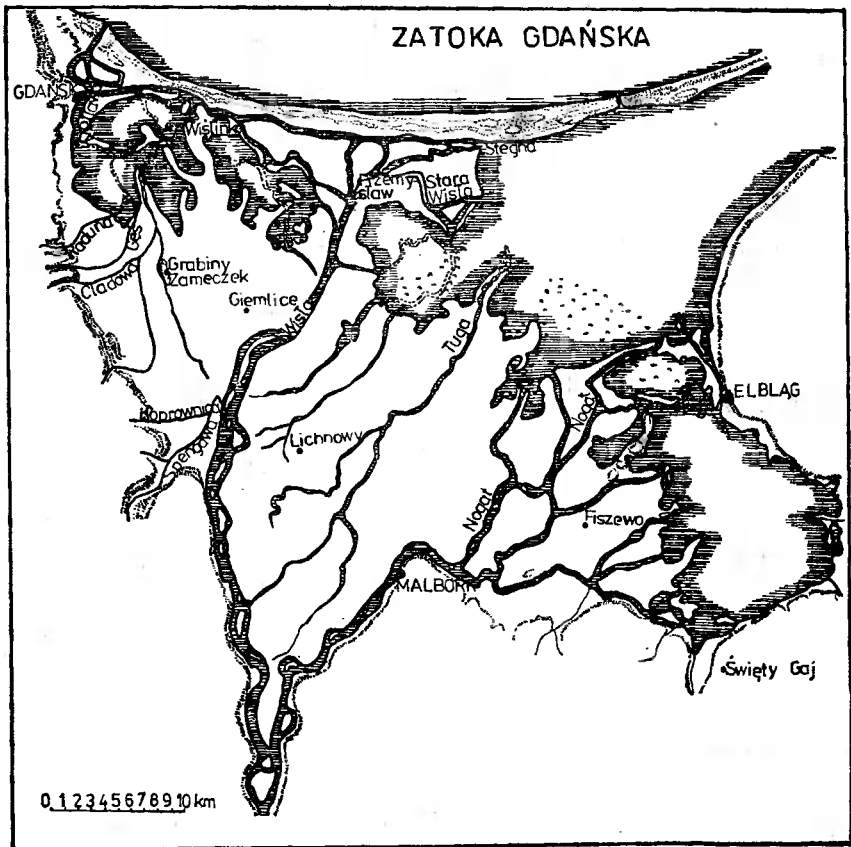
Zdaniem autora przy wstępnym podziale należy odróżnić poldery zatapiane (obejmujące poldery letnie i inmundacyjne) i poldery niezatapiane (obejmujące poldery zimowe, morskie, nadmorskie), gdyż od tego w dużej mierze zależą konstrukcje niektórych elementów polderu, a zwłaszcza możliwości zabudowy i zagospodarowania obszaru depresyjnego.

2. PROBLEMATYKA BUDOWNICTWA POLDERÓW

2.1. CHARAKTERYSTYKA POLDERÓW KILKU PAŃSTW

2.1.1. Poldery w Polsce

Ewolucja stosunków hydrograficznych na Żuławach posiada długą i bogatą w wydarzenia historię. Przebiegała ona pod wpływem czynników i procesów naturalnych oraz dużej ingerencji człowieka. Głównym celem działalności ludzi była dążność do poprawy warunków żeglugi, zabezpieczenia przeciwpowodziowego i zagospodarowania depresyjnie położonego terenu poprzez budowę polderów. Te trzy kierunki prac w delcie Wisły najczęściej przebiegały równolegle lub z niewielkim przesunięciem w czasie, gdyż były od siebie współzależne. Według Mikulskiego [134] odtworzenie zmian w delcie Wisły w okresie wczesnodziejowym utrudnia lub wręcz uniemożliwia brak opisów i źródeł kartograficznych. Pierwsze wzmianki z 890 r. pochodzą od angielskiego żeglarza Wulfstana. Syntezą danych z około 1300 r., którymi dysponował Bertram, jest mapa przedstawiająca sytuację hydrograficzną delty Wisły (rys.3). Według nowszych badań gleboznawczych, hydrologicznych i melioracyjnych możliwy był jednak nieco inny układ hydrograficzny [20]. Budowa polderów w celu rolniczego wykorzystania terenów depresyjnych wiąże się z regulacją cieków, a zwłaszcza z wykonaniem obwałowań. Należało bowiem rozwiązać problem odprowadzenia nadmiaru wody z obszarów zawałi. Zapoczątkowana została ona prawdopodobnie na przełomie XIII i XIV w. Jak podają Majewski [125], a także Cyberski i Mikulski [23] obwałowania na Żuławach Gdańskich zostały ukończone w 1380 r., natomiast Nogatu w XV w. Po wielkich powodziach (1540 i 1543 r.) nastąpiło wyludnienie Żuław, jednak sprowadzenie osadników holenderskich, którzy posiadali duże doświadczenie przy odwadnianiu terenów depresyjnych, przyczyniło się do nasilenia prac melioracyjnych. W 1554 r. podjęto działania nad rozdziałem odpływu wód Wisły na Leniwkę i Nogat. Prawne potwierdzenie tego rozdziału w stosunku 2:1 znalazło swój wyraz w dekreście królewskim z 13.VI.1613 r. Sztuczne pogłębienie Leniwki i skierowanie nią większej części przepływu spowodowało odkładanie się rumowiska na ujściu pod Gdańskiem, przez co pogorszyły się warunki żeglugi oraz stosunki wodne na przyległych terenach. Na początku XVII w. nastąpił intensywny napływ Holendrów, ze względu na przesładowania religijne w ich kraju. Pod koniec XVII w. produkty sedymentacji rumowiska doprowadziły do powstania nowej wyspy (obecne Westerplatte). Powijały się często zatory lodowe i powodzie. W 1667 r. po celowym przerwa-

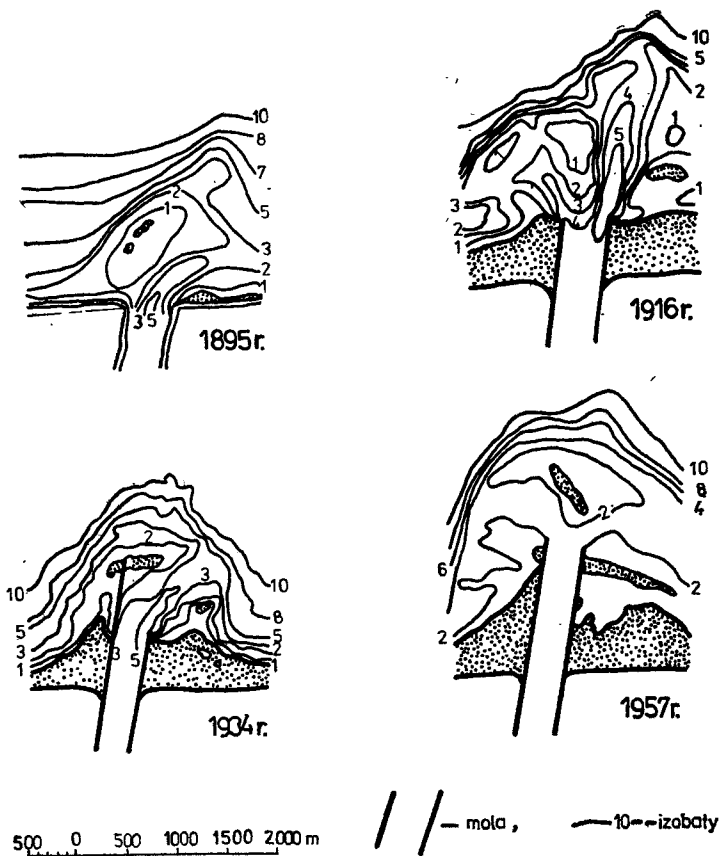


Rys.3. Sytuacja hydrograficzna delty Wisły w 1300 r. wg Bertrama

niu wałów na rozkaz króla szwedzkiego Karola Gustawa, Żuławy zostały zalane wodą. Po naprawie wałów przystąpiono do odwodnienia i zagospodarowania terenu. W 1747 r. wody Nogatu w sposób naturalny przedarły się do Wisły. Projekt regulacji stosunków wodnych przedkłada Suchodolec. Na wejściu do Nogatu wykonano w 1766 r. budowle zwięzające koryto, dla ograniczenia dopływu wód z Wisły. Powstają kolejne projekty, jak np. w 1768 r. projekt Woytana dotyczący całkowitego odcięcia Nogatu od Wisły; w 1791 r. Gilly'ego - przewidujący regulację Wisły pod Białą Górą; w 1806 r. Eytelweina na przekop między Wisłą a Nogatem. W latach 1813-1815 Żuławy ponownie zostają zalane w wyniku przerwania wałów (1813 r.) w czasie oblężenia Gdańska przez Rosjan i Prusaków. Od 1.I.1815 r. rozpoczęto systematyczne obserwacje wodowskazowe w Nowym Porcie. Cochius i Hartmann przedkładają w 1816 r. projekty regulacji dolnej Wisły. W trzeciej dekadzie stycznia 1840 r. przez Leniwkę (gdyż Nogat i Szkarpa były skute lodem) nastąpił pochód kry lodowej w kierunku jej ujściowego odcinka zwanego Wisłą Gdańską. Powstaje tu duży zator na długości kilkunastu kilometrów, któremu towarzyszy wysokie wezbranie oraz intensywna filtracja wody przez wydmy.

Doprowadza to (z 31.I. na 1.II.1840 r.) do przerwania wydóm na długości 1,5 km w miejscowości Górki. Nowe ujście - nazywane Przełomem Wisły (a przez W. Pola - Wisłą Śmiałą) przejęło dotychczasowe funkcje Wisły Gdańskiej, którą zaczęto nazywać Martwą Wisłą. Przełom Wisły skrócił o 14 km bieg rzeki, co doprowadziło do powiększenia spadku i wzmocnienia procesów erozyjnych oraz przejmowania odpływu ze Szkarpawy (która z czasem ulegała zamuleniu i zarastaniu), a następnie z Nogatu. Na ujściu Przełomu Wisły następuje akumulacja rumowiska, niekorzystna dla żeglugi oraz odpływu wody i kry lodowej. W 1835 r. podjęto prace regulacyjne dla kontrolowanego rozdziału wód (po 1/3) na Nogat, Szkarpawę i Wisłę Gdańską. Utworzenie identycznych szerokości (po 125 m) koryta nie doprowadziło jednak do poprawy żeglugi i bezpieczeństwa przeciwpowodziowego. Zator lodowy i powódź spowodowały (1888 r.) przerwanie obwałowań Nogatu i odpływ wód wprost do morza. W latach 1889-1895 podjęto budowę przekopu pod Świbnem oraz śluz odcinających Szkarpawę i Wisłę Gdańską. Dla zmniejszenia zagrożenia powodziowego na Żuławach zdecydowano odgrodzić Nogat od Wisły, którą wielka woda i kra lodowa miały być odprowadzane do morza. Rozpoczęte w sierpniu 1912 r. prace trwały do września 1917 r. i dotyczyły budowy na Nogacie jazu wpustowego i śluzy żeglugowej. Posiadają one duże znaczenie dla żeglugi i melioracji Żuław. Na ujściu wód z Przekopu do Zatoki Gdańskiej następuje akumulacja rumowiska w postaci stożka, utrudniającego żeglugę i spływ kry lodowej. Dla przedłużenia zdolności transportowania rumowiska przez wodę, podjęto w latach międzywojennych [134] budowę obwałowań kamiennych (moli), które z biegiem lat przedłużono do 1,5 km (rys.4), a ostatnio do 2,2 km (1959 r.) i 2,3 km (1965 r.). Zawala obwałowanych rzek dzielone były na mniejsze jednostki obszarowe (poldery), z których do drugiej połowy XIX w. usuwano zbędną wodę przy pomocy kół czerpalnych (o średnicy do 6,5 m) napędzanych wiatrakami (rozpiętość skrzydeł do 9 m). Mała wysokość podnoszenia wody (1-1,5 m), wydajność (do 200 l/s) i sprawność ($\eta = 0,15$) oraz uzależnienie od wiatru, ograniczały intensyfikację produkcji rolnej. Ten ostatni mankament został od drugiej połowy XIX w. eliminowany w wyniku wprowadzania maszyn parowych, zwłaszcza lokomobil. Początkowo stosowano je do napędu dotychczasowych urządzeń podnoszących wodę np. śrub Archimedesesa. Pozostawiono jednak wiatraki do pracy w porze wietrznej, tak więc stanowiły one przez około 500 lat pracy trwały element krajobrazu żuławskiego [73]. Powierzchnie poszczególnych polderów były niewielkie (około 200 ha) i stosowano różnorodne sposoby poruszania kół wodnych i śrub Archimedesesa. Cebulak [19] podał, że według szacunku Kellera na Żuławach Gdańskich w 1899 r. było 38 przepompowni z napędem parowym o stałych kotłach, 38 lokomobilowym, 43 wiatrakowym i 14 z napędem konnym.

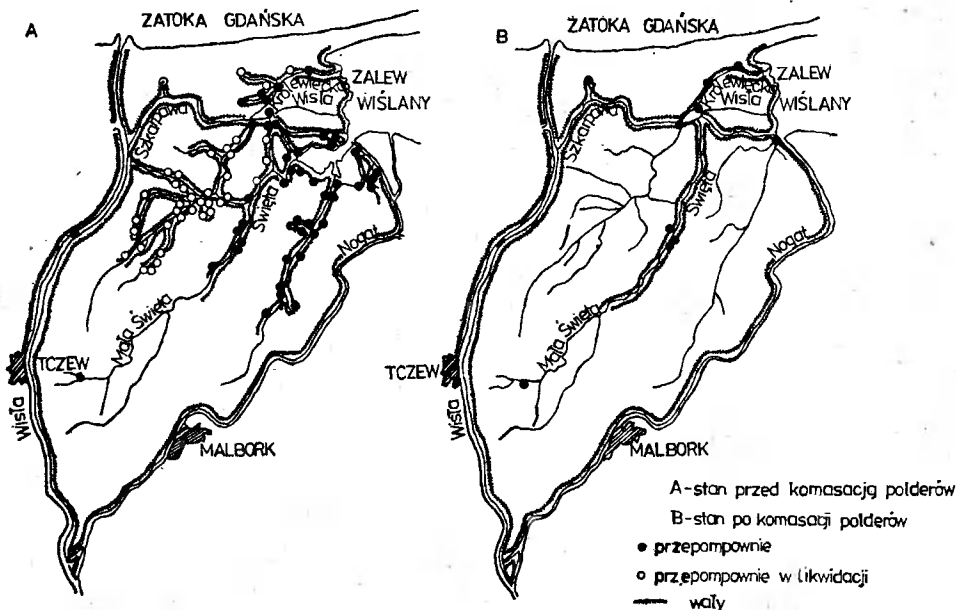
Zastosowanie dużych silników parowych i pomp ograniczały wówczas problemy techniczno-ekonomiczne fundamentowania na gruntach słabonośnych i mocno nawodnionych. Na początku XX w. zapoczątkowano wymianę dotychczasowych urządzeń do podnoszenia wody. Wprowadzanie pomp wirnikowych i silników spalinowych oraz elektrycznych pobudziło rozwój mechanicznego odwodnienia. Pompy wirnikowe, w przeciwieństwie do kół czerpalnych lub śrub Ar-



Rys.4. Rozwój stożka pod Świbnem wg Łomniewskiego

chimesesa, mogły podnosić wyżej wodę oraz pompować ją także spod lodu, a ponadto posiadały większą sprawność. Możliwe stało się podjęcie prac nad komasacją małych i średnich polderów. Jak podaje Sochof [187] proces komasacji zapoczątkowany w ubiegłym wieku i trwający dotąd spowodował 2,5-krotne zmniejszenie liczby stacji pomp w porównaniu z 1890 r. Takiej skali komasacji nie obserwowano w ujściu Odry i na pobrzeżu Bałtyku. Największe dwa poldery Chłodniewo i Marzęcino odwadniają po około 22 tysiące ha. Według Cebulaka [20] na Żuławach Wielkich (podobnie jak obecnie na Żuławach Elbląskich) było najwięcej przepompowni i polderów, lecz w wyniku komasacji w okresie niespełna 100 lat liczba polderów (przepompowni) zmniejszyła się ze 133 do 10 (rys.5). Rezultaty komasacji innych polderów podano w pracy [20] oraz obecnie można je obserwować podczas trwających robót. Należy podkreślić, że wiosną 1945 r. wojska hitlerowskie celowo niszczyły wały, przepompownie oraz inne urządzenia hydrotechniczne i energetyczne. Około 90 tysięcy hektarów znalazło się pod wodą. Mimo braku dokumentacji, części zamiennych itp. już w 1945 r. przystąpiono do odbudowy polderów,

którą zakończono w 1948 r.



Rys.5. Przepompownie przed i po komasacji polderów na Żuławach Wielkich wg Cebulaka

Po tym ogromnym wysiłku służby wodno-melioracyjnej - w latach 1948 - 52 podjęto prace nad renowacją urządzeń podstawowych, a w latach 1952 - 62 nad renowacją i modyfikacją (porządkowaniem) polderów oraz innych urządzeń. Początkowo rzędne korony wałów wynosiły 1,5 m npm, które podczas spływu wielkiej wody i wezbrania sztormowego na przełomie 1913/14 r. okazały się zbyt niskie. Podjęto prace nad podwyższeniem i wyrównaniem korony na odcinkach osiadyłych oraz wbudowano śluzy o samoczynnie działających zamknięciach między innymi w Piławie. Według Woźniaka i współautorów [225] zabezpieczała ona Zalew Wiślany przed skutkami sztormów i dlatego spiętrzenie nie przekraczało 1,5 m npm mimo, że na otwartym morzu było 2,0 m npm. Jednak zniszczenie podczas II wojny światowej śluzy w Piławie (leżącej obecnie poza granicami Polski) spowodowało wzrost stanów w Żalewie Wiślanym do 1,9 m npm (np. 2 - 4.IV.1955 r.) i przelewanie się wody przez wały na poldery. Autorzy [225] podają, że maksymalna depresja na Żuławach Gdańskich (9500 ha) wynosi 1,3 m ppm, natomiast na Żuławach Wiślanych (18000 ha) i Żuławach Elbląskich (19000 ha) wynosi 1,9 m ppm. Obszar odwadniany mechanicznie wynosi około 107000 ha, zatem jest około 2,3-krotnie większy od polderów. W wielu przypadkach mimo gęstej sieci rowów, przy słabej przepuszczalności gleb utrzymuje się zbyt wysoki poziom zwierciadła wód gruntowych. Sochoń [187], a następnie Kowalik [101,102] stwierdzają, że istniejące wzdłuż rowów wargi (wałki), z niesplantowanego urobku podczas prac

konserwacyjnych, znacznie utrudniają spływ wody. Ponadto zarastanie rowów i kanałów oraz mała wydajność pomp są dodatkowymi czynnikami, które ograniczają właściwe odwodnienie.

Z powyższego opisu wynika, że ewolucja stosunków wodnych i polderów w delfcie Wisły była bardzo duża. Według szacunku Kisielewskiego [73] do 1600 r. pozyskano 1790 ha nowych terenów, 1600+1700 r. - 3600 ha; 1700+1800 r. - 8550 ha; 1800+1900 r. - 3080 ha; 1900+1936 r. - 2680 ha; po 1936 r. - 1500 ha; czyli w ciągu 550 lat - 21150 ha oraz corocznie zdobywano średnio 38 ha urodzajnych gleb. Charakterystykę polderów na Żuławach delty Wisły zaczerpniętą z opracowania Krzemińskiej [109] podaje tabela 1.

Tabela 1

Charakterystyka polderów na Żuławach delty Wisły z 1963 r. wg Krzemińskiej

Grupa	Powierzchnia polderu ha	Liczba przepompowni i powierzchnia polderu		Procentowy udział		Średnia wielkość polderu ha
		Liczba szt.	Powierzchnia ha	prze-pompowni	po-wierzchni	
I	do 100	15	1072	11,6	0,9	71
II	100-300	36	7860	27,9	7,0	218
III	300-500	31	11984	24,0	10,6	387
IV	500-800	19	11549	14,7	10,3	608
V	800-1000	8	7397	6,2	6,6	925
VI	1000-2000	14	18124	10,9	16,1	1295
VII	2000-3500	4	11344	3,1	10,1	2836
VIII	pow. 21000	2	43270	1,6	38,4	21635
Razem		129	112600	100,0	100,0	873

Według Augustowskiego [2] gleby Żuław uznane są za najbardziej urodzajne w Polsce, a region za najwartościowszy obszar rolniczy. Stanowią je mady (młode, darniowe i darniowo-brunatne), czarne ziemie aluwialne, gleby bagienne, glejowe, torfowe i murszowe.

Dodatkowe informacje o rozwoju i eksploatacji polderów delty Wisły można znaleźć w literaturze [6,7,18,19,21,65,73,74,87,104,109,151,160,180,181,187,214,218].

Drugim rejonem, gdzie istnieje dużo polderów, jest Pomorze Północno-Zachodnie. Tereny depresyjne występują tu w dużych kompleksach w dolinie Odry oraz w sąsiedztwie jeziora Dąbskiego, Zalewu Szczecińskiego i południowego Bałtyku. W tabeli 2 przedstawiono rozmieszczenie polderów, natomiast w tabeli 3 charakterystyczne ich parametry dla województw koszalińskiego i szczecińskiego.

Rozmieszczenie polderów w woj. koszalińskim i szczecińskim (w granicach sprzed 1975 r.) wg Klugiewiczza

Powiaty	Grupa polderu według wielkości powierzchni w ha											Razem (szt)				
	I ≤100	II 104- -200	III 201- -300	IV 301- -400	V 401- -500	VI 501- -600	VII 601- -700	VIII 701- -800	IX 801- -900	X 901- -1500	XI 1501- -2000	XII 2001- -2500	XIII > 2500	pol- de- rów	pre- pom- powni	agre- gatów
Koszalin	2	3	3	1	3	-	-	2	1	-	-	-	-	15	15	24
Sławno	1	1	1	1	-	1	1	-	1	-	-	-	-	16	16	12
Słupsk	1	8	3	-	-	1	2	-	-	-	-	-	-	7	7	24
Kołobrzeg	4	-	1	-	-	1	-	1	-	-	-	-	-	4	4	7
Drawsko	4	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	2	2	4
Szczecinek	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	3
Miastko	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	1
Szczecin	6	3	4	3	1	-	1	-	-	-	-	-	-	18	19	22
Kamień Pomorski	1	3	2	2	2	1	1	-	-	-	-	-	-	13	13	22
Goleniów	1	1	2	1	-	1	-	-	1	2	2	1	1	11	14	22
Wolin	4	2	1	2	-	1	-	-	-	3	1	-	-	11	11	15
Gryfice	1	1	1	1	-	-	-	1	2	-	2	-	-	8	9	16
Gryfino	1	2	1	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	7	9	19
Pyrzyce	-	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	2
Myślibórz	-	1	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	2
Chojna	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1	4
(S) polderów	27	24	19	12	6	5	5	4	6	5	5	1	124	-	-	-
(S) przepompowni	28	24	20	12	6	5	5	4	7	6	7	3	-	132	-	-
(S) agregatów	29	29	29	19	11	10	8	9	13	11	13	9	-	-	-	189

Tabela 3

Parametry polderów woj. koszalińskiego i szczecińskiego (w granicach sprzed 1975 r.) wg Kluglewicza

Grupa	Powierzchnia polderów ha	Sumaryczna		Powierzchnia polderu			łączna powierzchnia zlewni F _Z ha	$\frac{F_Z}{F_P}$	$\frac{Q}{F_P} \frac{l}{s \text{ ha}}$	$\frac{Q}{F_Z} \frac{l}{s \text{ ha}}$	$\frac{N}{F_P} \text{ kW/ha}$	$\frac{N}{F_Z} \text{ kW/ha}$
		wydajność pomp Q l/s	moc zainstalowanych silników N kW	łączna F _P ha	średnia ha	%						
I	≤ 100	3490	272,7	1313	48,6	2,08	4105	3,13	3,76	0,85	0,208	0,066
II	101 - 200	3860	331,1	3514	146,4	5,57	7760	2,21	1,10	0,50	0,094	0,043
III	201 - 300	7700	471,1	4684	246,5	7,43	12931	2,76	1,64	0,59	0,101	0,036
IV	301 - 400	5700	367,0	3930	327,4	6,23	9200	2,34	1,45	0,62	0,093	0,040
V	401 - 500	3610	249,0	2786	464,3	4,42	4282	1,54	1,30	0,84	0,079	0,051
VI	501 - 600	2550	136,7	2864	572,8	4,54	5674	1,98	0,89	0,45	0,048	0,024
VII	601 - 700	2080	109,5	3152	630,4	5,00	5300	1,68	0,66	0,39	0,035	0,021
VIII	701 - 800	4700	334,4	3848	769,6	6,10	5230	1,36	1,22	0,90	0,087	0,064
IX	801 - 900	1450	69,7	3303	825,7	5,24	4957	1,50	0,44	0,29	0,021	0,014
X	901 - 1500	8400	445,7	7488	1248,0	11,87	22853	3,05	1,12	0,37	0,055	0,018
XI	1501 - 2000	5600	366,0	9015	1805,0	14,29	14195	1,57	0,62	0,39	0,041	0,026
XII	2001 - 2500	18250	1042,0	13480	2696,0	21,37	22482	1,67	1,35	0,81	0,077	0,046
XIII	> 2500	1350	82,0	3700	3700,0	5,86	10790	2,92	0,36	0,12	0,022	0,008
Dla 2 województw		68740	4216,9	63077	508,7	100,00	129759	2,06	1,09	0,53	0,067	0,032

Szczegółową analizę techniczną tych polderów podał autor we wcześniejszych opracowaniach [77,78,80,84]. Ogólnie można tu stwierdzić, że wiele tych polderów w czasie II wojny światowej uległo zniszczeniu, a na podtopionych obszarach pojawiły się wtórne procesy bagienne. W pierwszych powojennych latach prace melioracyjne polegały na odbudowie oraz naprawach zniszczonych urządzeń i zagospodarowaniu terenów. Stare agregaty pompowe po wielu latach eksploatacji posiadały niską sprawność, często ulegały awarii, brak było do nich części zamiennych, dlatego zastępowano je nowymi, produkcji krajowej lub obcej, np. rumuńskiej - Dunare'a. Należy wspomnieć, że stare agregaty pompowe oraz produkcji powojennej mają różne wymiary elementów służących do montażu. Powoduje to, że wymiana ich w większości przypadków łączy się z koniecznością wykonania kosztownych prac. Ta uwaga często podnoszona jest w województwach nadbałtyckich oraz bydgoskim, toruńskim i włocławskim. Zaprojektowano wiele nowych przepompowni o interesującej konstrukcji, natomiast w wykonawstwie ich wyspecjalizowało się szereg przedsiębiorstw.

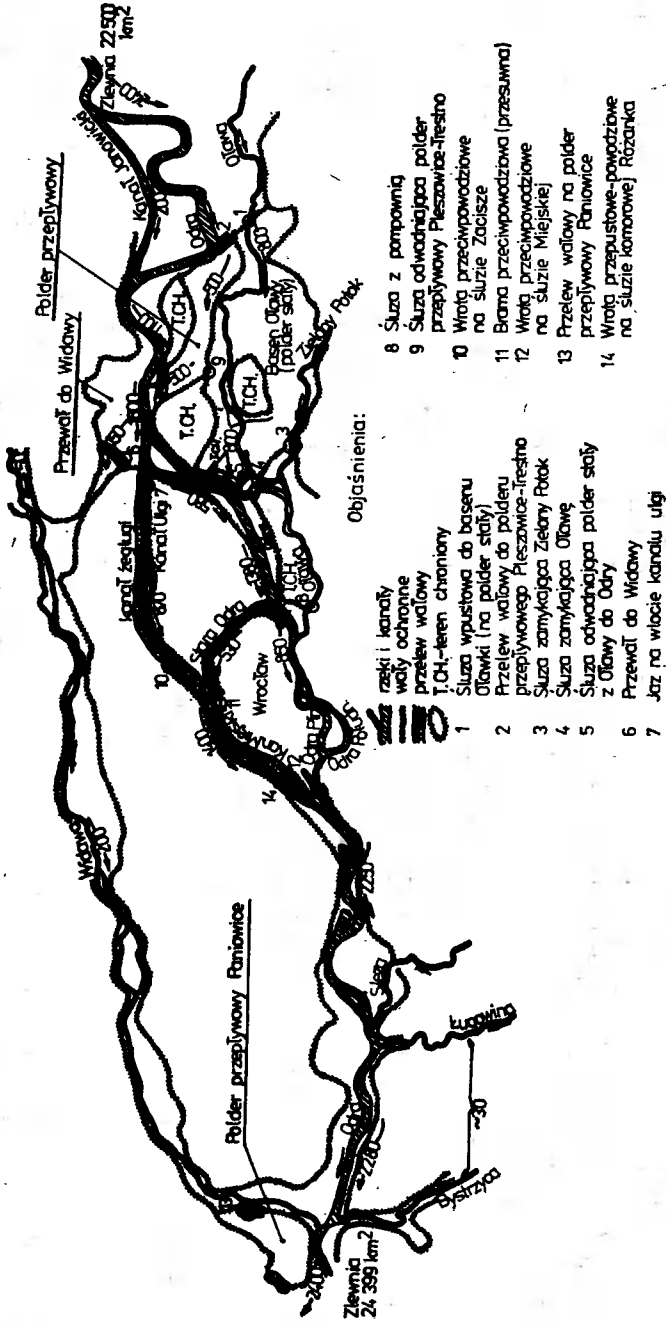
Na terenach depresyjnych Pomorza Zachodniego dominują torfowiska i gytiowiska, których powierzchnia intensywnie osiada pod wpływem odwodnienia i procesów rozkładu substancji organicznej. Ponadto autor [78] stwierdził, że szereg przepompowni posadowionych na palach stojących (słupowych) należało obniżyć, dla umożliwienia dopływu wody do komór ssących. Nowe przepompownie budowano na studniach zapuszczonych lub na fundamentach o konstrukcji (BPWM w Szczecinie) złożonej z pali i studni opartej na ich głowicach. Przebudowano również stare mocno zniszczone i osiadłe (nierównomierne) wały, które dość często zbudowane były z torfu pozyskanego z wykopu kanałów i rowów. W związku z przebudową polderów i koniecznością dostosowania obiektu do warunków intensywnego użytkowania, zwłaszcza pracy ciężkiego sprzętu mechanicznego, wykonano nowe systemy sieci wodnej i drogowej. Sieć wodna coraz częściej stanowi tzw. system kombinowany, w którym wykonuje się rowy o większych rozstawach z dużym łanem między nimi (łatwiejszym do prac pielęgnacyjnych) dodatkowo zdrenowanym. Drogi kołowe wyposażono w utwardzoną nawierzchnię, która ułatwia transport zielonej masy traw do suszarni mechanicznych.

Według Brochockiego [14] poldery znajdują się w dolinie Warty i Noteci (15 przepompowni) oraz w rejonie Odry koło Sulichowa i Zielonej Góry (8 przepompowni). Wołoszyn [224] podał lokalizację polderów w rejonie Wrocławia wraz z ich funkcją w ochronie przeciwpowodziowej (rys.6).

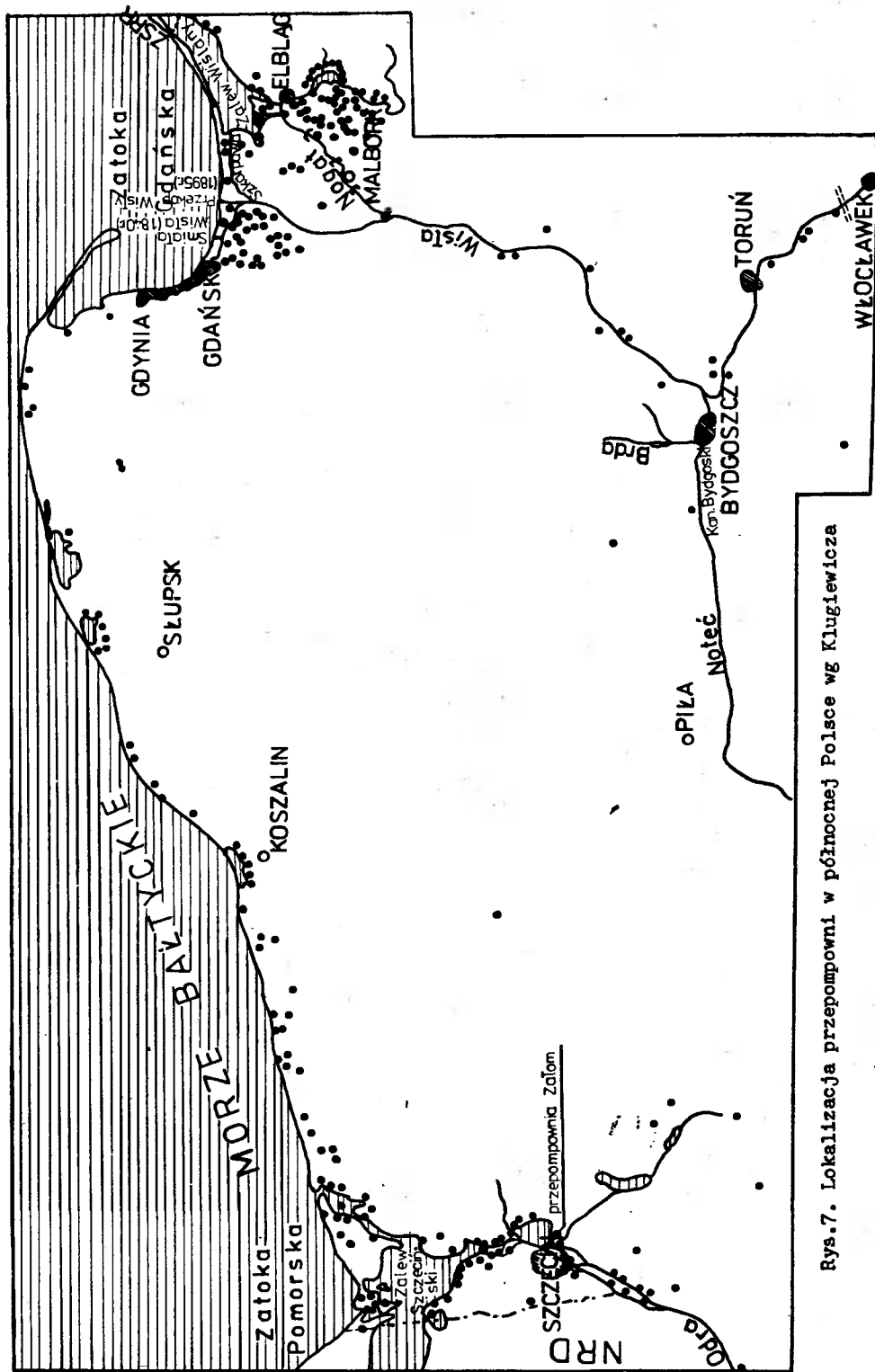
Według danych Głównego Urzędu Statystycznego [48] na początku 1970 r. w Polsce 452 przepompownie odwadniały 366400 ha (tab.4).

Na podstawie zebranych danych autor opracował mapę (rys.7) rozmieszczenia przepompowni w Polsce Północnej.

Powierzchnia terenów depresyjnych (zwłaszcza przy sztucznych zbiornikach) wymagających mechanicznego odwadniania stale się powiększa i taką tendencję przewiduje się w przyszłości [52,168,194,201].



Rys.6. Urządzenia przeciwpowodziowe w rejonie Wrocławia wg Wołoszyna



Rys.7. Lokalizacja przepompowni w północnej Polsce wg Klugiewicza

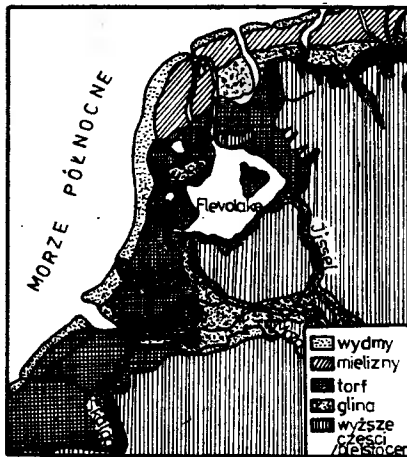
Przepompownie i poldery w Polsce na dzień 31.XII.1969 r. wg GUS

Lp	Nazwa województwa	Liczba przepompowni szt.	Powierzchnia polderów w tys. ha
1	Białostockie	2	5,9
2	Bydgoskie	15	22,3
3	Gdańskie	154	136,6
4	Kieleckie	4	0,4
5	Koszalińskie	58	19,0
6	Krakowskie	11	6,4
7	Lubelskie	3	0,9
8	Olsztyńskie	36	8,9
9	Opolskie	6	2,5
10	Poznańskie	13	11,0
11	Rzeszowskie	1	0,0
12	Szczeciński	84	45,5
13	Warszawskie	8	22,3
14	Wrocławskie	23	8,5
15	Zielonogórskie	34	76,2
Łącznie w 1969 r.		452	366,4
Łącznie w 1968 r.		434	332,4
Przyrost w 1968/69		18	34,0

2.1.2. Poldery w Holandii

Za kolebkę rozwoju budownictwa polderów powszechnie uważana jest Holandia, zwana też Niderlandami czyli Niskim Krajem. Depresja bezwzględna zajmuje aż 35-40% terytorium kraju, a dalsze 35% powierzchni wznosi się tylko do 1 m n.p.m. - co czyni nazwę adekwatną do wysokościowego usytuowania. Największa depresja (6,6 m) występuje na polderze księcia Aleksandra w pobliżu Rotterdamu. Wybrzeże Holandii podlegało dużym przeobrażeniom na przestrzeni ostatnich 2000 lat. Na rysunku 8 [143] i rysunku 9 [141] pokazano 4 etapy czasowe przeobrażeń wybrzeża Holandii. Istniejące przed 2000 lat naturalne wydmy piaszczyste, które uformowały się pod wpływem falowania i przybrzeżnych prądów morskich, chroniły ląd depresyjny przed zalewem słonych wód morskich. Przyczynami stopniowego wdzierania się wód morskich w głąb holenderskiego lądu były mała jego wytrzymałość i wysokie falowanie (sztormowe > 7 m i pływowe ok. 2-3 m) oraz obniżające ruchy skorupy ziemskiej (średnio 2-3 mm/rok). Dla powstrzymania tych destrukcyjnych procesów i zdobycia nowych obszarów lądu, podjęto przed około 1200 laty prace zabezpieczające i utworzono polder, który dotychczas jest eksploatowany. Nasilenie procesów niszczących strefę brzegową przypada na XII-XIV w. i pod ich wpływem powstają liczne zatoki jak Zuider Zee, Dolard i inne. Wdzieranie się wód morskich do ówczesnego słodkowodnego jeziora Flevo położonego na północno-wschodnim kierunku od Amsterdamu, powodowało jego systematyczne zasalanie i powiększanie, aż w końcu połączyło się z morzem

i tak powstała Zatoka Zuider Zee.



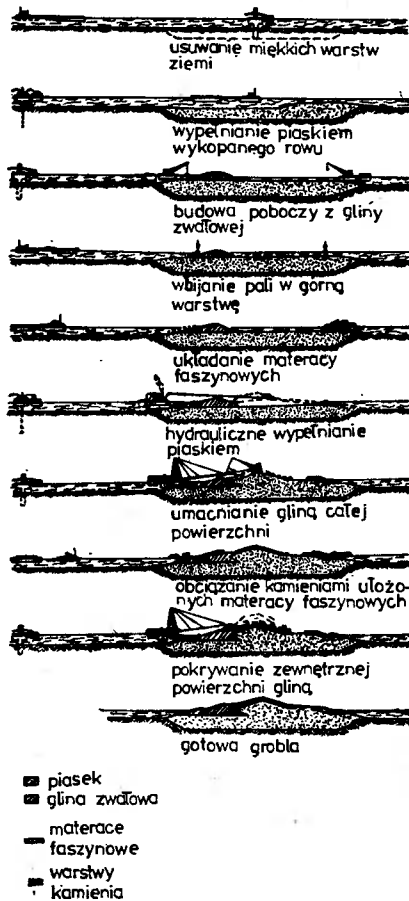
Rys.8. Wybrzeże Holandii przed 2000 laty wg Hetteema



Rys.9. Zmiany wybrzeża Holandii wg Romera

Wzrasta intensywność prac nad poszukiwaniem takich rozwiązań, które zapobiegną inwazji morza na ląd i umożliwią stopniowe odzyskiwanie zagarniętego wcześniej lądu. Projekt zabezpieczenia wybrzeża Holandii opracował w 1667 r. Hendrik Steven, a w 1849 r. inni specjaliści. Rząd holenderski przedkłada w 1887 r. parlamentowi projekt W. F. Leemansa, który jednak nie został zatwierdzony ze względu na duże koszty i trudności realizacyjne. Po wnikliwych studiach poprzednich projektów i analizie wyników badań terenowych w latach 1891-1894 projekt opracował Cornelis Lely. Projekt ten został zatwierdzony w 1918 r. i wszedł do realizacji na przełomie 1919/20 r. z niewielkimi zmianami. Główne koncepcje tego projektu polegały w pierwszym rządzie na odgradzeniu Zatoki Zuider Zee od Morza Wadden, a tym samym i wezbrań powodowanych przypływami i sztormami na Morzu Północnym. Temu celowi służyła 2,5 km tama pomiędzy Nordholland (polder Anna Paulowna) a wyspą Wieringen (zbudowana w 1924 r.) oraz 29 km Wielka Tama między Wieringen a Fryzją (zbudowana w 1932 r.). Powierzchniowe wody oddzielonej

od morza Zatoki Zuider Zee tylko częściowo miały być odpompowane, gdyż w środkowej części tego dużego akwenu utworzono jezioro IJssel, spełniające różne funkcje, m.in. zbiornika wyrównawczego w okresie sztormów, . . . kiedy liczne śluzy znajdujące się w tamie muszą być zamknięte. Na pozostałym obszarze przewidziano utworzenie lądu, przez budowę 5 polderów i zagospodarowanie. Wymiary Wielkiej Tamy są imponujące, gdyż jej długość przekracza 29 km, szerokość korony 32,5 m i korpusu w linii wodnej 90 m. Korona wznosi się ponad normalnym stanem zwierciadła wód Wadden Zee 6,8-7,6 m, a nad stanem maksymalnym 3,5 m. W tamie wbudowanych jest 28 obiektów hydrotechnicznych, w tym 25 śluz dla odpływu wody z jeziora IJssel i żeglugi statków o wyporności do 6000 ton. Według Nowackiego [143] etapy budowy obwałowań polderowych na akwenach wodnych (rys.10) zazwyczaj są następujące:



Rys.10. Etapy budowy wałów w akwenach wodnych Holandii wg Nowackiego

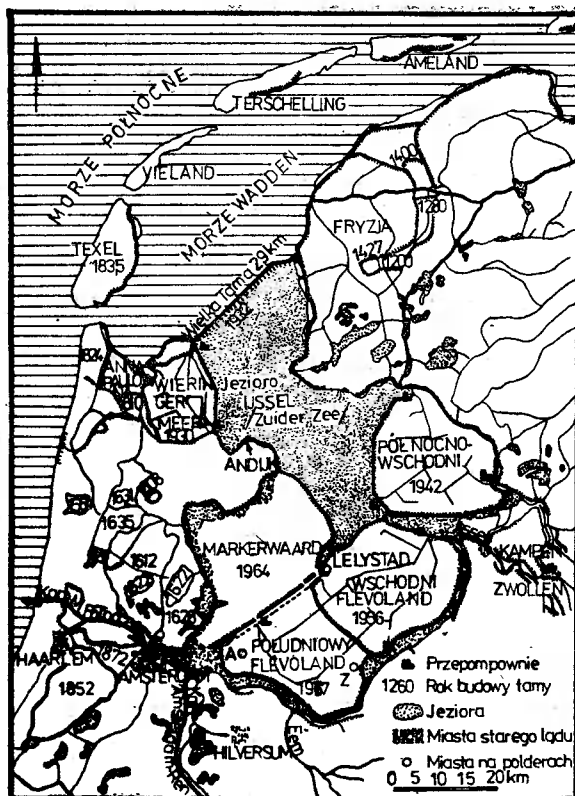
1. Prace przygotowawcze (tyczenie trasy i stabilizacja charakterystycznych punktów przekroju poprzecznego oraz badania podłoża).
2. Wymiana gruntu (usunięcie słabonośnej do 2 m miąższości warstwy namulów oraz iłu przez podwodne wykonanie koryta o dnie sięgającym do stropu bardziej wytrzymałej 200 m warstwy piasku, wypełnienie koryta piaskiem dowożonym taborem pływającym).
3. Budowa ograniczających grobli (wbicie palisady, ułożenie materacy faszynowych, kamienia, gliny oraz iłu) o koronach wzniesionych ponad zwierciadło wód akwenu.
4. Budowa korpusu tamy wraz z ubezpieczeniem jej skarp (hydrauliczny transport piasku dowożonego barkami w przestrzeń między ograniczającymi groblami). Stopniowe ubezpieczanie skarp materacami faszynowymi lub plastikowymi z narzutem kamiennym naturalnym lub sztucznym oraz dalsze namywanie korpusu piaskiem. Ubezpieczenie skarp w strefie oddziaływania falowania przy pomocy płyt betonowych lub narzutu kamiennego, a powyżej wysiew nasion traw powodujących zadarnienie a następnie ochronę przed erozją wodną i wietrzną.
5. Zabudowa korony, stosownie do jej przeznaczenia (drogi, szosy, szlaki kolejowe).

Obszar Zatoki Zuider Zee (rys.11) między starym lądem a jeziorem IJssel został przeznaczony do budowy 5 polderów [12,47,98,142,143,214].

Polder Północno-Zachodni (Wieringermeer) o powierzchni 19600 ha budowano w latach 1927-1929 równocześnie z Wielką Tamą przy otwartej jeszcze Zatoce Zuider Zee. Po wykonaniu wałów, kanałów i 2 przepompowni w 1930 r. rozpoczęto odpompowywanie wody (ok. 600 mln m³), co trwało 6 miesięcy. W czasie działań wojennych polder został zatopiony i porośnięty trzcina wysokości ok. 4 m i średnicy 2,5 cm. Po powtórnym odwodnieniu, trzcinę niszczone czołgami (wyposażonymi w peryskopy) a miejscami wypalano. Utworzone przez sieć rowów działki rolne miały kształt prostokątów o wymiarach 80 x 250 m. Na 1 gospodarstwo rolne przydzielano po około 3 działki, czyli 6 ha. Polder został przekazany do eksploatacji w 1941 r., jednak zagospodarowanie jego kontynuowano do 1948 r. Z ogólnej powierzchni polderu użytki rolne zajmują 87%, zabudowania 1%, lasy 3%, sieć wodna, tamy i drogi 9%.

Polder Północno-Wschodni o powierzchni 47600 ha chroniony jest przed zatopieniem tamami 65 km długości oraz 3 przepompowniami zbudowanymi w okresie 1936-1940 r. Zmeliorowany został on w 1942 r., a zagospodarowanie i zasiedlenie polderu nastąpiło w latach 1942-1958. Istniejące na nim kanały umożliwiają żeglugę 300-tonowym statkom. Z ogólnej powierzchni polderu zajmują: 87% użytki rolne, 1% zabudowania, 5% lasy, 7% sieć wodna, tamy i drogi.

Polder Wschodni Flevoland posiada powierzchnię 53200 ha i jest chroniony tamami 90 km długości oraz 3 przepompowniami zbudowanymi w latach 1950-1956. Odpompowywanie wody z tego polderu trwało 9 miesięcy.



Rys.11. Poldery na Zatoce Zuider Zee oraz na sąsiednich obszarach wg Kostrzewy i Wagreta

Z artykułów Gierata [47] i innych autorów wynika, że w naturalnych warunkach proces dojrzewania gleb pozyskanych z dna morskiego zawierającego 77% żyznych namulów gliniastych, 18% piasku, 5% torfów oraz ilów przebiega w trzech fazach:

I faza - następująca po odpompowaniu wody z polderu i odsłonięciu dna,

II faza - intensywnego wzrostu roślinności i osuszania profilu glebowego oraz tworzenia się 1-metrowej warstwy gleby, co trwa 8-12 lat,

III faza - procesów homogenizacji gleb, które trwają 100-500 lat.

Skrócenie czasu trwania I i II fazy jest możliwe (na co wskazują badania na Flevolandzie) przez wykonanie zabiegów agromelioracyjnych. Polegają one na głębokiej (1-2 m) systematycznej lub tańszej - pasowej orce, zaszczerpieniu jałowych gleb specjalnymi kulturami bakteryjnymi i walce z intensywnie rozwijającymi się chwastami. Zwyczaj w trzecim roku stosuje się normalne uprawy (pszenica ozima, żyto, jęczmień jary, rzepak i len).

Koszty związane z odwodnieniem, wstępną uprawą, z budową zagród wię-

skich i dróg były bardzo wysokie (20295 fl/ha) i w pierwszych 3 latach ponosi je w całości państwo. Działki uprawowe dostosowane są do układu sieci wodnej i zwykle stanowią je prostokąty o bokach 300 x 800 m lub 300 x 1000 m oraz powierzchni 24 lub 30 ha. Ziemia i budynki na polderach są własnością państwa. Oddawane są one na 12-letni okres użytkowania dzierżawnego z opłatą roczną za 1 ha w zależności od gleby: 177 fl (mady morskie), 140 fl (mady rzeczne), 128 fl (torfy), 111 fl (piaski). Kandydatów do dzierżawy na jedną działkę jest dużo (do 23), jednak muszą oni spełniać wstępne warunki (teoretyczna i praktyczna znajomość rolnictwa i zamiłowanie do pracy w nim, przedsiębiorczość, posiadanie w gotówce 40000 fl na zakup inwentarza i sprzętu. Ponadto należy być żonatym i wykazać się referencjami z dotychczasowej pracy i działalności społecznej) oraz w okresie trwania dzierżawy. Na Wschodnim Flevolandzie w ogólnej powierzchni polderu stanowią: 75% użytki rolne, 8% zabudowania, 11% lasy, sieć wodna, wały i drogi. Odwadnianie zapewniają 3 przepompownie (Wortman, Colijn, Lovink) o łącznej wydajności 4740 m³/min.

Polder Południowy Flevoland o powierzchni 39600 ha zbudowany został w okresie 1959-1967 r. (wały i przepompownia Kuffeler o wydajności 3000 m³ na minutę). W 1968 r. odpompowano wodę z polderu, a dotąd trwa jego zagospodarowanie. Z ogólnej powierzchni polderu zajmują: 50% użytki rolne, 25% lasy, 18% zabudowania, 7% sieć wodna, tamy i drogi.

Polder Markerwaard posiada powierzchnię 59600 ha. Prace nad budową obwałowań zapoczątkowano w 1941 r., lecz przerwano je na okres II wojny światowej. Przed kilkoma laty ponownie zostały one wznowione. Całkowite zagospodarowanie polderu przewidywane jest w końcu bieżącego wieku.

W wyniku podanych prac uzyska się ponad 219600 ha nowego łądu z dawnej Zatoki Zuider Zee.

Z pracy Kostrzewy [98] wynika, że główne kanały na polderach spełniają podwójną funkcję, bowiem stanowią sieć odwadniającą i drogę wodną dla jednostek pływających o wyporności poniżej 600 ton. Zewnętrzne kanały wokół polderów także służą do żeglugi statków o wyporności 1350 ton, a ponadto zabezpieczają przed drenującym oddziaływaniem polderów na stary łąd (zanieczyszczenie w studniach, nierównomierne osiadanie i pękanie budowli).

Drugim rejonem Holandii, gdzie od XVII w. rozważano możliwości ograniczenia ujemnych skutków licznych sztormów jest archipelag wysp leżących na południowo-zachodnim kierunku od Rotterdamu, między granicą z Belgią na Zachodniej Skaldzie a Rotterdamską Drogą Wodną.

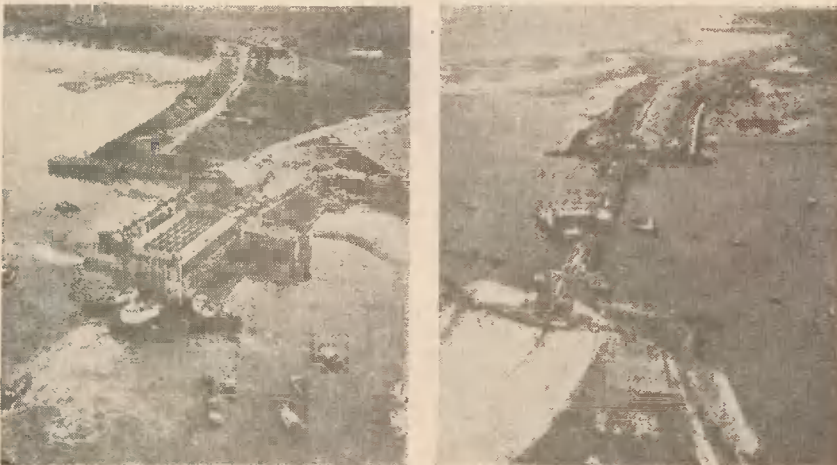
W 1939 r. parlament holenderski powołał Komisję Sztormowo-Powodziową, której zadaniem było opracowanie koncepcji zabezpieczenia przed wdzieraniem się podczas sztormów i przypiływów słonych wód morskich do delt Remu, Mozy i Skaldy oraz do kanałów i rowów polderów istniejących. Komisja ta przewidywała, że około 2000 r. należy się liczyć z możliwością powodzi, podczas której stan zwierciadła wód morza wznieśnie się około 4 m ponad stan średni. Przedstawionych przez Komisję propozycji zabezpieczeń nie zrealizowano. W nocy z 31.I./1.II.1953 r. sztormowe wezbranie morza (stan zwierciadła wody 3,85 m ponad stanem średnim, niewiele różnił się od prze-

widywanego przez Komisję i był niższy o 0,5 m od dotychczas notowanego w Holandii) spowodowało katastrofalną powódź (p.2.3.). W dniu 21.II.1953 r. powołano Komitet do spraw zabezpieczenia delty (Delta-Komitet). W początkowym okresie Komitet zajmował się likwidacją skutków ostatniej powodzi, studiami dotychczasowych propozycji rozwiązań (Komisji z 1939 r.), a następnie zaproponował koncepcję zmierzającą głównie do ochrony istniejącego łądu przed atakami morza (nie postawiono więc jak w Zatoce Zuider Zee drugiego zadania - uzyskanie powierzchni nowego łądu). Techniczne rozwiązanie problemu polegało na budowie mocnych obwałowań, w pierwszym wariancie przez wzmocnienie istniejących wałów, a w drugim na budowie nowych - po 23-krotnie krótszej trasie. Stare wały były zniszczone i osiadłe nierównomiernie, a ponadto na ich koronie znajdowały się zabudowania. Uznano więc, że mogą one stanowić dodatkowy, mniej skuteczny system ochronny i przyjęto wariant drugi, przewidujący budowę nowego, bardzo mocnego obwałowania o długości 30 km, zamiast renowacji 700 km starych grobli. Należy wspomnieć, że koszty inwestycyjne powyższych wariantów były zbliżone (około 500 mln dolarów USA), natomiast koszty eksploatacyjne oraz przesiedleń znacznie niższe w drugim wariancie. Przy opracowywaniu szczegółowych rozwiązań współpracowali hydrotechnicy i inni specjaliści, a także przedstawiciele zainteresowanych sąsiednich prowincji. Ostateczny projekt (Plan Delta) został w listopadzie 1955 r. przez Komitet przedstawiony parlamentowi holenderskiemu, który podjął w 1957 r. decyzję zatwierdzającą jego realizację. Schemat rozmieszczenia przetamowań (rys.12) opracował autor na podstawie literatury [141,142,208,213].

Przetamowania stanowią zapory i wały ze śluzami dla żeglugi oraz spływu kry lodowej. Technologia ich budowy różniła się od tej, jaką stosowano na Zatoce Zuider Zee. Do prac przystąpiono w 1958 r., przy czym równocześnie z dwu przeciwległych brzegów. Polegały one na refulowaniu piasku w przestrzeń ograniczoną materacami plastikowymi i płytami żużlo-betonowymi. Tamy takie miały wysokość 10-13,5 m, szerokość podstawy 400m, szerokość korony 5 m. Piasek do refulowania wydobywano częściowo z partii środkowej, wyłączonej z tego sposobu budowy tamy (gdzie panują duże prędkości wody podczas pływów morza). Środkowy odcinek tamy zabudowano zatapianymi 8 skrzyniami żelbetowymi o wymiarach 62 x 19 x 18 m, które stanowiły przyczółki dla skrzyń o wymiarach 45,5 x 20 x 20 m, posiadających po 8 otworów o szerokości 5 m, zamykanych stalowymi zasuwami. Skrzynie ustawiono kolejno jedna nad drugą, przy czym w czasie ich zatapiania otwory były otwarte, co umożliwiało przepływ wody i ułatwiało montaż. Skrzynie budowano w suchym doku, a następnie holowano przy zanurzeniu 5,25 m na miejsce osadzenia przy zamkniętych zasuwach i szczelnie odeskowanych innych otworach. W górnych partiach skrzynie mają zbiorniki o pojemności 300 m³. Ułatwiały one prace holownicze, a po osadzeniu i wypełnieniu piaskiem zwiększały stateczność konstrukcji środkowego odcinka przetamowania. Tak więc zastosowana tu technologia budowy przetamowań (rys.13 [142]) odbiegała od dotychczas stosowanej w Holandii.



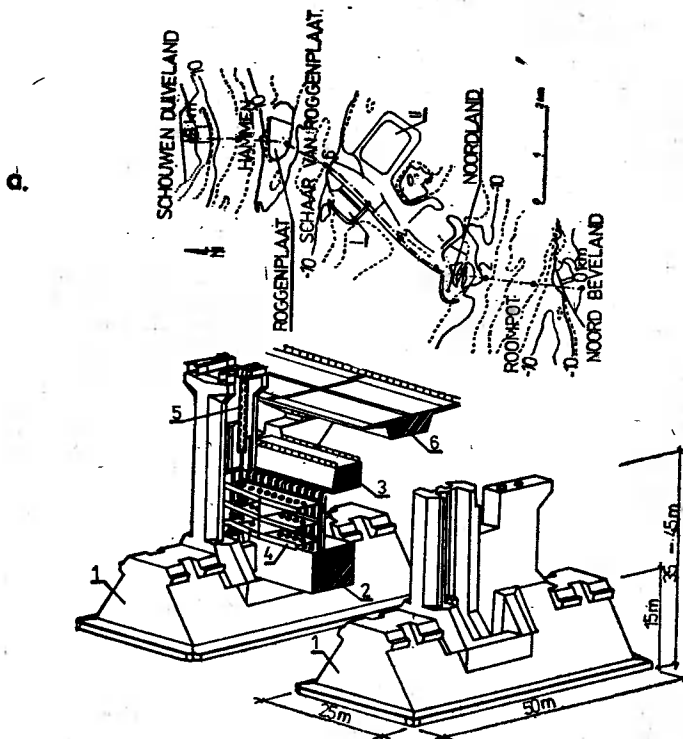
Rys.12. Schemat przetamowań w Planie Delta z uwzględnieniem zmian na Wschodniej Skaldzie wg Klugiewiczza



Rys.13. Osadzanie pierwszej i ostatniej skrzyni przy budowie tamy na odnodze Veere wg Nowackiego

W końcowej fazie realizacji Planu Delta wprowadzają Holendrzy szereg zmian w stosunku do założeń początkowych, stosując nowe konstrukcje i technologie.

Tuska [208] podała, że istotnym powodem zmian w założeniach Planu Delta były aspekty ochrony środowiska, gdyż całkowite odgrozdzenie zatok od pływów morza groziło zanikiem dotychczasowej fauny wodnej. Na Wschodniej Skaldzie (rys.12) przetamowanie (7) realizowane według pierwotnego projektu, posiadało już wykonane trzy robocze wyspy. W obecnie trwających pracach (planowane zakończenie w 1985 r.) te wyspy wykorzystano do budowy filarów jazowych na trasie obecnego przetamowania (rys.14a), którego bezpieczeństwo przewidziano na stany zwierciadła wody zdarzające się średnio 1 raz na 4000 lat.



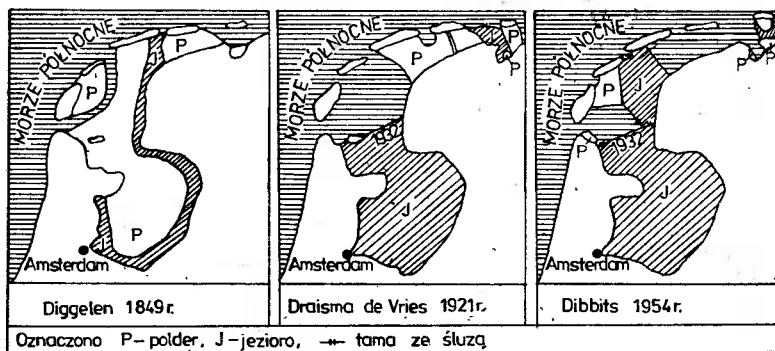
1-port roboczy, 11-dok budowlany, 1-filary, 2-belka progowa,
3-belka górna, 4-zasuwa stalowa, 5-dźwignik hydrauliczny,
6-most drogowy (poziom umocnionego dna będzie równy z poziomem
górnjej krawędzi belki 2.).

Rys.14. Trasa przetamowania (a) i schemat konstrukcji zapory (b) na Wschodniej Skaldzie w g Tuski

W końcowej fazie budowy filarów jazu, wyspy robocze będą przekształcone w stałe zapory o koronie wzniesionej 11,5 m nad średnim poziomem morza.

Głębokie (24 - 35 m) rynnny prądowe między trzema wyspami roboczymi zostaną zabudowane jazem długości 2800 m, podzielonym 66 filarami. Przestrzeń między filarami zostanie najpierw podwyższona (żwir, żużel, bloki kamienne 6 - 10 T, spoiwo z mastyksu asfaltowego) na szerokości 550 - 650 m po obu stronach trasy, a następnie belkami progowymi, prefabrykowanymi z betonu zbrojonego. Zamknięcia światła jazu będą podparte z boku o sąsiednie filary, zaś u dołu o belkę progową - tylko na wypadek sztormu. Zamknięcia te stanowią płaskie stalowe zasuw; około 42 m rozpiętości, 5,4 m grubości i 5,9 - 11,9 m wysokości oraz ciężarze 300 - 525 T. W górnej części jazu, na wspornikach filarów przewidziano dźwigary mostu drogowego, w które wbudowane będą urządzenia do hydraulicznego napędu zasuw (rys.14 b).

Z pracy Wagreta [213] wynika, że w minionych latach planowano łączne zagospodarowanie Morza Wadden i Zatoki Zuider Zee (rys.15).



Rys.15. Koncepcje zagospodarowania Morza Wadden wg Wagreta

Obecnie, jak podaje Kostrzewa [98], nie wyklucza się możliwości rozpoczęcia w XXI w. prac nad odwodnieniem Morza Wadden.

Tak więc walka Holendrów z morzem trwa od kilkunastu wieków, kosztem ogromnego wysiłku oraz dużych nakładów finansowych i materiałowych. Często występujące powodzie powodowały ofiary ludzkie i ogromne straty materialne (p.2.2.), lecz mimo to prace hydrotechniczne nie ustawały. O wynikach tych prac świadczy tabela 5, którą opracował autor na podstawie danych literaturowych.

Podane liczby (tab.5) i powyższy, z konieczności krótki opis prac odwodnieniowych uzasadniają bodaj francuskie przysłowie, że Bóg stworzył świat, lecz Niderlandy są dziełem Holendrów. Ich dziełem jest około 2800 polderów, które budowano w różnych okresach oraz według różnych, interesujących planów i technologii.

Szereg dodatkowych informacji o polderach Holandii można znaleźć w następujących pozycjach literatury [12,24,34,35,43,45,49,96,98,142, 143, 154,162,164,167,174,187,208,212+214,217,227].

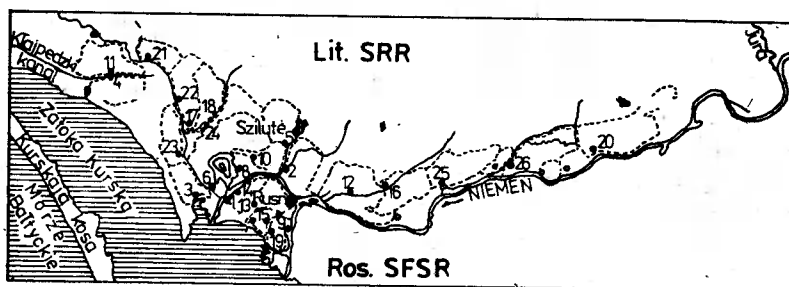
Tabela 5

Przyrosty powierzchni polderów w Holandii w okresie od 1540 r. - 1968 r. wg Klugiewiczza

Ip	Okresy	Liczba lat		Powierzchnia polderów (ha)		Średnioroczne przyrosty powierzchni (ha)	
		w przedziale n	narastająco m	w przedziale F _n	narastająco F _m	$\frac{F_n}{n}$	$\frac{F_m}{m}$
1	1540 r. - 1565 r.	25	25	37389	37389	1495,6	1495,6
2	1565 r. - 1590 r.	25	50	8140	45529	325,6	910,6
3	1590 r. - 1615 r.	25	75	36535	82064	1461,4	1094,2
4	1615 r. - 1640 r.	25	100	45084	127148	1803,4	1271,5
5	1640 r. - 1665 r.	25	125	29429	156577	1177,2	1252,6
6	1665 r. - 1690 r.	25	150	12524	169101	501,0	1127,3
7	1690 r. - 1715 r.	25	175	12681	181782	507,2	1038,7
8	1715 r. - 1740 r.	25	200	10349	192101	412,8	960,5
9	1740 r. - 1790 r.	50	250	28000	220101	560,0	880,4
10	1790 r. - 1815 r.	25	275	22955	243056	918,2	883,8
11	1815 r. - 1840 r.	25	300	8045	251101	321,8	837,0
12	1840 r. - 1890 r.	50	350	55000	306101	1100,0	874,6
13	1890 r. - 1940 r.	50	400	89000	395101	1780,0	987,7
14	1940 r. - 1955 r.	15	415	47000	442101	3133,3	1065,3
15	1955 r. - 1968 r.	13	428	39899	482000	3069,1	1126,2

2.1.3. Poldery w Związku Radzieckim

Obszary okresowo depresyjne, podlegające częstym zalewom zajmują w nieczarnoziemnej strefie ZSRR ponad 2 mln ha, w tym około 1,5 mln ha przy sztucznych zbiornikach wodnych. Dla przystosowania tych obszarów do rolniczego użytkowania niezbędna jest budowa polderów. Zdaniem Maliszkauskasa i Juszkauskasa [127] dotychczas budowa polderów nie rozwijała się na miarę potrzeb, gdyż tym sposobem odwadnia się w strefie nieczarnoziemnej około 300000 ha, co stanowi zaledwie 3% ogólnej powierzchni odwadnianej, zaś na całym obszarze ZSRR w 1976 r. odwadniano mechanicznie ponad 400000 ha. Najwięcej obszarów polderowych znajduje się w obwodzie kaliningradzkim (102000 ha), a następnie w republikach: litewskiej (50000 ha), białoruskiej (50000 ha) i łotewskiej (30000 ha). Na prawobrzeżnej nizinie nadniemeńskiej (rys.16) znajduje się 26 przepompowni odwadniających obszary o depresji 0,5-2,0 m ppm, gdzie dominują gleby torfowe o miąższości 0,2-1,5 m, zalegające na warstwie utworów mineralnych.



Rys.16. Poldery prawobrzeżnej niziny nadniemeńskiej wg Zielionki i Juszkauskasa

W najniższych miejscach obszaru woda stagnuje na powierzchni terenu, a w najwyższych zwierciadło zalega 1-3 m pod powierzchnią terenu. Wiosną tereny depresyjne zalewane są średnio warstwą 1,5-2,0 m, natomiast w przybrzeżnych, najniższych miejscach warstwą 3-4 m w ciągu 52 lub 58 dni (17 lub 21 dni na obszarach bardziej wzniesionych). Zalewy w letnio-jesienną porę powtarzają się 2-4 razy w okresie wegetacyjnym i powodowane są opadami deszczu i cofką wody z Zatoki Kurskiej.

Odwodnienie zawałi (zaliczane przez autorów [127] do polderów) na nizinach nadniemeńskich zapoczątkowano w XVII w., natomiast na XIX w. przypada znaczny ich rozwój. Składały się one z obwałowań, śluz wałowych, kanałów i rowów. Pierwszą przepompownię pobudowano tu w 1907 r. na polderze o powierzchni 1000 ha [66,127]. Do I wojny światowej nad Niemnem pobudowano szereg przepompowni, wałów, kanałów ze zbiornikami wyrównawczymi. Sieć szczegółową stanowiły rowy o rozstawach 20-40 m. Po 1917 r. rekonstruowano stare poldery oraz zbudowano 16 nowych. Obecnie 23 poldery obejmują obszar około 25000 ha, z których 15 o powierzchni 8570 ha są to

poldery letnie.

W Litewskiej SRR na początku 1971 r. eksploatowano 32 poldery o powierzchni 36000 ha, w tym 16 letnich (22700 ha) i 9 zimowych [66].

Według Berzina [10] największe obszary depresyjne są odwadniane mechanicznie w republikach nadbałtyckich oraz obwodach: kaliningradzkim, leningradzkim i moskiewskim, natomiast w ostatnich latach również w republikach białoruskiej i ukraińskiej oraz w innych rejonach ZSRR.

W republice łotewskiej przewiduje się budowę polderów na powierzchni 45000 ha.

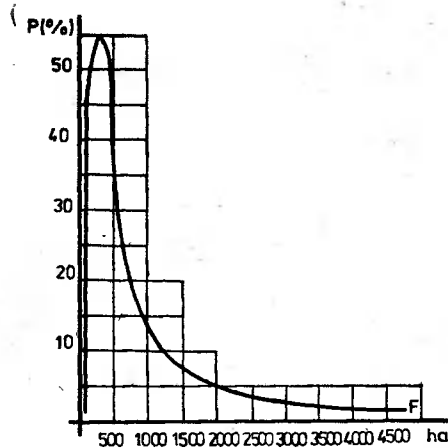
Zdaniem Berzina [10] poldery stosowane są tu w następujących przypadkach:

- przy odwadnianiu terenów przymorskich i przyjeziornych, nizin nadrzecznych i w sąsiedztwie zbiorników sztucznych, które są zatapiane lub podtapiane stale względnie okresowo,
- gdy częściowe odwodnienie powierzchni można zapewnić sposobem grawitacyjnym, jednak wymagane odwodnienie można osiągnąć z zastosowaniem mechanicznego podnoszenia zbędnej wody do odbiorników,
- przy odwadnianiu małych (około 100 ha) lokalnych zagłębień, gdy odpływ wody drenażowej wymaga mechanicznego odprowadzenia.

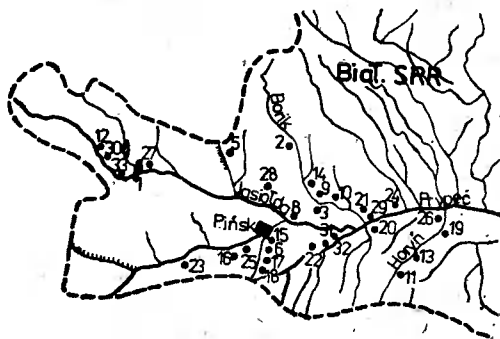
Według Watutina [215,216] i Wołkowa [221] największe skupiska polderów znajdują się w sąsiedztwie rzek: Niemen, Matrosowka i Pręgoła oraz zalewów kurskiego i kaliningradzkiego. Wielkość ich powierzchni wynosi od 500 do 5000 ha. Sieć odwadniająca stanowią głównie kanały i rowy. Mechaniczne podnoszenie wody stosuje się wówczas, gdy w praktyce trudno jest obniżyć zwierciadło wody w odbiorniku, co ma miejsce na terenach depresyjnych nad morzem. Ponadto jest ono stosowane na obszarach przy zbiornikach naturalnych i sztucznych oraz w kotlinach bezodpływowych.

W pierwszych latach po utworzeniu obwodu kaliningradzkiego stare poldery poddano rekonstrukcji [216]. Polegała ona na komasacji małych polderów, pogłębieniu sieci odwadniającej (wraz z zastąpieniem rowów drenażem), wzmocnieniu wałów i wymianie zużytych pomp. Nowe przepompownie wyposażono w 1-3 zespoły pompowe o wale pionowym. Budowę wymienionych elementów polderu prowadzić tu trzeba w trudnych warunkach, gdyż zazwyczaj na gruntach pylastych, silnie nawodnionych, które zalegają pod odwadnianymi torfowiskami. W tych warunkach najbardziej uzasadniona okazała się budowa podziemnej części przepompowni metodą studni zapuszczanej.

Powierzchnia polderów obwodu kaliningradzkiego najczęściej 55% wynosi około 300 ha (rys.17). Największe trzy poldery o powierzchniach 4123-5328 ha, mają po dwie przepompownie. Sugeruje się wyznaczenie takiej wielkości polderów, która jest najbardziej uzasadniona technicznie i ekonomicznie, czyli zapewnia równomierną i optymalną regulację uwilgotnienia gleb przy najmniejszych kosztach [75]. Na rysunku 18 podano lokalizację przepompowni i terenów depresyjnych białoruskiego Polesia [129]. Niektóre parametry tych polderów wykorzystano przy analizie wydajności przepompowni w zależności od wielkości powierzchni, którą zamieszczono w dalszej części (rys.33, tab.8) niniejszej pracy.



Rys.17. Procentowy udział polderów obwodu kaliningradzkiego w zależności od wielkości pola powierzchni wg Klimko, Palienowa i Chrisanova



Rys.18. Lokalizacja przepompowni w zlewni rzeki Prypeć białoruskiego Polessia wg Małankiny

Kadrewicz [67] podała, że na Łotwie pierwszy polder pobudowano w 1933 r. według projektu M. Wegnera. Polder ten, którego zadaniem było odwadnianie ogrodów hipodromu miasta Rygi, jest eksploatowany dotychczas. Powierzchnia jego wynosi 250 ha i jest chroniona 340 m wałem ze służą, siecią rowów ze zbiornikiem i przepompownią (wydajności 2 x 500 l/s). W 1938 r. przystąpiono do budowy polderu (F = 600 ha) Babitskiego wg projektu K. Waldena. W okresie II wojny światowej prace były wstrzymane i dopiero w 1961 r. zostały zakończone. Polegały one na odbudowie i rekonstrukcji przepompowni z 2 pompami (po 800 l/s), zbiornika wyrównawczego o wymiarach 50 x 27 x 3 m i kanału głównego (3,4 km). Wały usypano z mieszaniny torfu i gytyi na podłożu słabonośnym w sposób niewłaściwy. Spowodowało to, że w 1945 i 1953 r. uszkodzeniu uległo 800 m wału i powstały wyrwy głębokości do 6 m. W latach 1948 - 1954 pobudowano kilka polderów wg projektów Meliorwodstroj, np. Ejmurski o powierzchni 1100 ha (zlewnia

2300 ha), na którym przepompownia posiada 4 pompy o wydajności $3 \times 1200 + 1 \times 500$ l/s. Z publikacji [231] wynika, że w Litewskiej SRR pobudowano polder Aksztumalie o powierzchni 24721 ha, z którego będą (polder nie został przekazany do eksploatacji) odpompowywać nadmiar wody 42 pompy o wydajności $34,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Na tym polderze łączna długość wałów zewnętrznych wynosi 184,4 km, zaś kanałów głównych 63,2 km.

Według Riabkowej [174] do budowy pierwszych polderów położonych w ZSRR przyczynili się Holendrzy.

2.1.4. Poldery w Finlandii

Budowę polderów w Finlandii zdaniem Muotiali [139] rozpoczęto w 1910 r. Do 1950 r. pobudowano 30 obiektów o łącznej powierzchni 8600 ha, natomiast od 1950 r. do 1960 r. dalsze 50 na obszarze 6800 ha, zaś w latach 1960-1970 kolejne 90 obejmujące powierzchnię 20600 ha. Tak więc na 1.I.1971 r. było 170 takich obiektów o łącznej powierzchni 36000 ha.

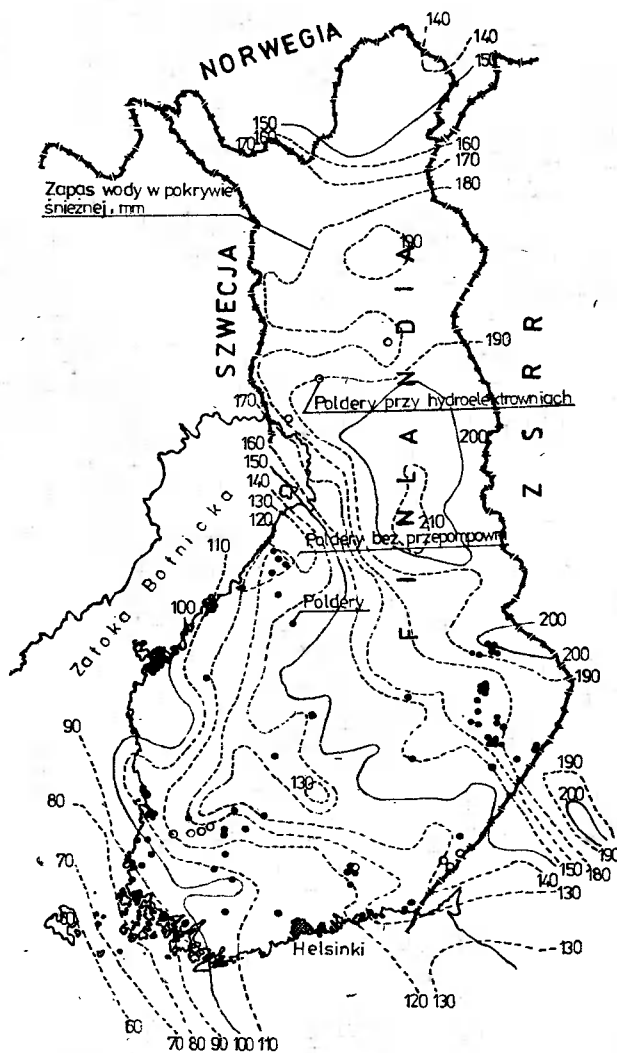
Na podstawie materiałów z literatury [139, 141, 226] autor opracował rysunek 19, z którego wynika rozmieszczenie polderów w Finlandii. Są one zlokalizowane w większości w południowej części tego kraju w sąsiedztwie zalewów, rzek oraz zbiorników naturalnych i sztucznych (powyżej hydroelektrowni).

Fińskie poldery Zaitsoff [226] podzielił na morskie, rzeczne i jeziorne, podając ich charakterystyki.

Poldery morskie zajmują w Finlandii obszar o powierzchni 6500 ha. Gleby tych polderów są ilaste i zawierają 2-6% humusu. Podczas wysychania gleby te pękają i dlatego sieć odwadniająca jest rzadka. Amplituda wahań zwierciadła wód morskich na fińskim побереżu jest niewielka (± 1 m). Wałów nie buduje się na otwartym morzu, lecz na lądzie o gruntach gliniastych, w których zwierciadło wód zalega co najmniej 0,5 m poniżej powierzchni terenu. Wały te są stosunkowo niskie, gdyż do 2,5 m. Pękające (szczelinowate) gleby ilaste oraz gliniaste mają dużą pojemność wodną i dlatego przepompownie mogą posiadać mniejszą wydajność niż na polderach o innych glebach w centralnych rejonach kraju. Poldery morskie buduje się na niedużych obszarach (archipelag Turku), gdzie występują sprzyjające warunki do uprawy warzyw. Budowę polderów prowadzi się także dla zabezpieczenia przed zatopieniem starych osad rybackich oraz na zawałach odgradzających obszary zalewów stanowiących zbiorniki śłokowodne.

Poldery rzeczne posiadają powierzchnię 9500 ha i zostały pobudowane w sąsiedztwie rzek o bezjeziornych zlewniach, gdzie wahania zwierciadła wody są duże, zwłaszcza na wiosnę. W południowej Finlandii wezbrania letnie o prawdopodobieństwie $p=5\%$ są zbliżone do wezbrań wiosennych, a ich czasokres trwania wynosi około 2 tygodnie, zatem mogą zniszczyć plony. W wyniku wezbrań na rozlewiskach odkładają się jednak namuły, które użyźniają gleby. Dotychczas takie tereny przeznaczano pod użytki zielone. Z chwilą zagospodarowania pod grunty orne, ich powierzchnia osiadała i konieczne

stało się zastosowanie pewniejszych sposobów ochrony i odwodnienia przez budowę polderów. Szczególnej ochrony od zalewów wymagają tereny zaludnione, które w południowej części Finlandii znajdują się nad rzekami i dlatego tam podejmuje się budowę polderów, regulację cieków i inne przedsięwzięcia, zwłaszcza tam, gdzie cieki zewnętrzne są znacznie wyżej położone od terenu płaskiego, na którym kanały magistralne mają minimalny spadek dna 0,2-0,5% i ulegają zamulaniu,



Rys.19. Poldery oraz izoliny zapasów wody w pokrywie śnieżnej w Finlandii wg Klugewicza

Poldery jeziorne zajmują powierzchnię 10000 ha i utworzone są nad brzegami jezior lub na ich dnie po uprzednim całkowitym spuszczeniu wody.

Długość linii brzegowej jezior w Finlandii wynosi 160000 km i najczęściej w jej sąsiedztwie gleby są gliniaste oraz torfowe. Dotychczasowe wykorzystanie obszarów przylegających do jezior było uwarunkowane położeniem zwierciadła wody w tych zbiornikach. Podczas zbioru plonów z pól o gruntach mineralnych zwierciadło wód gruntowych powinno zalegać na głębokości 0,6 m, natomiast w gruntach torfowych - 0,8 m. Wiele jezior zostało całkowicie odwodnionych i założono tam użytki zielone, a później grunty orne, wymagające bardziej intensywnego odwodnienia poprzez budowę polderów. Tereny o gruntach torfowych, leżące nad brzegami jezior podlegały dużemu osiadaniu i niszczeniu. Doprowadziło to do zmniejszenia głębokości odwodnienia i wykonania nowych robót odwodnieniowych. Rozwój odwodnienia jezior ogranicza pogorszenie walorów terenu nadbrzeżnego Finlandii, gdzie znajduje się 120000 domków letniskowych, których liczba powiększa się corocznie o 10%. W płytkowodnych jeziorach obniżenie zwierciadła o 0,7 m może całkowicie zniszczyć rybostan i krajobraz nadbrzeżny. Jeziora mają zazwyczaj połączony sytem hydrogeologiczny, zapewniający podobne rzędne zwierciadła, dlatego przy obniżeniu poziomu wody w jednym z nich - następuje również obniżenie w pozostałych jeziorach należących do tego systemu. Oczyszczenie czaszy odwodnionego jeziora i uszczelnienie jej w miejscach przebić hydraulicznych jest kosztowne. W ostatnich latach istnieją więc tendencje do podwyższania stanów wody w takich jeziorach dawniej odwadnianych. Rozwój polderów jeziornych komplikuje się także tym, że chociaż obwałowany obszar jest niewielki, mimo to wymaga budowy oddzielnych przepompowni.

2.1.5. Poldery w innych państwach

W Bułgarii były w 1944 r. czynne 3 przepompownie. W okresie od 1945 do 1965 r. pobudowano ze środków państwowych 27 przepompowni, czyli na dzień 1.I.1965 r. było 30 przepompowni odwadniających 66700 ha [126]. Parametry polderów w poszczególnych okręgach Bułgarii podano w tabeli 6. Porównując wyznaczone przez autora liczby w ostatnich dwóch kolumnach tej tabeli z odpowiednimi kolumnami (Q/F_p , N/F_p) tabeli 3 dotyczącymi polderów Pomorza Zachodniego można zauważyć w kilku przypadkach dość duże podobieństwo wyliczonych wskaźników. Oprócz wymienionych wyżej przepompowni według Majewskiego [126] w Bułgarii pod koniec 1964 r. były 1773 przepompownie, które pobudowały we własnym zakresie gospodarstwa spółdzielcze i państwowe.

Do rozwoju budownictwa polderów na obecnych obszarach innych państw przyczynili się w minionych wiekach Holendrzy, gdyż budowali je w Polsce, ZSRR, w Anglii, USA, NRD i RFN, we Francji i Włoszech oraz w Szwecji [174].

Tabela 6

Parametry polderów Bułgarii w 1965 r. wg Majewskiego

Okręg	Liczba (szt.)		Wyda- jność pomp Q l/s	Moc silników N kW	Powierzchnia odwadniana F ha	$\frac{Q}{F}$	$\frac{N}{F}$
	prze- pom- powni	agreg- atów				$\frac{l}{s \text{ ha}}$	$\frac{kW}{ha}$
Błagojewgrad	7	11	2280	411	541	4,21	0,76
Burgas	2	4	2950	205	3400	0,87	0,06
Warna	2	4	2919	380	2100	1,39	0,18
Widin	5	12	9150	995	6949	1,32	0,14
Wraca	2	5	2500	260	4400	0,57	0,06
Pawliken	3	17	16120	2082	13869	1,16	0,15
Plewen	4	13	13400	1985	28711	0,47	0,07
Ruse	5	17	20500	2352	6708	3,06	0,35
Ogółem	30	83	69819	8670	66678	1,05	0,13

W Anglii początkowo problem odwadniania przymorskich nizin był odmienny niż w Holandii, ponieważ średnio rzędne powierzchni terenu były o kilka metrów nad poziomem morza i tylko duże wezbrania spowodowane sztormami i przypiływami mogły doprowadzić do ich zatopienia. Jednak później ze względu na osiadanie torfowisk wywołane odwodnieniem, warunki uległy znacznemu pogorszeniu. Otwarty został swobodny dostęp morskiej wodzie na obszary dotąd niezatapiane. Budowa polderów, wyposażonych w urządzenia do podnoszenia wody napędzane wiatrakami (w 1700 r. było ich 700 sztuk) umożliwiła odwodnienie znacznej części obszaru od Lincoln do Cambridge i użytkowanie w 80-90% jako grunty orne. Na pobrzeżu Morza Północnego od Cambridge do Yorku czynnych jest 200 przepompowni, których wydajność wynosi 30000 l/s.

Początkowy rozwój budownictwa polderów na terenach nizinnych kilku pobrzeży Francji odbywał się przy udziale Holendrów, którzy budowali je tam w XVIII w. W 1928 r. odwodniono mechanicznie wielki kompleks błot, nazwany polderami Holandii [174].

W RFN na półwyspie Eiderstedt pierwsze budownictwo polderów szacuje się na X w. Na pobrzeżu Morza Północnego od ujścia Ems oraz w dolinie Łaby koło Hamburga pobudowanych jest wiele polderów. Według Gäblera [46] Żuławy Hamburgskie zajmują obszar 6000 ha w dolinie wzniesionej 0,5-3,5 m n.p.m. W latach 1946-1955 zwierciadło wody w Łabie wahało się od -0,72 do +3,88 m n.p.m. Wysokość pływów morskich dochodzi na pobrzeżu do 3 m. Poldery są tu podobne do holenderskich, lecz mniejsze jest zasolenie gleb.

Poldery w NRD zlokalizowane są w północno-wschodnich okręgach oraz w dolinie Odry koło Eberswalde i Schwedt.

Poldery położone na obszarach w sąsiedztwie Morza Śródziemnego charakteryzuje bardzo małe oddziaływanie pływów. Jedynie Pontyjskie Błota na wybrzeżu Morza Tyrreńskiego (osuszone od 1932 do 1939 r.) oraz delta Padu i adriatyckie laguny narażone są na działanie przyprawów wysokości do 1 m. Koszt budowy tych polderów przeliczony na jednostkę odwadnianej powierzchni jest tu 5-krotnie mniejszy niż w Zatoce Zuider Zee.

Poldery istnieją także w wielu innych państwach, np. Belgii, Chinach, Czechosłowacji, Egipcie, Grecji, Rumunii, Zambii [8, 37, 39, 46, 47, 49, 50, 62, 63, 67, 68, 119, 137, 152, 153, 175, 178, 188, 209 + 214, 222, 231].

2.2. POWODZIE NA TERENACH DEPRESYJNYCH

Zdaniem autora, celowe jest chociaż krótkie omówienie niektórych powodzi jakie w przeszłości nawiedzały tereny depresyjne zagospodarowane, lecz niedostatecznie zabezpieczone. Nie chodzi tu o zniechęcanie do podejmowania dalszych wysiłków nad ich odwadnianiem, lecz o uświadomienie, że praca projektantów, wykonawców oraz służby eksploatacyjnej na polderach jest bardzo odpowiedzialna; w dużej mierze decyduje o bezpieczeństwie ludzi i dobytku. Łatwiej, lepiej i taniej można wykonać prace zabezpieczające przed powodzią w normalnych warunkach, niż w sytuacji awaryjnej, kiedy nie można już zapobiec skutkom tragedii.

W Holandii najgroźniejsza w skutkach powódź wystąpiła 14.XII.1287 r. we Fryzji, gdzie zginęło 50000 ludzi. W 1421 r. wydarzyła się powódź (zwana powodzią Św. Elżbiety), podczas której zginęło 10000 ludzi i zalanych zostało 65 wsi. Groźne powodzie wystąpiły w 1530 r. (Św. Feliksa), w 1570 r. (Wszystkich Świętych) oraz w 1916 r., kiedy zalane zostały duże obszary północnych prowincji. Ta ostatnia powódź stała się ostatecznym sygnałem do realizacji projektu C. Lely [98, 162].

Jak wynika z literatury [98, 142, 154] i innych opracowań w nocy z 31.I. na 1.II.1953 r. w południowo-zachodniej Holandii po głębokim niżu barycznym, jaki w przeddzień utworzył się nad Atlantykiem między Islandią a Wyspami Brytyjskimi powstał huragan o prędkości 42 m/s. Fale sztormowe o wysokości 15 m i długości 300 m, przy równoczesnym dużym przyprawie morza natarły na płytkie, szelfowe dno i na depresyjne wybrzeże. Słone wody morskie wypełniły poldery Ruymen, Oude Heyningen. Zniszczeniu uległy tamy chroniące wyspy Voorne-Putten, Hoeksche-Waard, Goeree-Overflakker, Schouwen-Duiveland, Tholen, Walcheren, Noord i Zuid-Beveland, czyli od Rotterdamu aż po okolice Bredy i Antwerpii. Wodą wdarła się 70 km w głąb terytorium Holandii. Oceniono powtarzalność takiej powodzi 1 raz na 300 lat. Powódź zaskoczyła ponad 100000 ludzi, spośród których 65000 ewakuowano, natomiast utonąło 1835 ludzi, a wiele innych zmarło z chłodu, głodu, wycieńczenia i chorób. Zalanych zostało 200000 ha depresyjnego terenu, 15000 ha sadów i ogrodów. Utonęło 25000 sztuk bydła, 1500 koni, 3000 owiec, 20000 sztuk trzody chlewnej i 100000 sztuk drobiu. Zniszczeniu lub uszkodzeniu

uległo 47000 budynków mieszkalnych, zabudowań gospodarczych, szkół, kościołów i liczne mosty, drogi oraz sprzęt rolniczy. Straty materialne spowodowane tą powodzią oszacowane zostały na 600 mln dolarów USA.

Wezbranie wody w akwenach morskich z 31.I. na 1.II.1953 r. spowodowało powódzie również w Belgii, w północno-wschodnich rejonach Anglii oraz w północnej Francji [13].

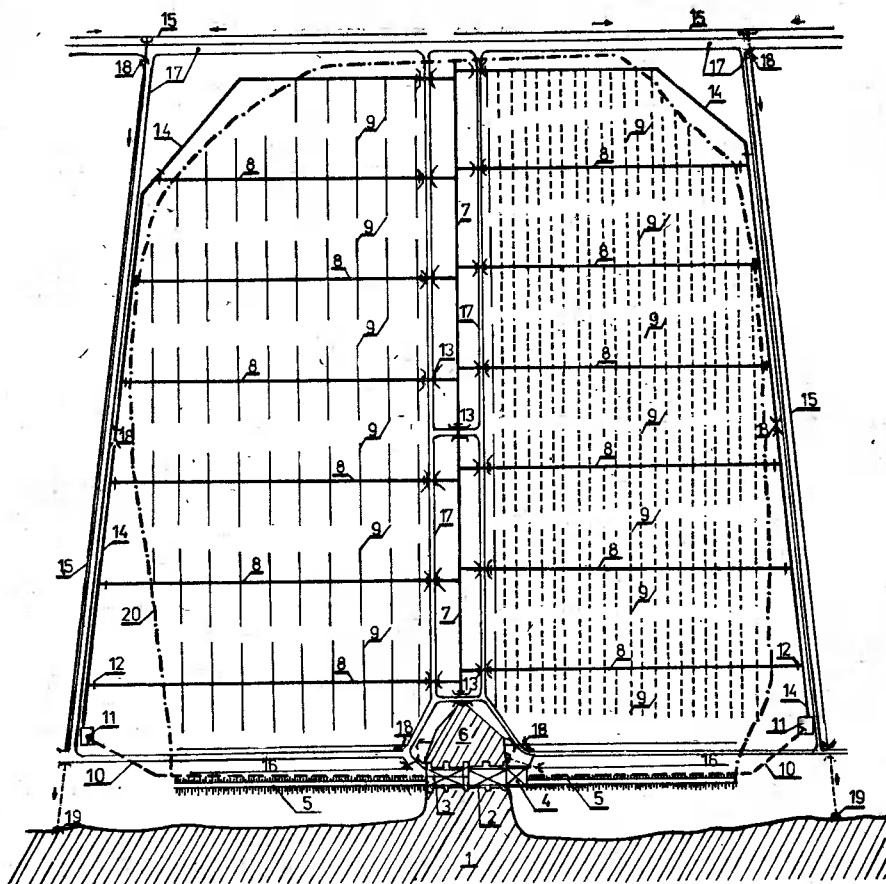
Obecne depresyjne obszary RFN i NRD, na których zlokalizowane są poldery, także nawiedzane były przez powódzie. W dniu 11.XI.1634 r. w wyniku powodzi zatopione zostały nadmorskie poldery, gdzie utonęło 6200 ludzi, 50000 sztuk bydła, uległo zniszczeniu 1300 domów.

W delcie Wisły w ciągu 500 lat (1376 - 1876 r.) były niszczone i przerywane wały w czasie powodzi 74 razy [205]. Po zakończeniu obwałowań na Żuławach w końcu XIV w. zdarzało się coraz więcej przerywań wałów na Wiśle oraz Nogacie [20]; w XIV w. - 10-krotnie, XV w. - 27, XVI w. - 21, XVII w. - 51, XVIII w. - 40 i w XIX w. - 39. Powódzie z biegiem lat obejmowały coraz większe obszary. W sierpniu 1813 r. powódź spowodowała pod Tczewem przerwanie wału oddzielającego Wisłę od Nogatu i wtargnięcie wód do Zalewu Wiślanego, podwyższając poziom jego zwierciadła aż do ujścia odległej Pregoly, natomiast pod Gdańskiem zalane zostały 62 wsie [205]. W 1883 r. w wyniku powodzi na Żuławach zalane zostało 100 osiedli. Na przełomie lat 1913 - 1914 podczas spływu wielkiej wody oraz równoczesnych dużych opadach atmosferycznych i wezbraniach sztormowych zostały zniszczone obwałowania rzek Raduni, Motławy, Kłodawy, Bielawy, Rozwójki oraz Kanałów Piastowskiego i Wysokiego. W 1945 r. największą powódź (na 90000 ha) i zniszczenia spowodowali Niemcy, dewastując wały, przepompownie oraz inne urządzenia. Kolejne powódzie w delcie Wisły wystąpiły w 1948 r. i w 1960 r. pod wpływem wysokich opadów atmosferycznych [20] oraz na początku 1983 r. podczas wezbrań sztormowych.

Pełniejsze naświetlenie problematyki powodzi, walki z nimi i oceny bezpieczeństwa na terenach depresyjnych można znaleźć w pracach Dębskiego [27] i innych autorów wymienionych w spisach bibliograficznych [36].

2.3. ELEMENTY I URZĄDZENIA POLDEROWE

Głównym celem budowy i eksploatacji polderów jest stworzenie korzystniejszych warunków wilgotnościowych dla rolnictwa, a czasem także dla urbanizacji oraz leśnictwa, zaś sporadycznie dla potrzeb eksploatacji różnych surowców, np. torfu, kredy jeziornej i węgla brunatnego. Tak więc szczególnie interesującym elementem polderu jest obszar odwadniany. Drugim elementem polderu jest odbiornik nadmiaru wody. Jego położenie sytuacyjno-wysokościowe względem powierzchni obszaru decyduje o wysokości korony wałów oraz konieczności pracy przepompowni i możliwości grawitacyjnego odpływu wody w niektórych okresach. Na rysunku 20 przedstawiono przykład rozmieszczenia elementów i urządzeń polderowych służących do eksploatacji obiektu w terenie depresyjnym.



1-odbiornik wody, 2-przepompownia, 3-słuzka wałowa, 4-trafostacja, 5-wał, 6-zbiornik wyrównawczy, 7-kanal główny, 8-kanal drugorzędny, 9-sieć szczegółowa (rowy lub dreny), 10-rurociąg, 11-studnia wylotowa z klapą zwrotną, 12-zastawka, 13-przepust-zastawka, 14-doprowadzalnik, 15-rów opaskowy, 16-rów (dren) przywałowy, 17-droga, 18-przepust, 19-wylot z klapą, 20-granica polderu.

Rys. 20. Schemat polderu wg Klugiewicza

Zmienność wysokości położenia zwierciadła wody w odbiorniku (1) względem powierzchni polderu uzasadniała zastosowanie przepompowni (2) i słuzki (3). Obecność stacji transformatorowej zwanej trafostacją (4) wskazuje, że do napędu pomp używa się silników elektrycznych. Wał (5) stanowi ochronę obszaru przed zalewem wodami odbiornika oraz rezerwową drogę dojazdową do przepompowni, słuzki i trafostacji. Zbiornik wyrównawczy (6) umożliwia bardziej racjonalną pracę przepompowni przy zmiennym dopływie wody kanałem głównym (7). Do kanału głównego doprowadzają wodę kanały (8) drugiego stopnia (rzędu), odbierające ją z sieci szczegółowej (9), którą stanowią mogą rowy lub dreny. W przepompowni przewidziano oprócz agregatów pompowych służących do odwadniania, także agregaty do nawadniania obszaru. Te ostatnie tłoczą wodę rurociągiem (10) do studni wylotowej (11) z zaworem zwrotnym.

nym. Zastawki (12) i przepusty z zastawkami (13) służą do rozrządu wody kierowanej z doprowadzalnika (14) na sieć szczegółową. Dla zmniejszenia objętości wody pompowanej wykonano na obrzeżach obszaru rowy opaskowe (15) z grawitacyjnym odpływem do odbiornika. Wzdłuż wałów wykonano ciągi (16) rowów (drenów) ograniczające podniesienie się krzywej depresji w podstawie wałów, gdyż przy podniesieniu się jej do odpowietrznej skarpy wału, bez zastosowania filtru odwrotnego istnieje niebezpieczeństwo sufozji i zniszczenia wału. W celu transportu przewidziano drogi (17), przepusty (18) i przepusty z zastawkami. Rowy opaskowe w dolnym odcinku mogą być zastąpione rurociągami zakończonymi wylotami z klapą (19), chroniące przed cofką wody z odbiornika i zalewem polderu zawartego w granicach (20). Ponadto istnieją również tańsze sposoby nawodnienia obszaru, poprzez zamykanie zastawek (13) można ograniczyć odpływ wody z poszczególnych części obszaru lub przez wpuszczenie służy (3) wody z odbiornika przy odpowiednio wysokich stanach zwierciadła.

2.3.1. Obszar polderu i jego zlewnia

Do obszaru polderu zalicza się najczęściej tę powierzchnię (F_p), która położona jest w depresji stałej lub okresowej względem zwierciadła wody w sąsiednich ciekach i zbiornikach. Przed zalewem obszaru wodami obcymi chronią wały, natomiast przepompownia usuwa zbędną na polderze wodę, pochodzącą najczęściej z opadów atmosferycznych oraz z zasilania obcego. Ze względu na dużą zmienność położenia zwierciadła wody w odbiorniku i odpływu wody z polderu, wskazane jest ustalenie ich prawdopodobieństwa występowania (p) przy projektowaniu rzędnych korony wałów i wydajności przepompowni. Dość często do polderu przylegają obszary wyżej położone (przydepresyjne, przypolderowe), które nie są zagrożone zalewem od strony cieku i własnymi wodami, gdyż odprowadzają je na sąsiedni polder. W takich przypadkach obszary przydepresyjne i polderowe tworzą zlewnię (F_z), z której woda odpływająca do przepompowni bądź służy musi być usunięta. Im mniejszy jest stosunek F_z/F_p , tym mniejsza ilość wody spływa na polder z obszaru zlewni wyżej położonej (przydepresyjnej). Koszty inwestycyjne i eksploatacyjne można często zmniejszyć poprzez takie rozwiązania, w których $F_z = F_p$, czyli $F_z/F_p = 1$. Na podstawie zebranych danych [60] autor opracował tabelę 7 z której wynika, że tylko w 3 przypadkach (lp. 5, 7 i 12) $F_z/F_p = 1$. Średnio w warunkach Pomorza Zachodniego poldery posiadały w latach 1965-1969 stosunek $F_z/F_p = 2,06$ (tab.3). Dla doprowadzenia tego stosunku do liczby bliskiej 1 należy przeanalizować pod względem techniczno-ekonomicznym możliwości budowy np. rowów opaskowych, obwałowań i odprowadzalników w postaci rowów w nasypach lub rurociągów ciśnieniowych odprowadzających grawitacyjnie zbędną wodę najkrótszą trasą do odbiorników.

Ukształtowanie powierzchni polderów nadrzecznych jest zazwyczaj mało zróżnicowane i posiada ogólny spadek w kierunku pobliskich cieków. Zdarza się jednak, że wzdłuż ich brzegów istnieją wargi (wałki) powstałe z osa-

Tabela 7

Parametry techniczne przepompowni zaprojektowanych przez HYDROPROJEKT wg Klugiewicza

Lp	Nazwa przepompowni	Powierzchnia zlewni (z) i polderu (p)		Wy- daj- ność pomp	Moc in- stalo- wanych silników	Liczba agre- gatów	Wysokość podno- szenia		Koszt budowy tys. zł	$\frac{F_z}{F_p}$	$\frac{Q}{F_p}$ $\frac{1}{s \text{ ha}}$	$\frac{Q}{F_z}$ $\frac{1}{s \text{ ha}}$	$\frac{N}{F_p}$ $\frac{kW}{ha}$	$\frac{N}{F_z}$ $\frac{kW}{ha}$
		F _z	F _p				h _g	h _m						
1	Góra	4500		4540	340	5	2,6	3,2	10		1,01			0,076
2	Zwierzyniec	3210	250	4400	400	4	4,5	5,3	93	12,84	17,60		1,600	0,125
3	Kuźnia Rybacka	393		3000	300	4	5,5	5,5	10	6,082*		7,63		0,763
4	Kania I	1200	250	1200	120	3	5,5	6,1	4	1,076*	4,80		0,480	0,100
5	Police II	290	290	1050	90	3	2,3	4,2	15	2,900*	1,00	3,62	0,310	0,310
6	Sięstrzegowice	256	56	920	205	3	8,0	10,0	3	1,999*	4,57	16,43	3,661	0,801
7	Jasienica III	200	200	700	60	2	3,8	4,1	1	5,273*	1,00	3,50	0,300	0,300
8	Zemborzyce II	608	390	480	10	3	2,7	4,0	7	2,145**	1,56	1,23	0,026	0,017
9	Popłacin	390	36	480	120	4	6,4	8,1	1	3,857**	10,83	13,33	3,333	0,308
10	Zemborzyce I	3110	158	320	10	2	2,6	3,8	38	1,329**	19,68	2,03	0,10	0,063
11	Dobczyce I	20	17	283	48	4	2,8	15,0		0,413**	1,18	16,65	2,824	2,400
12	Fosfo-gipsy	100	100	160	21	4	4,0	7,0	40	1,996**	1,00	1,60	0,210	0,210

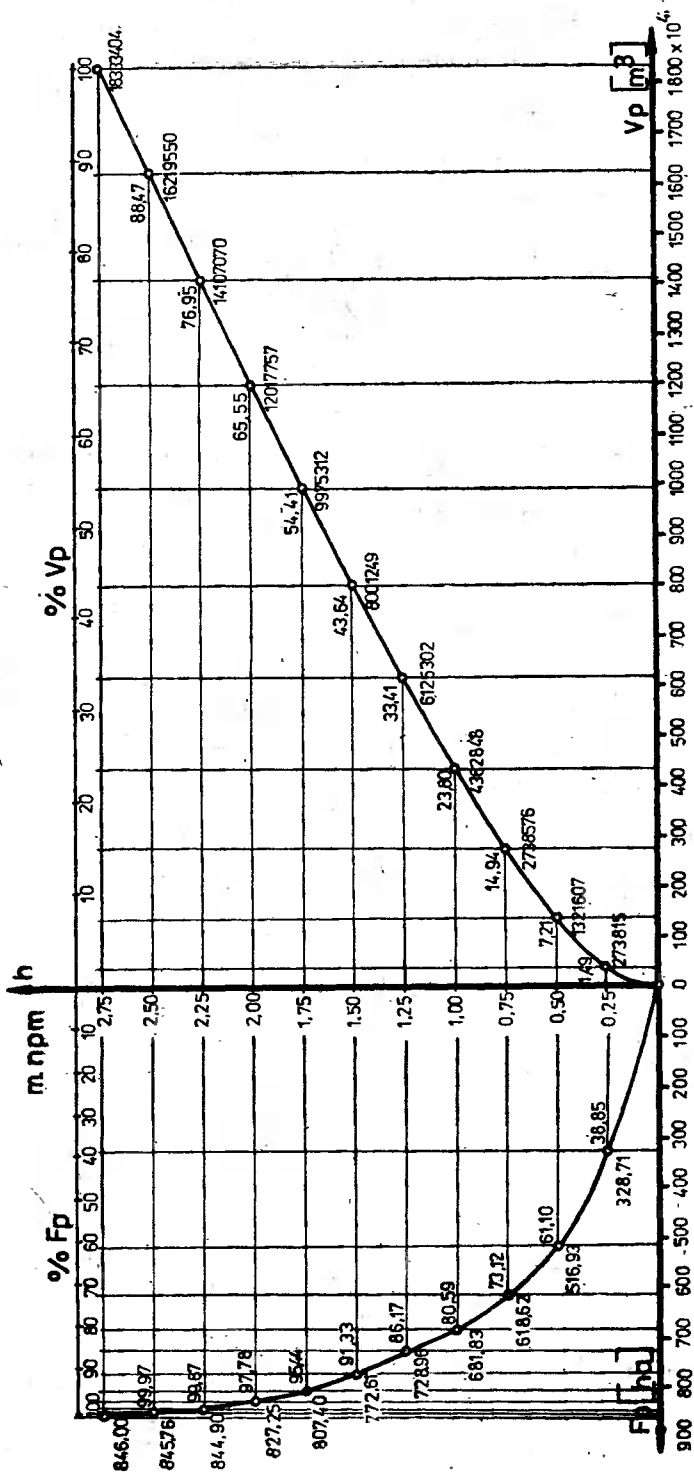
Uwagi: posadowienie płaskie (1,6,11), skrzynie żelbetowe (2), studnie zapuszczane (3,4,9), Larsen (7), pale (5,8,10, 12); zblokowanie (+), rozdzielenie (-) ujęcia (U), budynku (B), wylotu (W): U + B - W (1 + 6,8 + 10), U + B + W (7), II - B - W (11,12); oczyszczanie krat ręczne (1 + 12); przepompownie: (1) odwadniająco-nawadniająca, (2 + 12) od - wadniająca; poziom ceni: * 1966 r., ** 1971 r.

dzania się namulów podczas wylewów, które utrudniają spływ wody do cieków. Nizinne obszary w sąsiedztwie jezior nie posiadają zazwyczaj takiego utrudnienia spływu i dlatego spadek powierzchni jest bardziej wyrównany w kierunku jeziora. Na osiadłych torfowiskach i gytiowiskach powierzchnia terenu opada w kierunku miejsc o największych miąższościach złóż lub tych cieków, które intensywnie je odwadniają. Łądy pozyskane z akwenów wodnych (zatok, jezior) posiadają spadek powierzchni w kierunku naturalnych głębin, jedynie w strefie brzegowej, pod wpływem prądów morskich transportujących rumowisko, mogą uformować się pasy wzniesień. Dobra znajomość konfiguracji terenu umożliwi właściwe wytrasowanie sieci wodnej, wałów i ustalenie rzędnych poszczególnych urządzeń, polderu oraz oszacowanie skutków zalewu. W wyniku prac kameralnych, wykonanych na 9 arkuszach (w skali 1:2000) planów sytuacyjno-wysokościowych polderu Załom, sporządzono rysunek 21, który umożliwi dokonanie różnych analiz. Na przykład, gdy zwierciadło wody wewnętrznej na skutek przerwania wałów lub awarii przepompowni podniesie się 0,5 m npm, wówczas zalew obejmie aż 516,93 ha (61,1% F_p) i zmagazynowanych zostanie tylko 1,3 mln m^3 wody. Informacje z rysunku 21 można wykorzystać również w obliczeniach hydrologicznych podczas prac projektowych i eksploatacyjnych tego i podobnego polderu. Słabo zróżnicowana powierzchnia wielu terenów depresyjnych sprawia, że nawet przy minimalnych spadkach dna nie można stosować długich kanałów, gdyż powoduje to wzrost ich głębokości oraz zwiększenie dopływu wód filtracyjnych, wysokości podnoszenia i nierównomierności odwodnienia. Müller [37,140] stwierdził, że z powyższych względów uzasadniona jest budowa polderów o małej powierzchni (400 - 450 ha). Kształt powierzchni polderu nie tylko wpływa na długość kanałów głównych i obwałowań, lecz również na układ izochron i dynamikę formowania się spływów wody z polderów. Te zagadnienia omówił autor we wcześniejszym opracowaniu [93].

Poldery Pomorza Północno-Zachodniego posiadają powierzchnię średnio 508,7 ha (tab.3), lecz najczęściej (82 sztuki) do 400 ha (tab.2). Na Żuławach delty Wisły średnia wielkość polderu wynosi 837 ha, przy czym aż 67 posiada powierzchnię 100 - 500 ha (tab.1), natomiast powierzchnie 2 polderów wynoszą po około 22000 ha. W Holandii przedział wielkości polderów jest bardzo szeroki (50 - 50000 ha), lecz najwięcej jest polderów o powierzchni 250 - 2500 ha [217].

Autor niniejszej pracy opracował na podstawie zebranych danych o 368 polderach (w tym 262 polskich, 70 radzieckich i 36 holenderskich) tabelę 8, z której wynika, że najliczniejsze są poldery małe: 36% do 300 ha, 52% do 500 ha.

Gierat [47] podał, że na obszarze Holandii zainstalowano 23000 studzienek kontrolnych do pomiaru stanów zwierciadła wody gruntowej. Średnio 1 studzienka przypada na 100 ha. Obserwacje wykonywane są co najmniej 4-krotnie w ciągu roku, a w wybranych 2000 studzienek co 2 tygodnie. W 65 studzienkach, położonych przy stacjach meteorologicznych dokonuje się pomiarów codziennie. Komisja do Badań Gospodarki Wodnej w Holandii (COLN),



Rys. 21. Krzywe pojemności i powierzchni zalewu polderu Załom wg Klugiewiczza

Tabela 8

Liczebność polderów Polski, ZSRR i Holandii
w grupach wielkości powierzchni wg Klugiewicza

Przedziały wielkości powierzchni w ha	Państwo			Razem			
	Polska ^{1/}	ZSRR ^{2/}	Holandia ^{3/}	szt.	%	Σ%	
< 100	42	4	0	46	12,50	12,50	
100-199	39	5	0	44	11,96	24,46	
200-299	39	3	0	42	11,41	35,87	
300-399	30	3	1	34	9,24	45,11	
400-499	20	1	3	24	6,52	51,63	
500-599	17	4	0	21	5,71	57,34	
600-699	8	2	0	10	2,72	60,06	
700-799	9	5	1	15	4,08	64,14	
800-899	9	5	0	14	3,80	67,94	
900-999	4	2	1	7	1,90	69,84	
1000-1499	16	15	4	35	9,51	79,35	
1500-1999	11	7	1	19	5,16	84,51	
2000-2499	7	8	2	17	4,62	89,13	
2500-2999	0	1	1	2	0,54	89,67	
3000-3499	3	3	1	7	1,90	91,57	
3500-3999	2	0	2	4	1,09	92,66	
4000-4499	1	0	0	1	0,27	92,93	
4500-4999	0	1	1	2	0,54	93,47	
5000-9999	3	1	8	12	3,26	96,73	
10000-14999	0	0	3	3	0,82	97,55	
15000-19999	0	0	1	1	0,27	97,82	
20000-24999	2	0	1	3	0,82	98,64	
40000-55000	0	0	5	5	1,36	100,00	
Razem	szt.	262	70	36	368	-	-
	%	71,20	19,02	9,78	-	100,00	-

Zebrane w tabeli dane pochodzą:

- 1/ z obszaru byłych (do 1975 r.) województw: szczecińskiego (74 szt.), koszalińskiego (50), gdańskiego (123) i bydgoskiego (15);
- 2/ z republik: białoruskiej (33 szt.), litewskiej (23) i łotewskiej (14);
- 3/ z prowincji Helderland (31 szt.) i Zuider Zee (5).



jako instytucja naukowo-badawcza opracowała wyniki dotychczasowych obserwacji w formie map sezonowych wahań zwierciadła wody. Ponadto wspólnie z Instytutem Kartografii w Benneekom prowadzi badania hydrologiczno-glebowe, opracowuje systematykę gleb, uwzględniającą rodzaj gleb, ich odwodnienie i sposób użytkowania. Wydzielono 7 podstawowych typów gleb, na których równocześnie badano produkcję roślinną. Na podstawie opracowanych materiałów kartograficznych ustalono, że około 20% powierzchni gleb znajdujących się w uprawie należy do gleb mokrych wymagających odwodnienia, 40% gleb posiada uregulowane stosunki wodne, jednak odczuwa niedobór wody w latach wyjątkowo suchych i wskazane są nawodnienia, 40% gleb posiada stałą wartość rolniczą, plonuje zadowolająco w latach o normalnej wilgotności, natomiast w latach nadmiernie mokrych lub suchych spadek plonu nie przekracza 10% średniej rocznej.

Pod wpływem zmian uwilgotnienia mady, torfy i gytie pęcznieją i wysychają, co wpływa m.in. na podnoszenie i opadanie powierzchni obszaru. W intensywnie odwodnionych torfowiskach i gytliowiskach procesy trwałego osiadania następują z szybkością średnio 1-2 cm/rok, natomiast po dodatkowym obciążeniu osiadanie jest szybsze i większe. Powyższym zagadnieniom poświęcono dużo miejsca w literaturze [55,77,78,121,146,150,176,180,186,187,206].

2.3.2. Odbiorniki wody

Odprowadzenie zbędnej wody z obecnie eksploatowanych polderów odbywa się do odbiorników leżących poza obwałowaniem zewnętrznym, a więc do mórz, rzek oraz zbiorników wodnych naturalnych i sztucznych. Odbiornikiem wody może być również kanał główny sąsiedniego polderu (rys.1j,[217]). Jeżeli konieczne są nawodnienia, a jakość wody w zewnętrznych odbiornikach jest nieodpowiednia lub opłaty za pobór wody są wysokie, może się okazać celowe zamykanie obiegu wody. Tej alternatywy nie należy wykluczać i na przykład rozważyć budowę zbiorników (lepiej wykorzystać naturalne) wewnątrz polderów, z których możnaby ujmować wodę do nawodnień. W zależności od stanów zwierciadła wody w odbiorniku, geometryczna wysokość podnoszenia może być bardzo zmienna, co niekorzystnie wpływa na pracę tych przepompowni, w których zainstalowane są pompy o dużej wydajności, mocno reagujące na te zmiany (spadek sprawności). W takich warunkach, przy braku pomp śmigłowych ze zmiennym kątem pochylenia łopatek wirnika można rozważyć dwustopniowe pompowanie, a lepiej wykonanie dodatkowego zbiornika górnego przed wałami głównymi, do którego będzie pompowana woda do chwili, aż zwierciadło wody w odbiorniku obniży się na tyle, aby mógł nastąpić grawitacyjny odpływ.

2.3.3. Obwałowania

Na nizinnych pobrzeżach mórz istnieją czasem naturalne wyniosłości (wydmy, pagórki), które można włączyć do systemu obwałowań polderu. Nie-

kiedy zachodzi konieczność wykonania dodatkowych zabezpieczeń przed niszcącym działaniem falowania i kry lodowej oraz filtracją wody przy wzroście gradientu ciśnienia w przybrzeżnej strefie polderu intensywniej niż dotychczas odwadnianej. Na terenach depresyjnych stosowane są powszechnie obwałowania sztuczne, które tworzą wały zewnętrzne i wewnętrzne.

Wały zewnętrzne zlokalizowane od strony cieków i zbiorników stanowią podstawową ochronę przed zalewem, stąd też posiadają bardziej wzmocnioną konstrukcję niż wały wewnętrzne. Wały budowane od strony mórz powinny wykluczyć możliwość wtargnięcia słonych wód na obszar polderu, zatem ich korona jest odpowiednio wysoko usytuowana, skarpy odwodne mają łagodne pochylenie oraz są silnie ubezpieczone, a czasem wyposażone w szykany do niszczenia energii i ograniczenia wblegu fal na wał.

Wały nadrzeczne, w zależności od sposobu użytkowania obszaru polderowego, powinny być tak wytrasowane i wysokie, aby gwarantowały (z określonym prawdopodobieństwem), że w ciągu całego roku woda z rzeki nie będzie się przelewać przez ich koronę. Takie wały nazywane są zimowymi lub niezatapianymi, w odróżnieniu od wałów letnich (zatapianych), których korona, a zwłaszcza przelew są niżej położone umożliwiając zalewanie obszaru zawala. W wyniku tego następuje obniżenie szczytu fali powodziowej (retencja zawala) oraz kolmatacja rumowiska i namulów. Dla użytków zielonych, w pewnych okresach jest to proces korzystny, gdyż podnosi powierzchnię terenu oraz stanowi bezpłatne nawożenie. Na przykład w prawobrzeżnej dolinie nadnie-meńskiej wiosenne zalewy pozostawiają około 275 kg/ha namulów zawierających: N - 0,45; P_2O_5 - 0,1; K_2O - 3,0; $CaCO_3$ - 43,8; MgO - 13,1 kg/ha [230].

Wołoszyn [224] podał wielkości miarodajnych wód przy projektowaniu obiektów inżynierskich i urządzeń technicznych gospodarki wodnej takich jak wały przeciwpowodziowe, przepompownie, śluzy wałowe. Cytowane tam tablice Dębskiego zalecają, aby przepływy miarodajne dla ochrony przed wielką wodą z roztopów śniegowych za pomocą wałów były obliczane z prawdopodobieństwem występowania $p = 0,1\%$ (duże miasta) oraz $p = 10\%$ (tereny rolnicze o słabej kulturze). Natomiast wały letnie zaleca się obliczać przy $p = 2 - 4\%$ (grunty orne o wysokiej kulturze) oraz $p = 10 - 20\%$ (łąki).

Cytowane [224] zalecenia CUGW dzielą budowle wodne służące ochronie przed zalewem (wały przeciwpowodziowe, zapory boczne, pompownie, śluzy wałowe) na cztery klasy uzależnione od wielkości powierzchni (F) obszaru chronionego. Klasa I jest wówczas, gdy $F > 50000$ ha, klasa II gdy $F = 20000 - 50000$ ha; klasa III, gdy $F = 1000 - 20000$ ha i klasa IV gdy $F < 1000$ ha. Według CUGW prawdopodobieństwo (w %) miarodajnych (i kontrolnych) przepływów w poszczególnych klasach budowli wynosi: klasa I - $p = 0,5$ (0,1); klasa II - $p = 1,0$ (0,3); klasa III - $p = 2,0$ (0,5); klasa IV $p = 3,0$ (1,0).

Z literatury [17, 22, 39, 66, 155, 174] wynika, że na polderach użytkowa - nych rolniczo dość często przyjmowano $p = 10\%$, natomiast przy intensywnej produkcji roślinnej obecnie stosuje się $p = 1\%$.

Oprócz wymienionych wałów, zdaniem Schroedera [181], niekiedy uzasadnione jest stosowanie wałów pierścieniowych, które otaczają naturalne

zbiorniki na polderze zasilane intensywnie przez wody naporowe. W ten sposób można zmniejszyć objętość wody pompowanej.

Na Żuławach delty Wisły znajduje się około 554 km wałów, w tym 118 km przeciwpowodziowych i 436 km polderowych. Wały wewnętrzne dzielą teren depresyjny na mniejsze jednostki obszarowe, zapobiegając rozprzestrzenianiu się zalewu w przypadku przerwania wału zewnętrznego.

W literaturze [17,30,31,59,106,145,181,224,227] podane zostały wskazówki do budowy i eksploatacji wałów, a także oceny skutków ich istnienia dla zawałi i międzywałi. Dlatego zamieszczono tu jedynie kilka typów stosowanych konstrukcji przekroju poprzecznego (rys.22-24), natomiast w p.2.1.2 podane zostały informacje o technologii budowy przetamowań w Holandii.

Należy jednak podkreślić, że obwałowania polderów spełniają bardzo ważną funkcję w ochronie zagospodarowanego terenu depresyjnego. Dotychczasowa praktyka wskazuje, że większość powodzi następowała właśnie po uszkodzeniu systemu obwałowań. Uszkodzenia starych wałów są szczególnie częste, gdy zbudowane zostały z torfu, który dla zmniejszenia kosztów budowy pozyskiwano podczas wykopu rowów, kanałów i zbiorników wyrównawczych. Mocno narażone na przerwanie są wały w pobliżu budowli i w miejscach istnienia kanałków wydrążonych przez krety, piżmaki i inne zwierzęta. Nie zawsze przestrzegano zasady, aby krawędzie styku wału z budowlą były pochyłone na budowlę, co sprzyja uszczelnianiu styku podczas osiadania wału. Wszelkie nieszczelności powinny być w porę lokalizowane i likwidowane, bowiem przerwanie wału podczas wezbrania wyrządza straty na polderze, natomiast naprawa w warunkach awaryjnych jest bardzo trudna i kosztowna. Podczas zalewu polderu korona wałów stanowi jedyną drogę dla transportu kołowego (zwłaszcza urządzeń do przepompowni), dlatego powinna być odpowiednio do tego przystosowana.

Kształt obszaru polderowego oraz położenie jego względem sąsiednich zbiorników i cieków istotnie wpływają na wielkość stosunku długości wału (L_w) do powierzchni polderu (F_p). Stosunek ten jest różny i może stanowić wskaźnik udziału wód filtracyjnych w globalnym dopływie wody do przepompowni.

Dla polderów otoczonych ze wszystkich stron wałami stosunek L_w/F_p jest najmniejszy, gdy stanowią one kształt kołowy. Wiele polderów jest tylko częściowo obwałowanych, niemniej jednak od tej strony następuje główne zasilanie filtracyjne wodami obcymi.

Na podstawie własnych obliczeń wg danych z literatury [66,73,77,129,231] wynika, że w Związku Radzieckim stosunek L_w/F_p wynosił: na 30 polderach (0-10 m/ha), na 16 (10-20 m/ha), na 1 (20-30 m/ha), na 1 (30-40 m/ha), na 1 (40-50 m/ha), na 2 (50-60 m/ha), na 1 (70-80 m/ha) i na 1 (90-100 m/ha).

Dla Żuław delty Wisły i polderu Załom stosunek L_w/F_p wynosi średnio 0-10 m/ha.

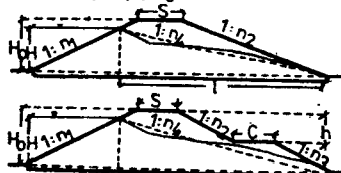
Przez korpus wału i podłoże gruntowe następuje filtracja wód obcych na polder. Metody obliczeń dopływu filtracyjnego podane są w specjalistycz-

nych opracowaniach, spośród których wymienia się kilka pozycji literatury [105, 113, 172]. Można z nich korzystać podczas prac projektowych w zależności od charakterystyki polderu oraz dostępności parametrów wchodzących do poszczególnych metod.

a) Wg Schowhenowa

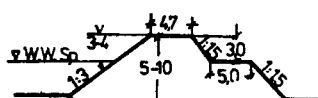
$$S = 2,00 \cdot 0,25 \cdot H_0$$

$$h = (0,3 + 0,4) H_0$$

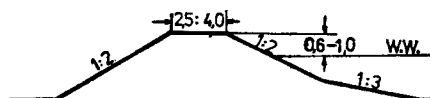


H_0 m	H m	S m	C	h	n_1	n_2	n_3	n_4
4	3	3,0	—	—	—	—	—	4,3
6	5	3,5	3,0	2,5	2	2	2,0	4,4-4,4
8	7	4,0	3,5	3,0	—	—	2,5	3,6-4
10	9	4,5	4,0	3,5	—	—	—	3,4-3,7

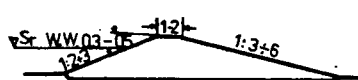
b) Wg Dębskiego i Wołoszyna



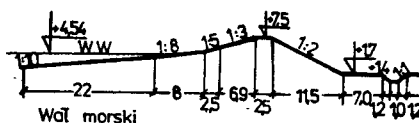
Wał zimowy przy ujściu Wisły
v.WW



Wał zimowy o zmiennym pochyleniu skarpy



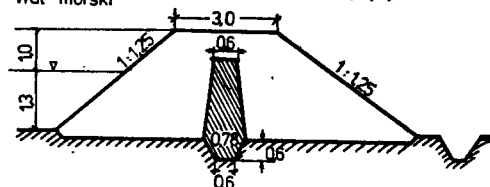
Wał letni, ze spływem po skarpie



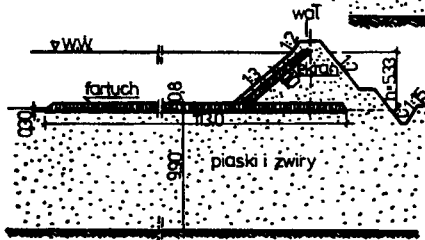
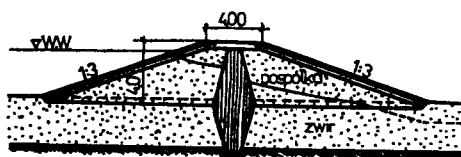
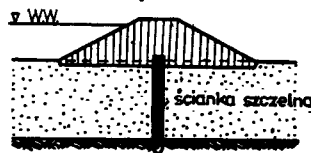
Wał morski



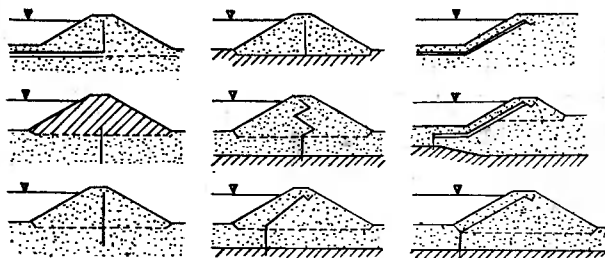
Wał z piasku i żwiru z ekranem ilowym



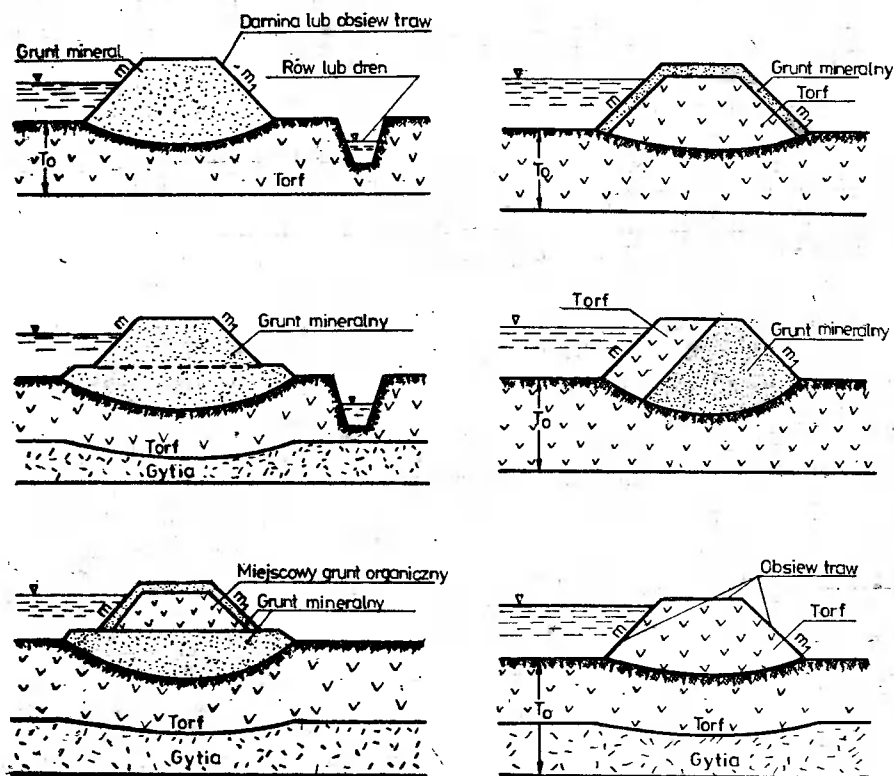
Wał z rdzeniem ilowym



Rys.22. Przekroje poprzeczne wałów wg Schowhenowa, Dębskiego i Wołoszyna



Rys.23. Podstawowe typy zabezpieczeń przeciwnieprzepuszczalnych z folii polimerowych dla wałów polderowych wg Krupina, Sztykowa i Kutobajewa



Rys.24. Typowe przekroje poprzeczne wałów na torfowiskach i gytliowiskach wg Drozda

Podczas ustalania wydajności przepompowni oraz objętości wody pompowanej w ciągu roku lub półroczy letnich i zimowych literatura [51, 181, 231] zaleca obliczać dopływ wód filtracyjnych przez korpus wału i podłoże ze wzoru

$$Q_f = Q_0(H_1' - H_0) \quad (1)$$

w którym:

- Q_f - dopływ wód filtracyjnych, l/s km wału
- Q_0 - dopływ wód filtracyjnych na 1 km wału o różnicy $H_1' - H_0 = 1$ m, którego wielkości zestawili autor [87,91] w tabeli 9
- H_1' - wzniesienie zwierciadła wody w odbiorniku nad powierzchnią terenu, m
- H_0 - wzniesienie zwierciadła wody w odbiorniku nad powierzchnią terenu, przy którym wody filtracyjne wypływają na powierzchnię terenu (z praktyki ustalono $H_0 = 0,5 - 1,0$ m).

Tabela 9

Wielkości dopływu filtracyjnego na polder przez korpus i podłoże wału wg DIN-1184 i TGL-20285

Lp	Objaśnienia	Dopływ wody przy $H_1' - H_0 = 1$ m Q_0 [l/s km]
A. Wg DIN-1184 z 1938 i 1963 r.		
1	Mało przepuszczalne podglebie i gleba	10 - 15
2	Średnio przepuszczalne podglebie i gleba	30
3	Bardzo przepuszczalne podglebie /dolina rzeki Odry/	50
B. Wg TGL-20285 z 1964 r.		
1	Wały na słabo przepuszczalnym podłożu, jak grunty pylaste lub drobny piasek	5 - 10
2	Wały na średnio przepuszczalnym podłożu, jak średnioziarnisty piasek	30
3	Wały na przepuszczalnym podłożu, jak gruboziarnisty piasek lub drobny żwir	< 50
4	W przypadku, gdy podłoże stanowi gruboziarnisty żwir	> 50

Radzieckie wytyczne [22] z 1980 r. zalecają obliczać dopływ wód filtracyjnych przez korpus i podłoże wału ze wzoru

$$q_f = q_1 + q_2 = K_1 \frac{H^2}{2S} + K_2 \frac{H \cdot T}{n_1 L'} \quad (2)$$

w którym:

- q_1, q_2 - dopływ wody na 1 m długości korpusu i podłoża wału (rys.25)
- K_1, K_2 - współczynnik filtracji gruntu w korpusie i podłożu wału, m/dobę

H - prawdopodobna głębokość wody w odbiorniku, mierzona od zwierciadła wody do płaszczyzny podstawy wału, m

$$S = b + m_1(H_0 - H) + m_2 H_0$$

b - szerokość korony wału, m

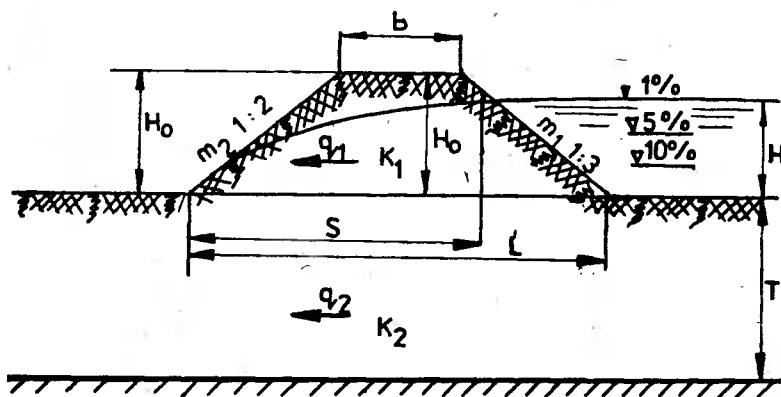
m_1, m_2 - nachylenia skarpy od strony odbiornika i polderu

H_0 - szerokość wału, m

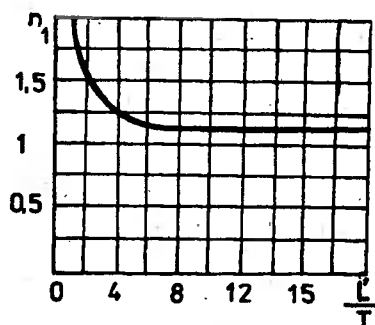
T - głębokość przepuszczalnego podłoża, m

$n_1 = f(L'/T)$ wg rysunku 26

L' - szerokość podstawy wału, m



Rys.25. Schemat do wyznaczania dopływu filtracyjnego wg Chrisanowa



Rys.26. Zależność $n_1 = f(L'/T)$ do wyznaczania dopływu filtracyjnego przez podłoże wału wg Chrisanowa

2.3.4. Przepompownie

Podnoszenie wody z sieci odwadniającej na polderze do odbiornika przy zbyt wysoko położonym zwierciadle odbywa się za pomocą zespołów (agregatów) pompowych, które umieszczone są najczęściej w specjalnym budynku połączonym z ujęciem (wlotem) od strony polderu i z wylotem w odbiorniku.

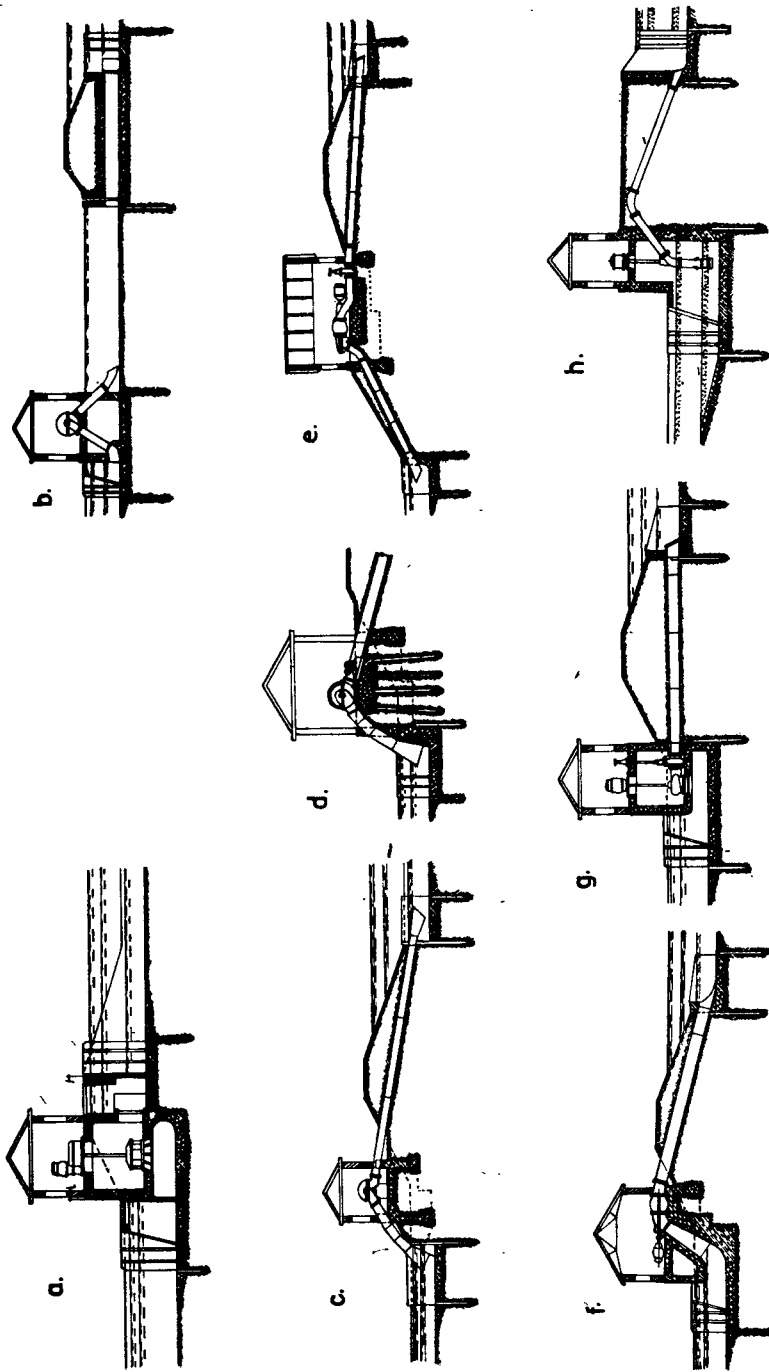
Są to przepompownie stacjonarne w odróżnieniu od ruchomych (pływających i przewoźnych). Lokalizuje się je w najniższych miejscach obszaru depresyjnego - zazwyczaj na zakończeniu kanału głównego lub zbiornika wyrównawczego. W prostym (niezależnym) systemie polderowym [18] przepompownie znajdują się przed lub w wale zewnętrznym (rys.1f), natomiast w systemie szeregowym (współzależnym), strefowe przepompownie są od siebie oddalone (rysunek 1j). Przepompownie mogą być również lokalizowane w środkowej części polderu, zwłaszcza wtedy, gdy depresja jest tam największa lub gdy duża i płaska powierzchnia polderu uniemożliwia stosowanie długich kanałów. To środkowe położenie zmusza do budowy odpływu w postaci długich rurociągów tłocznych lub kanałów dwustronnie obwałowanych.

Konstrukcje budowlane przepompowni stacjonarnych zostały ogólnie podzielone w DIN - 1184 [25] oraz w innych pracach [9,42,65,77,133,145, 181, 227]. Można zatem podać tu klasyfikację według trzech kryteriów:

- 1) usytuowania ujęcia (U), budynku (B) i wylotu (W) względem siebie oraz obwałowania,
- 2) położenia wysokościowego wirników pomp względem zwierciadła wody wewnętrznej i zewnętrznej,
- 3) zespolenia lub oddzielenia fundamentów budynku i agregatów pompowych.

Na rysunku 27 przedstawiono kilka typów przepompowni obejmujących powyższe kryteria. Zespół zblokowany (rys.27a,b), w którym zblokowaniu (+) podlegają U+B+W jest stosowany wówczas, gdy od nowa budowane mają być przepompownia i wał na gruntach słabonośnych. Wspólny fundament obejmujący U+B+W posiada mały obrys rzutu poziomego i wykonany jest w ściankach szczelnych lub w postaci studni zapuszczanych, względnie pali (ostatnio również studni z kołnierzem opartym na głowicach pali). W zespołach zblokowanych nie ma dodatkowych przewodów łączących ujęcie i wylot z przepompownią, zatem straty hydrauliczne są małe. Silniki mają mniejszą moc i zużywają mniej energii. Temu celowi służy również zastosowanie zbiornika pośredniego (rys.27b), o którym wspomniano w p.2.3.2. Zespół rozdzielony (rys.27c,d,e) posiada rozdzielone (-) elementy U-B-W. Jest on obecnie stosowany w wyjątkowych przypadkach, zwłaszcza na gruntach słabonośnych oraz gdy istnieją osiadłe wały, które należałoby przekopać budując zespół U+B+W. Ze względu na rozczłonkowanie poszczególnych elementów i połączenie ich rurociągami, powstają straty hydrauliczne na długości (liniowe). Zespół częściowo rozdzielony U+B-W (rys.27f,g,h) jest stosowany najczęściej (rzadziej U-B+W).

W układzie pompowym zatopionym (rys.27a,g) ze względu na niskie położenie (zatopienie) wirnika istnieje możliwość natychmiastowego uruchomienia agregatów i zastosowanie dość prostej automatyki. Podczas wymiany lub naprawy pomp należy uprzednio zamknąć ujęcie (wlot do komory ssącej) i ewentualnie wylot (lub zasuwę), aby nie dopuścić do zalania pomieszczeń. Układ pośredni (rys.27e) umożliwia napełnienie lewara wodą z odbiornika, natomiast układ lewarowy z pompą umieszczoną w kolanie (rys.27b,c,d,f) powinien posiadać urządzenia do odpowietrzania lub napełniania (zalewania) lewara wodą, przed włączeniem agregatów do pracy.



Fundament budynku i agregatów pompowych
wspólny a, b, c, f, g, h
oddzielony d, e

Układ zatopiony a, g
— " — lewarowy b, c, d, f, h
— " — pośredni e

Zespoły zblokowane a, b
— " — rozdzielone c, d, e
— " — częściowo rozdzielone f, g, h

Rys. 27. Typy przepompowni na polderach wg DIN - 1184

Ciężkie zespoły pompowe, wywołujące duże drgania podczas pracy, powinny być posadowione na fundamentach palowych (rys.27d) lub płaskich (rys.27e) oddzielonych od budynków. Fundamenty na palach drewnianych są wówczas trwałe, gdy drewno znajduje się stale poniżej zwierciadła wody. W innych przypadkach (np. rys.27d) należy je zastąpić palami żelbetowymi prefabrykowanymi lub formowanymi w gruncie [94].

Na depresyjnych obszarach Pomorza Północno-Zachodniego dość powszechnie zalegają torfowiska i gytiowiska, które jak wiadomo intensywnie osiadają, zwłaszcza w pierwszych latach po odwodnieniu. W wyniku tego procesu zmniejsza się dotychczasowa głębokość odwodnienia, deformacji ulegają spadki dna kanałów, rowów itp., utrudniony jest dopływ wody do komór ssących przepompowni ($U+B+W$) oraz ($U+B-W$), gdyż zablokowane ujęcia (U) i budynki (B) posadowione na palach lub studniach dochodzących do nośnego podłoża stosunkowo mało osiadają. Sprawia to wrażenie, że przepompownia (lub inna budowla) „wychodzi” spod powierzchni torfowiska lub gytiowiska. Z tego powodu na Pomorzu Zachodnim w starych przepompowniach zaszła konieczność wykonania dość skomplikowanych prac nad obniżeniem progów i dna komór ssących. Autor proponował we wcześniejszych pracach [77,78], aby uwzględnić na etapie projektowania spodziewane wielkości osiadania torfu i gytii przez niższe założenie dna komór ssących oraz taką konstrukcję progów na wlotach do komór ssących, która umożliwiałaby stopniowe ich obniżanie podczas eksploatacji polderu.

Na rysunku 28 przedstawiono konstrukcję przepompowni Police II [60] o nietypowym rozwiązaniu wylotu, dla której parametry techniczno-ekonomiczne zawarte są w tabeli 7, (lp. 5).

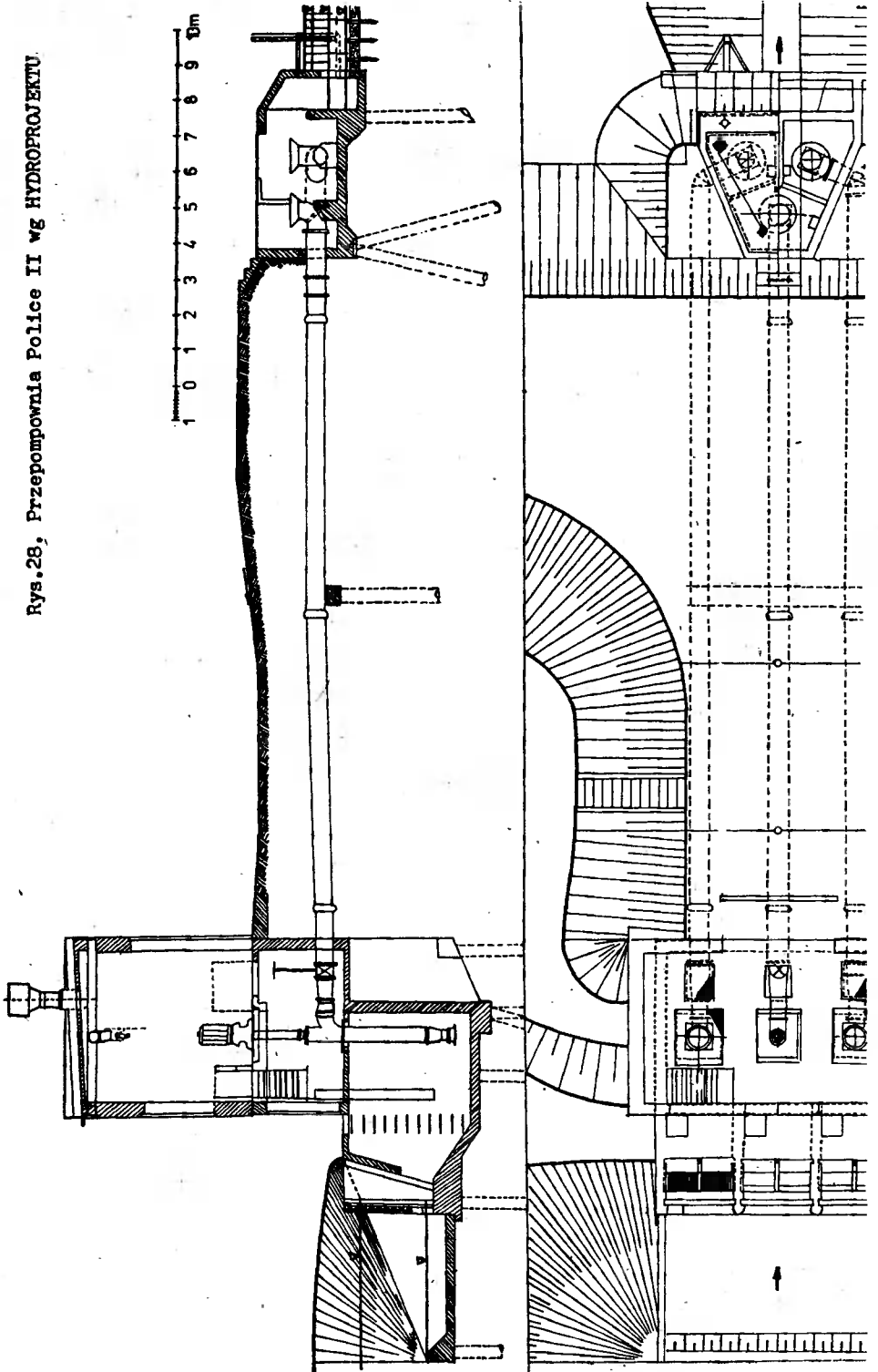
Przedstawiona na rysunku 29 przepompownia Szisza [231] posiada nietypowo usytuowaną śluzę, a mianowicie jest położona w liniach pomp i nad komorą ssącą. Należy zaznaczyć, że w ostatnich latach powstało szereg interesujących konstrukcji i technologii budowy przepompowni (np. fundament złożony z pali i studni - p.2.1.1, ujęcie i budynek o różnych kształtach równocześnie zapuszczone w grunt [81]; węzły rozdziału wody [100], ujęcie lub wylot w kształcie skrzyni żelbetowej budowane na lądzie, a następnie wodowane i zatapiane; metody betonowania podwodnego płyt dennych komór ssących [128]). Nie został dotąd rozwiązany problem automatycznego oczyszczania krat w przepompowniach. Tylko w nielicznych stosuje się częściową mechanizację, natomiast w pozostałych przepompowniach oczyszczanie krat jest ręczne.

Obecnie eksploatowane przepompownie na polderach w Polsce są najczęściej wyposażone w silniki elektryczne, rzadziej spalinowe lub w obydwa rodzaje napędu.

Przy bezpośrednim połączeniu (bez przekładni) silnika z wałem pompy, jego moc jest obliczana [120,220] ze wzorów

$$N_s = k \frac{\gamma \cdot Q_p \cdot H}{75 \cdot \eta_p} \quad \text{KM} \quad \text{lub} \quad N_s = k \frac{\gamma \cdot Q_p \cdot H}{102 \cdot \eta_p} \quad \text{kW} \quad (3)$$

Rys.28, Przepompownia Police II wg HYDROPROJEKTU.



natomiast zużycie energii elektrycznej przez zespoły (agregaty) pompowe według zależności

$$E = \frac{\gamma \cdot Q_p \cdot H}{102 \cdot \eta_p \cdot \eta_s} \quad \text{kW} \quad (4)$$

w których:

Q_p - wydajność pomp, l/s

H - manometryczna wysokość podnoszenia, m

γ - ciężar właściwy cieczy (wody 1 kg/dm^3)

η_p - współczynnik sprawności pomp (0,45 - 0,90)

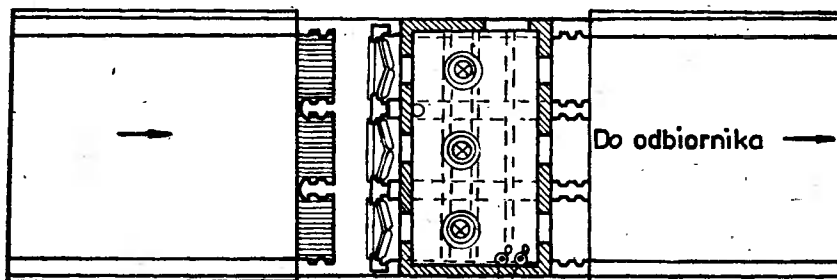
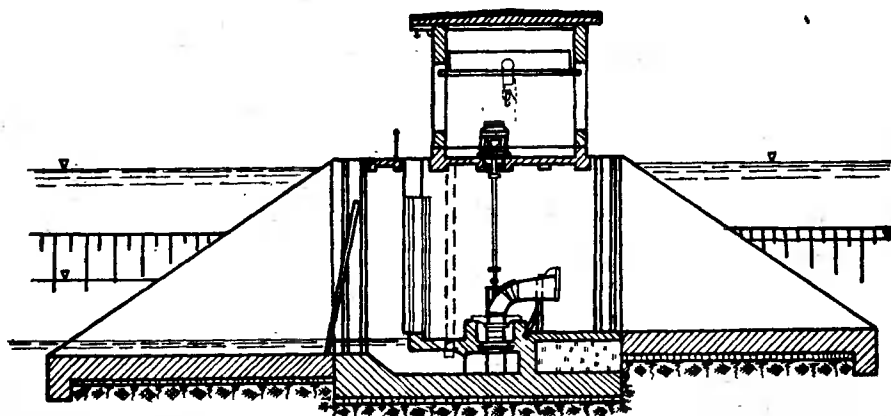
η_s - współczynnik sprawności silników (0,83 - 0,92)

k - współczynnik zapasu mocy, przyjmowany ze względu na możliwość przeciążenia (np. w czasie rozruchu) i spadku napięcia w sieci elektrycznej

$k = 1,20 - 1,35$ dla $N_s < 5 \text{ kW}$

$k = 1,10 - 1,20$ dla $N_s = 5 - 50 \text{ kW}$

$k = 1,05 - 1,10$ dla $N_s > 50 \text{ kW}$



Rys.29. Przepompownia Szisza wg Zielionki i Jużkauskasa

Na polderach praca przepompowni nie jest ciągła, gdyż niezbędne są przerwy dla wykonania przeglądów i konserwacji urządzeń oraz wypoczynku 1-2 osobowej obsługi. Zainstalowanie automatycznych wyłączników i wyłączników pracy agregatów pompowych przy braku mechanicznego oczyszczania krat nie zezwala na dłuższą pracę przepompowni bez obsługi. Cykliczność pracy stosuje się także przy korzystaniu z tańszej energii w godzinach poza szczytami zużycia prądu elektrycznego.

Dopływ wody z polderu do przepompowni Q_d składa się z dopływów gruntowych, powierzchniowych i innych (zagadnienia te omówiono w p.3). Wahania dopływów gruntowych są stosunkowo małe, a czas trwania jest długi, zatem mogą one decydować o rocznym zużyciu energii elektrycznej. Czasokresy trwania spływów powierzchniowych są krótkie, lecz posiadają dużą amplitudę wahań i dlatego zazwyczaj decydują o maksymalnej wydajności przepompowni polderowych.

Geometryczna wysokość podnoszenia wody zależy od położenia zwierciadła wody w zbiorniku (kanale) przed przepompownią i w odbiorniku. Wysokość zwierciadła wody w zbiorniku kształtuje praca przepompowni i oddziaływanie składników bilansu wodnego polderu. O dynamice wahań zwierciadła wody w odbiorniku wodnym decyduje zespół czynników, które zazwyczaj nie zależą od systemu polderowego. Na przykład jeżeli odbiornikiem jest rzeka, wówczas o stanach zwierciadła wody decyduje przebieg czynników meteorologicznych w jej zlewni powyżej polderu, zaś na ujściu pływy morza, spiętrzenia sztormowe, a ponadto występują oddziaływania pracy budowli hydrotechnicznych.

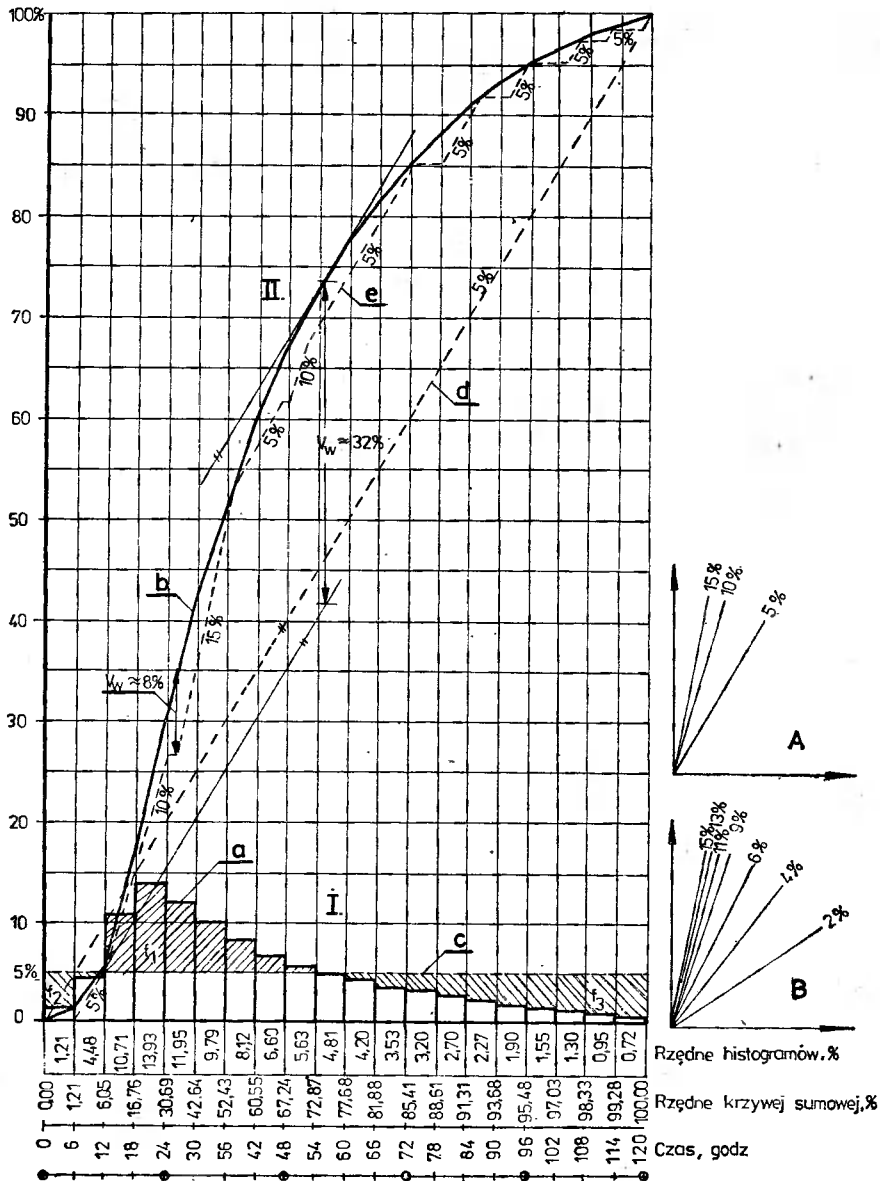
Analizę współzależności między zmiennym dopływem (Q_d) wody z polderu, wydajnością (Q_p) pomp i pojemnością (V_w) wyrównawczą zbiornika (kanału) można przeprowadzić metodami analitycznymi (tabelaryczną) lub graficznymi (słupkową, sumową czyli całkową). Opis tych metod jest podany w literaturze [28,44,111,165,220], dlatego tu przedstawiono tylko niektóre zagadnienia analizy, przy założeniu dostępności danych o hydrogramie dopływu wody z polderu.

Na rysunku 30 analizowane wielkości Q_d , Q_p , V_w wyrażono w liczbach procentowych objętości fali wezbrania, czyli w sposób zbliżony do tego, jaki podaje literatura dotycząca wodociągów [44,165]. Hydrogram spływu wody z obiektu Załom (1968-1974 r.) przedstawiono w postaci a) słupków (histogramów) i b) krzywej sumowej (całkowej).

Poszukiwania współzależności Q_d , Q_p , V_w ograniczono do następujących przypadków:

1. Praca przepompowni jest ciągła (bez przerw) i ze stałą wydajnością. Wykresem pompowania w metodzie słupkowej (I) jest prosta pozioma (c) wzniesiona nad osią odciętych (o rzędnej) $\frac{100 \cdot 6}{120} = 5\%$, czyli w każdym 6-godzinym przedziale odpompowuje się 5% objętości wezbrania. Pojemność wyrównawczą stanowią zakreskowane pola powierzchni $f_1 = f_2 + f_3$. W metodzie sumowej (II) linią pompowania jest prosta (d) łącząca początek i koniec krzywej sumowej (b). Równoległe do prostej (d) poprowadzono 2 styczne do krzywej (b). Odległość między stycznymi, mierzona równoległe do osi rzędnych wyznacza objętość wy-

równawczą, która w danym przypadku wynosi $V_w = 32\%$.



Rys.30. Współzależność między spływem wody z polderu, wydajnością pomp i pojemnością zbiornika wyrównawczego wg Klugiewicza

2. Praca przepompowni odbywa się z przerwami i ze zmienną wydajnością. Przy tym założeniu powstaje problem doboru liczby i wydajności poszczególnych pomp. Istnieją poglądy, aby pompy były jednego typu i po-

siadały jednakową wydajność oraz żeby wydajność jednej pompy równała się dopływowi wody z polderu o najdłuższym czasie trwania (np. odpływ gruntowy w okresie wegetacyjnym). Przepompownie, w których zainstalowano identyczne zespoły pompowe posiadają tę zaletę, że potrzebują mniej części zapasowych, zaś istotną ich wadą jest mniejsza możliwość pracy z różną wydajnością. Można to wykazać na prostym przykładzie, przyjmując przepompownię z 3 pompami, których łączna wydajność wynosi 15% objętości fali miarodajnego wezbrania:

- a) jeżeli zainstalowane zostaną pompy o jednakowej wydajności (po 5%), wówczas taka przepompownia może pracować tylko w trzech wariantach wydajności: 5, 10 i 15% ;
- b) instalując pompy o wydajnościach np. 2, 4 i 9%, przepompownia może uzyskać aż siedem wariantów wydajności: 2, 4, 6, 9, 11, 13 i 15%.

Zwiększenie liczby wariantów wydajności przepompowni ułatwia dopasowanie jej pracy do zmiennych dopływów wody z polderów i zmniejsza lub wyklucza konieczność posiadania pojemności wyrównawczej zbiorników. Zwiększenie liczby pomp wymaga jednak rozbudowy pomieszczeń dla zainstalowania zespołów pompowych, rurociągów, armatury i zachowania bezpiecznych odległości między urządzeniami. Tak więc wybór rozwiązania projektowego powinien być uzasadniony analizą techniczno-ekonomiczną. Wyniki analizy przeprowadzonej dla polderów w Litewskiej SRR [123,124] podano w tabeli 10.

Tabela 10

Wyniki analizy techniczno-ekonomicznej wariantów projektowych przepompowni ze zbiornikami w Litewskiej SRR wg Łukianasa i Juszkaukasą

Wariant analizy		Zbiornik			Koszt w tys. rubli wg cen 1969 r.		
Liczba pomp	Stosunek wydajności agregatów do przepompowni	Pojemność m ³		Powierzchnia	zbiornika	przepompowni z urządzeniami	zbiornika i przepompowni
		użytkowa	całkowita				
1	1/1	6500	46400	2,4	34,8	38,0	72,8
2	1/3;2/3	4320	31000	1,6	23,3	44,5	67,8
3	1/3;1/3;1/3	2160	15500	0,8	11,6	50,2	61,8
3	1/4;1/4;1/2	1620	11900	0,6	8,9	50,2	59,1
3	1/5;2/5;2/5	2590	18600	1,0	13,9	50,2	64,1

Spśród analizowanych wariantów najkorzystniejszy okazał się czwarty, jednak autorzy nie uzasadnili powodu tak dużego stosunku pojemności całkowitej do użytkowej zbiornika.

Na rysunku 30 przygotowano wykresy pomocnicze (A, B) ułatwiające analizowanie metodą sumową wielu różnych wariantów pompowania, t.j. z zastosowaniem zmiennego czasu pracy przepompowni o różnych wydajnościach. Linia (e) przedstawia jeden wariant pracy przepompowni, który umożliwił zmniejszenie pojemności wyrównawczej o około 24% w stosunku do przypadku I.

Jak stwierdzono wyżej, przy tej analizie niezbędna jest znajomość miarodajnego hydrogramu dopływu wody z polderów do przepompowni. Ponieważ nie posiadano dotąd takich informacji, więc ustalano wydajność i objętość wyrównawczą innymi sposobami (p.3.4). Metody ustalania hydrogramów odpływu wody z polderów podano w p.3.5.

Na podstawie badań autora [77,78] stwierdzono, że spośród 81 przepompowni eksploatowanych w województwie szczecińskim (w granicach administracyjnych do 1975 r.) 65,4% posiadało po 1 agregacie pompowym, 28,4% po 2 agregaty i 6,2% po 3 agregaty. Podobna sytuacja występowała również w woj. koszalińskim [80,84]. Według danych z literatury obcej autor obliczył powyższe wielkości dla kilkudziesięciu przepompowni holenderskich i radzieckich. I tak w holenderskiej prowincji Helderland spośród 33 przepompowni [49] 36,4% posiadało po 1 agregacie, 42,4% po 2 agregaty, 18,2% po 3 agregaty i 3,0% 4 agregaty. W prawobrzeżnej nizinie nadniemeńskiej (rys.16) eksploatowane były 23 przepompownie [231], z których 26,1% posiadało po 1 agregacie, 65,2% po 2 agregaty, 8,7% po 3 agregaty pompowe. Na polderach białoruskiego Polesia [129] eksploatowano 32 przepompownie, z których 18,8% posiadało po 1 agregacie, 12,5% po 2 agregaty, 59,4% po 3 agregaty, 3,1% po 4 agregaty i 6,2% po 5 agregatów pompowych.

Według autorów [77,78,181] zainstalowanie w przepompowni 2 i więcej agregatów pompowych posiada tę zaletę, że zapewnia większą pewność ruchu, gdyż w razie awarii jednej pompy nie przestaje pracować cała przepompownia. Łatwiejsze jest także dopasowanie wydajności przepompowni do zmiennego dopływu wody niż wtedy, gdyby zainstalowano tylko 1 agregat. Schroeder [181] proponuje instalowanie pomp o jednakowej wydajności (prawdopodobnie chodzi o identyczny typ pompy), gdyż wtedy mniej potrzeba części zamiennych w porównaniu z przepompowniami, w których zainstalowano różne pompy.

Z praktyki eksploatacyjnej polderów Północnej Polski wynika, że poważne trudności podczas wymiany zużytych agregatów sprawiają zmiany gabarytów pomp i elementów montażowych. Z tego względu wymiana starego agregatu na nowy łączy się z koniecznością wykonania dodatkowych prac, których mogą podjąć się specjalistyczne przedsiębiorstwa.

Juszkaukas [62] zaproponował, aby wydajność najmniejszego agregatu dostosować do odpływów wody w okresie wegetacyjnym, zgodnie ze wzorem (68).

Według Schroedera [181] przy ustalaniu wydajności przepompowni, należy również ocenić w jaki sposób najlepiej obniżyć wodę wewnętrzną dla ułatwienia oczyszczania rowów, gdyż może się okazać wskazane użycie do tego celu oddzielnej pompy. Pompy z nastawialnym kątem pochylenia łopatek

wirnika są znacznie droższe i wrażliwsze na uszkodzenia niż inne pompy, lecz mają znacznie większą sprawność przy częściowym ich obciążeniu. Zalecono stosować je szczególnie tam, gdzie ilości dopływającej wody ulegają znacznym wahaniom przy mało zmieniającej się wysokości podnoszenia. Wysokość podnoszenia pompy śmigłowej jest wtedy prawie stała i znajduje się w obszarze największej sprawności przy różnym nachyleniu łopatek. Automatyzacja włączzeń i wyłączzeń agregatów pompowych sugeruje stosowanie układu zatopionego (rys. 27 a, g oraz rys. 28 i 29), co jest szczególnie korzystne w warunkach częstych przerw w pracy. Na polderach delty Wisły według Florin-skiego [42] w przepompowniach stosowano 2 pompy o wydajności $Q, 2Q$ i stosunku $c = 1 : 3$ (gdzie Q - wydajność agregatu najmniejszego, c - stosunek wydajności agregatu najmniejszego do wydajności całej przepompowni). W pracach [37, 204, 221] podano, że Pikels zalecał, aby w przepompowni o łącznej maksymalnej wydajności $\sum Q \leq 4 \text{ m}^3/\text{s}$ instalować po 2 agregaty pompowe o wydajnościach $Q, 2Q$ oraz stosunku $c = 1 : 3$, natomiast gdy $\sum Q > 4 \text{ m}^3/\text{s}$ instalować 3 agregaty jednakowej wydajności, czyli Q, Q, Q ; $c = 1 : 3$. Sutton [204] stwierdził, że w przepompowniach odwadniających wskazane jest instalowanie tylko dużych pomp, które mogą przepuszczać większe frakcje zanieczyszczeń dopływające z wodą, nie powodując zatykania wirnika. Uważa on jednak za konieczne, aby chociaż jedna pompa była mniejszej wydajności, dla odpompowywania małych dopływów wody z polderu, gdyż dużą pompę trzeba by często wyłączać i włączać [221]. Według Ławrowa [119] w NRD przepompownie o wydajnościach do $2 \text{ m}^3/\text{s}$ wyposaża się w 3 agregaty pompowe o wydajności $Q, Q, 2Q$ oraz $c = 1 : 4$. W Związku Radzieckim zalecano [132] na polderach o powierzchni zlewni $F_z = 1500 - 2000 \text{ ha}$ budowę przepompowni z 2 agregatami o wydajnościach Q ; $(1,3 + 4,0)Q$, natomiast przy $F_z = 2500 \text{ ha}$ oraz $\sum Q = 3 + 4 \text{ m}^3/\text{s}$ instalować $3 + 4$ agregaty jednakowej wydajności oraz 1 agregat o wydajności $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Wołkow [221] na podstawie badań reżimu pracy przepompowni w obwodzie kaliningradzkim proponuje, aby przepompownie o łącznej wydajności $\sum Q < 1 \text{ m}^3/\text{s}$ wyposażać w 2 agregaty $Q, 2Q$, czyli $c = 1 : 3$, natomiast przy $\sum Q = 1 + 10 \text{ m}^3/\text{s}$ instalować 2 agregaty $Q, (2 + 3)Q$ oraz $c = 1 : 3 + 1 : 4$, lub 3 agregaty o wydajnościach $Q, (2 + 3)Q, (2 + 3)Q$ i $c = 1,5 + 1,7$. Kluczyński [76] na podstawie obserwacji eksploatacyjnych przepompowni sugeruje instalowanie 2-4 agregatów jednotypowych, w zależności od wielkości doliny i jej zlewni. Gwarantuje to jego zdaniem elastyczną pracę przy odpompowywaniu średnich spływów w okresie wegetacyjnym poprzez przemienne włączanie i różny czas pracy, jednak niezbędny jest wówczas zbiornik wyrównawczy o objętości zapewniającej co najmniej 2-godzinną pracę. Moment włączenia przepompowni do pracy, przy średnich dopływach zaleca [76] ustalać w projekcie melioracji. Przy dopływach powodziowych graniczny poziom włączenia przepompowni do pracy powinien odpowiadać brzegowemu napełnieniu kanałów. Regulacja włączzeń przy pomocy elektrod kontaktowych powoduje cykliczną pracę. Za cykl autor ten uważa sumę czasu napełniania i opróżniania pojemności wyrównawczej zbiorników. Podczas odprowadzania średnich dopływów w okresie wegetacji uznano [76] pracę jednego agregatu za prawidłową przy 2-3 cyklach/dobę, natomiast w okresie let-

nich dopływów powodziowych, cykl pracy przepompowni powinien wynosić 1+2 dób. W sezonie wegetacyjnym praca przepompowni przeciąga się na okres 2+4 tygodni, w których stosuje się codziennie 1-2-godzinne przerwy na przeglądy i smarowanie agregatów pompowych.

Nadmienia się, że czas pracy eksploatowanych przepompowni w Polsce i za granicą jest zmienny na różnych polderach oraz w poszczególnych latach. Ta zmienność następuje najczęściej pod wpływem opadów atmosferycznych i parowania terenowego. Autor na podstawie zebranych danych o pompowaniu wody z polderów polskich oraz informacji literaturowych [14,61,62,66,67,73,102,156,173] wyznaczył następujące przedziały dotyczące czasu pracy: 55-2666 godzin/rok, 2,3-111,1 dób/rok i 0,5-2,7 godzin/ha rok. Wskazane są badania nad podobnymi wskaźnikami i prognozowaniem ich wielkości według dostępnych parametrów charakteryzujących warunki na polderze.

Reasumując zagadnienia dotyczące liczby agregatów i proporcji ich wydajności należy stwierdzić, że w eksploatowanych przepompowniach na polderach polskich, a także za granicą istnieje najczęściej zbyt mało agregatów. Częstym powodem tego stanu jest skąpy asortyment produkowanych pomp. Praca przepompowni z nadmierną wydajnością odbywa się z przerwami, które nie są korzystne dla silników oraz stateczności skarp zbiorników i kanałów.

Z literatury [61,76,78,207,230] wynika, że najczęściej istnieje zgodność poglądów o potrzebie instalowania większej liczby agregatów, jednak różne są konkretne propozycje poszczególnych autorów dotyczące liczebności i podziału ogólnej wydajności przepompowni na poszczególne agregaty.

Zdaniem autora przepompownie powinny być wyposażone w kilka agregatów o różnej wydajności, aby umożliwiały różne warianty pracy, przy zmiennym dopływie wody z polderów. O wyborze rozwiązania projektowego powinna decydować analiza współzależności Q_d , Q_p , V_w i wariantów techniczno-ekonomicznych. Przepompownie powinny być wyposażone w urządzenia (także do mechanicznego oczyszczania krat) i aparaturę kontrolno-pomiarową, które ułatwią obsługę oraz umożliwią analizę ich pracy i gromadzenie danych.

Dla dużych kompleksów terenów depresyjnych, gdzie pracują liczne przepompownie wskazane są wspólne warsztaty, magazyny części zamiennych oraz sprawnie działające środki łączności i pogotowie techniczne.

2.3.5. Zbiorniki wyrównawcze i inne elementy polderu

Zbiorniki wyrównawcze służą do okresowego magazynowania wody dopływającej z polderu kanałem głównym w okresach postoju pomp lub pracy pomp z mniejszą wydajnością od dopływu. Ponadto spełniają one funkcje osadników namułu i dlatego ich dno powinno być położone poniżej progu komory ssawnej lub króćca ssawnego. To obniżenie zalecono przyjmować 0,5-1,0 m [97] lub 1,0 m pod warunkiem, że martwa objętość zbiornika wystarczy na akumulację osadów w ciągu 5 lat [135]. Na zbiorniki wyrównawcze mogą być wykorzystane te stawy, które położone są w najniższych punktach obszaru depresyjnego.

Miażdżość warstwy wyrównawczej w zbiorniku nie powinna być mniejsza od czułości pływakowych urządzeń sterujących i sygnalizacyjnych. Zbiornikiem wyrównawczym jest najczęściej rozszerzony, dolny odcinek kanału głównego. Podczas projektowania szerokości zbiornika należy uwzględnić technologię budowy i oczyszczania z osadów. Najczęściej stosowane koparki lądowe posiadają stosunkowo krótkie wysięgniki, ograniczające ich zasięg pracy.

Kostiakov [97] zaleca, aby wyrównanie zmiennych dopływów do zbiornika i pompowania przewidywać w ciągu 1 doby, natomiast wielu innych autorów przyjmuje kilkudniowy okres wyrównania. Minimalna objętość warstwy wyrównawczej powinna zapewniać co najmniej 15-minutowy czas pracy jednego agregatu przy zmianie położenia zwierciadła wody nie mniej jak 20 cm [135]. Nadmienia się, że wokół tego zagadnienia powstało sporo kontrowersyjnych poglądów. Na przykład w pracach [161,169] istnieje zalecenie, aby zautomatyzowane przepompownie nie włączały się częściej niż 6 razy w ciągu godziny. Z tym zaleceniem nie zgadzają się Zielionka i Juszkaukas [231] i proponują dobrać taką pojemność wyrównawczą, która stanowiłaby 4-godzinny dopływ wody w okresie wegetacyjnym. W praktyce stany wody w zbiorniku podlegają najczęściej dużym i szybkim wahaniom, ze względu na zbyt małą pojemność warstwy wyrównawczej lub też nieuzasadnioną pracę przepompowni z maksymalną wydajnością. W takich przypadkach powstają duże gradienty ciśnienia spływowego niszczącego skarpy zbiorników i kanałów. Niezbędna jest więc analiza warunków współpracy sieci wodnej z przepompownią [41,156,177] oraz zastosowanie takiego ubezpieczenia, które zapewni odsączalność i stateczność dla skarp. Z obserwacji wynika, że te wymogi spełniają ubezpieczenia z walców i materacy zatapiających [81,117].

Na polderach ważną funkcję spełniają kanały główne (magistralne) gdyż mieści się w nich dodatkowa pojemność wyrównawcza oraz stanowią odbiorniki wody z sieci odwadniającej niższych rzędów. Kanały główne z reguły zaleca się trasować po najniższych miejscach obszaru, zapewniając im takie wymiary, aby możliwe było właściwe odwodnienie całego obszaru polderowego. W przeciwnym wypadku zachodzi konieczność budowy mikropolderu (z drugim stopniem pompowania) lub zmiany sposobu zagospodarowania tej części powierzchni.

Poldery posiadają różną konfigurację i wielkość powierzchni, a także kształty oraz usytuowanie przekroju kluczowego, w którym znajduje się przepompownia. Te czynniki istotnie wpływają na dynamikę spływu wody [93], zatem powinny być uwzględniane przy projektowaniu i eksploatacji systemu odwadniającego na polderach. Na terenach płaskich, mimo stosowania małych spadków dna (0,2 - 0,3‰), wzrost głębokości kanałów ogranicza ich długość. W takich warunkach następuje intensywne zarastanie i zamulanie przekroju czynnego kanału oraz ograniczenie zasięgu oddziaływania przepompowni. Maksymalna długość kanału magistralnego (głównego) nie powinna przekraczać 7,7 km (wg badań radzieckich) lub 5-6 km (wg badań niemieckich) przy odbiorze z nich wody przez jedną przepompownię. Pomiarzy wykonane przez autora na kilku polderach Pomorza Zachodniego wskazują, że w praktyce eksploatacyjnej zasięg wyraźnego oddziaływania przepompowni na wahania zwier-

ciadła wody w kanale wynosi od 1,5 do 2,5 km. Z badań radzieckich wynika, że zasięg ten obserwowano w odległości 2,0 - 3,5 km (max. 4,0 km) od przepompowni, lecz również stwierdzono, że po 4-godzinnympompowaniu zwierciadło wody obniżyło się przy przepompowni o 57 cm, natomiast tylko 8 cm w głównym kanale w odległości 2,0 km. W celu zwiększenia zasięgu oddziaływania przepompowni niezbędne jest usuwanie wodorostów i odmulanie rowów i przepustów. Na podstawie obserwacji Birzwałki na polderze Ejmurskim została opracowana tablica klasyfikacyjna zarastania przekroju kanałów [156]. Zawiera ona po 14 stopni zarastania dla powierzchni wody, dna kanału i skarp. Takie informacje mogą być pomocne przy eksploatacji i konserwacji sieci wodnej na danym polderze. Konserwacja i renowacja kanałów przy użyciu sprzętu pływającego jest najczęściej bardzo utrudniona, ze względu na istnienie przepustów i mostów o zbyt małych otworach. Sprzęt poruszający się wzdłuż brzegów kanału również napotyka na przeszkody, np. rowy boczne, słabonośny grunt i dlatego korzystne jest stosowanie 2 materacy zbitych krzyżowo z desek, które przekładane są na przemian przez tę samą koparkę. Na polderach Pomorza Zachodniego kanały główne dość często lokalizowano w pobliżu wałów zewnętrznych. Takie usytuowanie jest niekorzystne, gdyż zwiększa się objętość wody z przesiąków i niebezpieczeństwo sufozji gruntu oraz przerywania wałów. Te niebezpieczne zjawiska obserwowano na torfowiskach w następstwie przegłębienia dna kanału polderowego do drobnoziarnistego piasku oraz wzrostu gradientu ciśnienia hydrostatycznego wody zewnętrznej i wewnętrznej (w kanale).

Watutin [216] stwierdził, że na gruntach słabonośnych wykopy kanałów należy wykonać metodą stopniowego, warstwowego pogłębienia koryta. Dno kanałów umocnić łupinami żelbetowymi, a gdy szerokość jego przekracza 1 m, wówczas stosować żelbetowe ścianki z poziomym rozparciem. Badania wykazały, że kanały wyłożone łupinami żelbetowymi są trwałe i nie zarastają. Według Kadrewicz [67] na łotewskich polderach spadki powierzchni są małe (0,1 - 0,3%). Kanały główne posiadają do 6 km długości, głębokość do 3,5 m, szerokość dna poniżej 10 m, nachylenie skarp 1: 1,5 + 1: 2,0. Rozstawa kanałów zbiorczych wynosi 250 - 500 m, zaś osuszających 100 m (o głębokości 1 m).

Na polderach Północnej Polski sieć szczegółową stanowią najczęściej rowy o rozstawach 60 - 100 m i głębokości 0,8 - 1,2 m. Rowy posiadają szereg powszechnie znanych wad, lecz również i zalet (między innymi zbierają spływy i okresowo akumulują wodę). Nad funkcjonowaniem sieci polderowej autor prowadził wieloletnie badania terenowe [86, 170]. Z badań tych wynika między innymi, że w łanie odwadnianym rowami o rozstawie 100 m występuje istotny wzrost plonowania roślinności łąkowej od jego środka w kierunku rowów. W innym zaś łanie, dodatkowo zdrenowanym sączkami ceramicznymi o rozstawach 9, 18 i 27 m wzrost plonowania był istotny na mniejszych rozstawach, zwłaszcza w okresach wiosennych, w których nadmiar wilgoci w glebie powodowały opady tego okresu lub zimowego skumulowane w pokrywie śnieżnej.

Należy nadmienić, że dotychczas nie ma obowiązujących zaleceń do projektowania szczegółowej sieci odwadniającej poldery. Można jednak skorzys-

tać z licznych wyników badań nad normami odwodnienia i odpływu wody oraz zmianami właściwości różnych gleb po odwodnieniu, które obszernie zostały omówione w literaturze [3,55,57,64,87,88,90,99,108,115,118,121,146,148,150,157,173,176,181,198,202,206,217].

Poldery wyposażone są ponadto w urządzenia do prowadzenia gospodarki wodnej (zastawki, przepusty z zastawkami, wpusty, przelewy) i transportu (drogi, przejazdy wałowe, przepusty, mosty). Te urządzenia omówione zostały w dostępnych pracach monograficznych [58,107,136] i artykułach zestawionych w bibliografii [36].

Przy analizie wyników badań nad odwadnianiem polderów pomocne są informacje o charakterystyce obszaru depresyjnego, sieci odwadniającej i budowie hydrogeologicznej, gdyż ułatwiają dokonywanie porównań danych i ocenę możliwości wykorzystania na innych polderach. Na przykład z prac [39, 115] wynika, że pojemność kanałów polderowych wynosi 114, 120, 123 i 182 m³/ha.

Polder Załom, na którym autor prowadził wieloletnie badania i których wyniki wykorzystywane są także w niniejszej pracy, został scharakteryzowany w opracowaniach [91,93], natomiast obecnie nowymi danymi w tabeli 11 i na rysunku 21, wnoszącymi wiele interesujących informacji poznawczych i praktycznych.

Tabela 11

Charakterystyka konfiguracji powierzchni i sieci odwadniającej na polderze Załom wg Klugiewiczza

Wzniesienie powierzchni polderu m npm	Powierzchnia ha		Kubatura wykopu kanałów i rowów V_k m ³	Długość kanałów i rowów L_k m	Objętość zalewu na powierzchni polderu m ³	Wskaźniki		
	polderu F_p	zajęta przez kanały i rowy F_k				$100 \frac{F_k}{F_p}$ %	$\frac{L_k}{F_p}$ $\frac{m}{ha}$	$\frac{V_k}{F_p}$ $\frac{m^3}{ha}$
0,00 - 0,25	328,71	15,969	128446	52288	273815	4,86	159,07	390,76
0,25 - 0,50	188,22	6,963	50723	23974	1047792	3,70	127,37	269,49
0,50 - 0,75	101,69	3,371	20564	13510	1416969	3,31	132,85	202,22
0,75 - 1,00	63,21	1,476	9311	5702	1624272	2,34	90,21	147,30
1,00 - 1,25	47,13	0,816	5035	3288	1762454	1,73	69,76	106,83
1,25 - 1,50	43,65	0,724	4856	2785	1875947	1,66	63,80	111,25
1,50 - 1,75	34,79	0,537	3335	2120	1974063	1,54	60,94	95,86
1,75 - 2,00	19,85	0,309	2060	1143	2042445	1,56	57,58	103,78
2,00 - 2,25	17,65	0,264	1756	981	2089313	1,50	55,58	99,49
2,25 - 2,50	0,86	0,018	104	72	2112480	2,09	83,72	120,93
2,50 - 2,75	0,24	0,003	17	12	2113854	1,25	50,00	70,83
Łącznie	846,00	30,440	226207	105875	18333404	3,60	125,15	267,38

3. PODSTAWY USTALANIA WYDAJNOŚCI PRZEPOMPOWNI

3.1. WPROWADZENIE

W opracowaniach projektowych i publikacjach za obliczeniową lub miarodajną wydajność przepompowni uważa się maksymalną przepustowość całej przepompowni, w której pracują wszystkie agregaty pompowe zasadnicze. Nie uwzględnia się w tym agregatów rezerwowych, gdyż one włączane są podczas awarii agregatu zasadniczego. Na etapie projektowania podejmuje się decyzję o maksymalnej wydajności przepompowni oraz wydajnościach poszczególnych agregatów. Jest to decyzja nader ważna, ponieważ wpływa na koszty inwestycyjne i eksploatacyjne oraz sprawność działania sieci odwadniającej, a ta warunkuje możliwość intensywnego użytkowania polderu. Analiza techniczno-ekonomiczna różnych wariantów projektowych ułatwia podjęcie właściwej decyzji.

Spore zaniedbania w badaniach i systematycznych obserwacjach eksploatowanych od kilku wieków polderów w Polsce i za granicą sprawiają, że istnieje mało danych oraz wiele nierozwiązanych zagadnień utrudniających prace projektowe i eksploatacyjne.

Z literatury [19,21,39,68,74,87,91,102,115,144,156,173,187,215,222,231] oraz wypowiedzi specjalistów podczas konferencji, zebrań i sympozjów wynika, że ustalanie wydajności przepompowni na polderach należy do ważnych, lecz słabo zbadanych problemów. Nieliczne dane z praktyki eksploatacyjnej oraz fragmentarycznych badań są rozproszone w różnych opracowaniach polskich i zagranicznych. Wyniki obserwacji Bertrama [5+7] są już zdezaktualizowane [39,68,115,174]. Według Filatowa [39] i Riabkowej [174] holenderska i amerykańska praktyka melioracyjna nie posiadają teoretycznie uzasadnionych metod określania wydajności przepompowni. Metody prezentowane przez Florinskiego, Brudastowa i Kostiakowa przewidują konieczność obliczania hydrogramów dopływu wody do przepompowni $Q=f(t)$, lecz nie podają sposobu ich konstruowania [39]. Ostatnie prace wykonane przez Kadrewicz na Łotwie, Juszkauskasa na Litwie i Filatowa w obwodzie kaliningradzkim, dotyczące spływów wody z polderów posiadają ten mankament, że ich wyniki nie zostały w ogóle podbudowane obliczeniami bilansowymi [174]. W praktyce gospodarowanie wodą na polderach jest oparte na działaniach kierowanych intuicyjnie [21].

3.2. BILANS WODNY POLDERU I JEGO SKŁADNIKI

Przy bilansowaniu wody w zlewniach rzecznych dość powszechnie stosuje się równanie Pencka [4, 29, 33, 112, 148, 149, 197, 199]

$$P = H + V + \Delta R \quad (5)$$

w którym:

P - opady atmosferyczne

V - parowanie

ΔR - przyrost (ubytek) retencji stanowiący różnicę między retencją początkową (R_p) i końcową (R_k).

W dłuższym okresie bilansowym $\Delta R = 0$, zatem $P - H = V = S$, gdzie S nazywa się deficytem odpływu [112].

Wymienione składniki powinny być wyrażone w identycznych jednostkach (np.: mm, mln m³) oraz odnosić się do tego samego obszaru i przedziału czasu.

Zlewnie polderów w porównaniu ze zlewniami rzeczными obejmują małe obszary, są sztucznie podzielone i posiadają urządzenia do kierowania obiegiem wody. Z tego względu ograniczone jest zastosowanie równania (5), gdyż nie oddaje ono specyfiki warunków polderowych.

Dla polderu równanie bilansu wodnego podawane jest w literaturze [1, 35, 40, 91, 101, 158, 173] w bardziej rozbudowanej postaci. Autor we wcześniejszych pracach [87, 91] podał następującą postać równania

$$G_d + A_d + S_d + P = G_o + A_o + S_o + H_p + V + \Delta R \quad (6)$$

W przychodowej stronie powyższego równania oznaczono:

G_d - dopływ gruntowy (wody obce infiltrujące na polder przez korpus i podłoże wałów oraz z otaczającego tarasu),

A_d - dopływ powierzchniowy (spływ wody z terenów przydepresyjnych i z sąsiednich wyżej położonych polderów),

S_d - dopływ przez urządzenia (do nawodnień, zaopatrzenia w wodę osiedli, inwentarza itp.),

P - opady atmosferyczne.

W skład rozchodowej strony równania wchodzi:

G_o - odpływ gruntowy (przez podłoże, ujęcia wody gruntowej),

A_o - odpływ powierzchniowy (spływ wody do sąsiedniego polderu i odbiornika),

S_o - odpływ grawitacyjny (przez przepusty i śluzy),

H_p - odpływ z mechanicznym podnoszeniem wody (przepompownie),

V - parowanie terenowe,

ΔR - przyrost (ubytek) retencji wody w zlewni polderowej jak w równaniu (5).

Współzależność składników równania (6) od wielu czynników naturalnych i sztucznych oraz skomplikowane i kosztowne badania sprawiają, że mało jest

konkretnych danych o wielkościach poszczególnych składników bilansu. Te okoliczności zmuszają do posługiwania się uproszczonymi schematami obiegu wody w zlewni polderowej oraz procedurą obliczeń sprowadzoną do wyznaczenia H_p w zależności od wielkości dostępnych parametrów.

Kadrewicz [68] ustaliła na ryskich polderach, że w okresie wegetacyjnym (IV-X) odpompowuje się 48,3%, natomiast w pozostałym okresie 51,7% rocznej objętości wody pompowanej. Zdaniem autorki dopływ wód filtracyjnych na poldery tego rejonu jest znikomy i może być pominięty w obliczeniach bilansowych. Jednak holenderskie poldery utworzone na byłej Zatoce Zuider Zee posiadają znaczne dopływy filtracyjne. Występują tam bowiem duże gradienty ciśnień hydrostatycznych w wysokich i długich obwałowaniach. Na polderze Północno-Wschodnim wysokość obwałowań dochodzi do 20 m, a ich łączna długość wynosi 64 km.

Od strony jeziora IJssel roczny dopływ wody z filtracji odniesiony do powierzchni polderu (F_p) wynosi 350 mm. Ulega on zmianie w zależności od gradientu ciśnienia, przepuszczalności gruntu w korpusie i podłożu obwałowań. W niektórych odcinkach obwałowań filtracja odniesiona do F_p wynosi 15 mm/dobę.

W przedziałach rocznych ustalono następujące wielkości składników bilansu polderu Północno-Wschodniego:

- strona przychodowa: opady 700 mm, filtracja 350 mm
- strona rozchodowa: parowanie terenowe 350 mm, odpompowanie 700 mm.

Z danych tych wynika, że parowanie terenowe jest pod względem ilościowym równe filtracji, co może stanowić uzasadnienie metody holenderskiej (DIN - 1184) ustalania wydajności przepompowni (p.3.4.2).

Riabkowa [174] zbadała procentowy udział składników w bilansie wodnym polderu Rusnie (Litewska SRR), gdzie:

- w przychodach: opady 79%, filtracja 15% (w tym 4% przez wał wzdłuż odbiornika i 11% od sąsiedniego polderu), 6% dopływ przez słuze - regulator do nawodnień,
- w rozchodach: parowanie 48%, odpompowanie 52%.

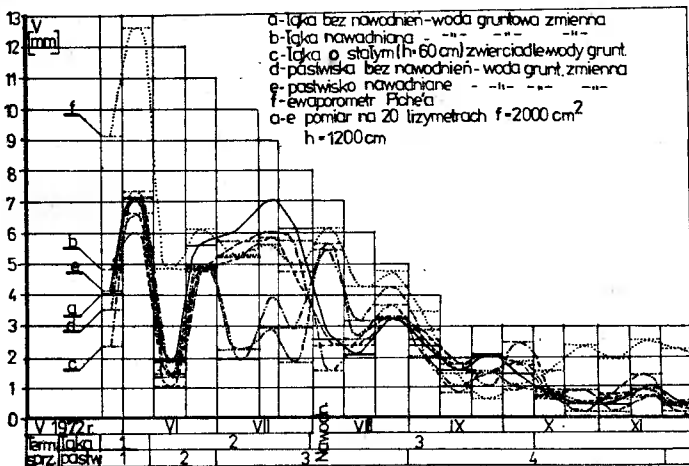
Wymieniona autorka podała w pracy [173], że reżim wód gruntowych na tym polderze uzależniony jest od sezonowych wahań zwierciadła wody w ciekach, zwłaszcza na obszarach przyległych, natomiast w środkowej części polderu wahania zwierciadła wody w gruncie zależą głównie od czynników klimatycznych i pracy przepompowni. Ponadto autorka stwierdziła, że główne zasilanie polderu stanowią opady atmosferyczne. Średnio każdego roku odpompowuje się 457 - 615 mm warstwę wody. Między roczną warstwą wody odpompowanej (mm) i sumą opadów na tym polderze istnieje korelacja ($r = 0,75$) w następującej postaci:

$$H = 0,68(P + 70) \quad (7)$$

Według Wołkova [221,222] w ciągu kwietnia i maja przepompownia kostromska odpompowuje 74,7 - 100% objętości rocznej, natomiast przepompownie sławskie w tym czasie pompują tylko 20,2 - 60,9%, ponieważ pracują również

podczas zimowych ciepłych. W porze letniej przepompownia kostromska odpompowuje 0-7,1%, zaś przepompownie sławskie 5,7-24,7% rocznej objętości pompowanej wody. Ponadto stwierdzono dużą zmienność objętości odpływu wody z polderów. Tę zmienność wyrażono stosunkiem odpływu średniego (Q_{sr}) do maksymalnego (Q_{max}). Na polderze kostromskim dla przedziałów rocznych $Q_{sr}/Q_{max} = 1/6 + 1/28$, natomiast dla przedziałów od maja do sierpnia $Q_{sr}/Q_{max} = 1/6 + 1/64$. Na polderach sławskich dla jednego z polderów (1958-1962 r.) ustalono $Q_{sr}/Q_{max} = 1/22$, zaś dla innego polderu (1957-1961 r.) wyznaczony stosunek wynosił 1/30. Z 5-letnich badań Kadrewicz na ryskich polderach stosunek $Q_{sr}/Q_{max} = 1/25$.

Na podstawie własnych badań na polderze Załom autor [87,91] wyznaczył wielkości parowania terenowego, które dla 1972 r. przedstawiono na rysunku 31, natomiast bilans wodny w tabeli 12.



Rys.31. Dynamika parowania terenowego na stacji lizymetrycznej Załom wg Klugiewiczza

Parowanie odbywa się z różną intensywnością zależną od pogody i sposobu użytkowania oraz wyraźnie maleje po sprzęcie roślinności (rys.31), co świadczy o istotnym udziale roślinności w rozbiórce wody z profilu głębokiego. Na podstawie obliczeń statystycznych wyników 3-letnich badań lizymetrycznych (1972 - 1974 r.) wyznaczył autor następujące wzory:

$$E_a = 0,9745 \cdot d^{0,6358} (1 + 0,0258 \cdot p^{0,65}), \quad R_a = 0,8871 \quad (8)$$

$$E_b = 1,6676 \cdot d^{0,6358} (1 - 0,0178 \cdot p^{0,65}), \quad R_b = 0,5924 \quad (9)$$

$$E_c = 1,0973 \cdot d^{0,6358} (1 + 0,0186 \cdot p^{0,65}), \quad R_c = 0,7783 \quad (10)$$

w którym::

- E - parowanie terenowe, mm
 d - dobowy niedosyt wilgotności powietrza, mb
 p - plon siana, q/ha
 R - współczynnik korelacji wieloczynnikowej
 a, b, c - rodzaj użytkowania i gospodarki wodnej według oznaczeń na rysunku 31

Tabela 12

Bilans wodny obiektu doświadczalnego na polderze Załom wg Klugiewiczza

Okresy bilansowe w 1972 r.	Retencja 1 m warstwy gruntu na początku R_p mm	Opad atmosferyczny P mm	Dopływ obcy grunty i powierzchniowy $A_d + P_d$ mm	Odpływ rowami do przepompowni H_r mm	Parowanie terenowe V mm	Odpływ grunty i powierzchniowy $G_o + A_o$ mm	Retencja 1 m warstwy gruntu na końcu R_k mm
23.V.-10.VI.	866	35	45	23	102	0	821
11.VI.-31.VII.	821	117	190	28	268	0	832
1.VIII.-10.VIII.	832	24	0	0	25	31	800
11.VIII.-20.VIII.	800	41	0	0	20	11	810
21.VIII.-31.VIII.	810	1	0	0	37	21	753
1.IX.-10.IX.	753	1	7	0	23	0	738
11.IX.-20.IX.	738	4	48	15	15	0	760
21.IX.-30.IX.	760	54	59	63	20	0	790
1.X.-10.X.	790	1	75	47	14	0	805
11.X.-20.X.	805	3	34	32	7	0	803
23.V.-20.X.	866	281	458	208	531	63	803

W poszczególnych okresach bilansowych (tab.12) składniki przybierają różne wielkości i wzajemne proporcje. W okresie od 23.V. do 20.X.1972 r. parowanie terenowe wynosiło 531 mm, natomiast zasilanie obszaru wodami obcymi stanowiło $458 - 63 = 395$ mm.

3.3. WSTĘPNE ZAGADNIENIA OBLICZEŃ DOPIŁYU I POMPOWANIA WODY

Natężenie dopływu wody z polderu do przepompowni można wyrazić wzorem

$$Q_d = q_d \cdot F \quad (11)$$

gdzie:

Q_d - natężenie dopływu, 1/s
 q_d - dopływ jednostkowy, 1/s ha
 F - powierzchnia zlewni, ha

Jeżeli istnieją podstawy do wyodrębnienia z ogólnej powierzchni (F), częściowych powierzchni ($F_1, F_2 \dots F_n$) o zróżnicowanych wielkościach dopływów ($q_1, q_2 \dots q_n$), wówczas należy wyznaczyć średnio ważony dopływ jednostkowy

$$q_d = \frac{F_1 \cdot q_1 + F_2 \cdot q_2 + \dots + F_n \cdot q_n}{F_1 + F_2 + \dots + F_n} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} F_i q_i}{\sum_{i=1}^{i=n} F_i} \quad (12)$$

W obliczeniach projektowych i publikacjach dość powszechnie stosowany jest wskaźnik dopływu wody do przepompowni, który wyrażony jest podobnie jak opady atmosferyczne w milimetrach słupa wody. Aby skorzystać z takich danych (p.3.4.1) przed podstawieniem do wzoru (11) należy uprzednio wyznaczyć

$$q_d = 0,116 H_d \quad (13)$$

gdzie:

0,116 - współczynnik przeliczenia jednostek

$$\frac{0,001 \cdot 10000 \cdot 1000}{24 \cdot 60 \cdot 60} = 0,11576 \approx 0,116$$

H_d - wskaźnik dopływu wody do przepompowni, mm/dobę

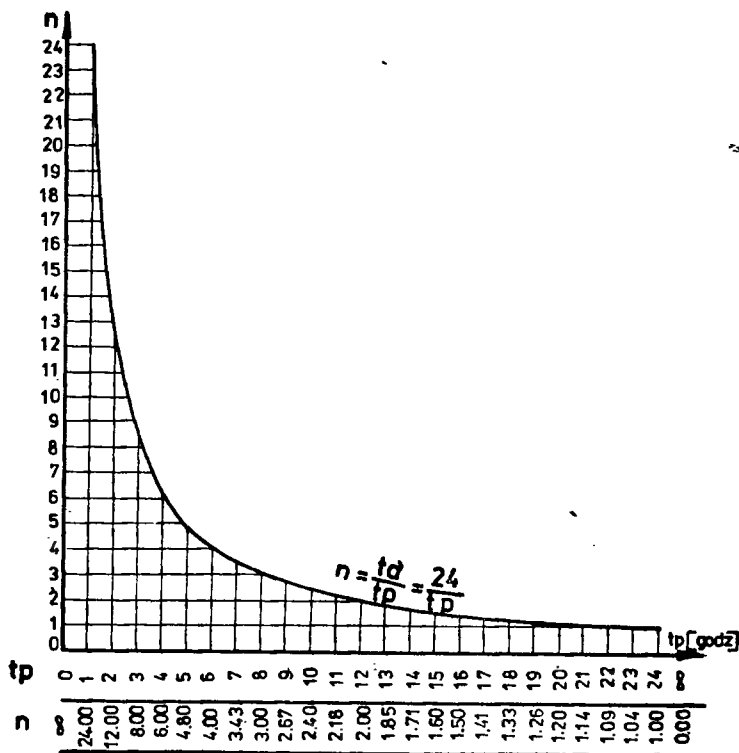
Dopływy wody q_d i H_d dotyczą pewnego przedziału czasu, najczęściej 1 doby. Zatem tylko wtedy, gdy przewiduje się całodobową pracę przepompowni, powyższe wielkości mogą być równoznaczne z jednostkowym pompowaniem q_p lub wskaźnikiem pompowania H_p . Najczęściej jednak przepompownia pracuje w czasie (t_p) krótszym, niż trwa do niej dopływ (t_d), zatem powinna posiadać większą wydajność

$$q_p = q_d \cdot \frac{t_d}{t_p} \quad ; \quad H_p = H_d \cdot \frac{t_d}{t_p} \quad (14)$$

Przy uwzględnieniu dobowego przedziału dopływu

$$q_p = q_d \cdot \frac{24}{t_p} = q_d \cdot n \quad ; \quad H_p = H_d \cdot \frac{24}{t_p} = H_d \cdot n \quad (15)$$

Wielkości wskaźnika n - czasu pracy w ciągu doby, można odczytać z rysunku 32.



Rys.32. Wykres do wyznaczania współczynnika czasu pracy przepompowni wg Klugiewicza

Autor [87,91] stwierdził, że podawane w literaturze różne dane liczbowe wynikają często z niedokładnego omówienia jakiego składnika wzorów (14) (15) one dotyczą.

3.4. METODY USTALANIA WYDAJNOŚCI PRZEPOMPOWNI

3.4.1. Według empirycznych wskaźników dopływów i dopływów jednostkowych

Na przełomie XIX i XX w. ustalano wydajność przepompowni w delcie Wisły wychodząc z założenia, że powinny one usunąć z polderu zbędną wodę $H_d = 10$ mm/dobę, czyli $q_d = 1,16$ l/s ha. Przy całodobowej pracy przepompowni $t_d = t_p$ i $q_d = q_p = 1,16$ l/s ha oraz jej wydajność $Q_p = 1,16$ F. Najczęściej jednak przewidywano 2-4 godzin/dobę przerwy, czyli czas pompowania $t_p = 20 - 22$ godzin/dobę, dlatego $q_p = 1,27 - 1,39$ l/s ha.

Podczas wymiany napędu wiatrakowego na parowy (1850 r.) przyjęto normę $q_p = 1,25 - 1,50$ l/s ha. W wyniku szeregu katastrofalnych powodzi na Żuławach i obserwacji Hugona Bertrama w latach międzywojennych stosowano $q_p =$

= 1,75 - 2,00 l/s ha na tych polderach, w których nie przebudowywano układu sieci odwadniającej.

Podczas komasacji małych i średnich polderów oraz tworzenia dużych jednostek obszarowych (ponad 21000 ha) przyjmowano $q_p = 1,0$ l/s ha. Z pracy Cebulaka [19] wynika, że obecnie przyjmuje się jednostkowe wydajności przepompowni:

- 1,0 - 1,5 l/s ha gdy $F > 10000$ ha
- 1,5 - 2,0 l/s ha gdy $5000 < F < 10000$ ha
- 2,0 l/s ha gdy $F < 1000$ ha

Dla przepompowni Pomorza Północno-Zachodniego średnie wielkości jednostkowych wydajności podano w tabeli 3. Należy nadmienić, że wielkości liczbowe składników występujących we wzorach (14) i (15) odnoszące się do polskich polderów można uzyskać z opracowań projektowych oraz z literatury w języku polskim [14, 18-20, 45, 73, 74, 77, 78, 80, 84, 88, 91, 114, 115, 144, 181, 195, 227] oraz w językach obcych [5-7, 22, 31, 39, 68, 70, 72, 76, 140, 156, 166, 167, 174, 180, 182, 187, 209, 222].

Przepompownie położone na obszarze Związku Radzieckiego obliczano w początkowym okresie według wielkości wskaźników przyjmowanych na polderach holenderskich oraz w delcie Wisły. Także obecnie, mimo zgromadzenia dość licznych wyników z badań własnych, projektanci radzieccy chętnie się nimi posługują.

Według Kadrewicz [68] na Łotwie zagadnieniami polderowymi zajmował się M. Wegner, który w swych obliczeniach posługiwał się wynikami obserwacji H. Bertrama z delty Wisły, przyjmując podobieństwo spływów, opadów atmosferycznych i temperatur powietrza z warunkami łotewskimi [209-211]. Ten sposób kontynuowany jest również obecnie, przy czym najczęściej wykorzystywane są opracowania [6, 7, 131, 166, 180, 182], a w ostatnich latach także [78, 84]. Kadrewicz [68] stwierdziła, że przepompownie z okolic Kłajpedy obliczano na $H_p = 8$ mm, czyli $q_p = 0,93$ l/s ha. Na niektórych polderach wydajność przepompowni ustalano według $q_d = 0,54$ l/s ha, lecz jednak ta wielkość okazała się za mała i powiększono normę do $q_d = 1,1 - 1,2$, a czasem 1,6 l/s ha. Na Łotwie pierwszy polder (hipodrom miasta Rygi) zaprojektował w 1933 r. Wegner, który zwymiarował przepompownię na $q_p = 2,0$ l/s ha. W 1938 r. zaprojektował K. Walden przepompownię na polderze Babitskim przyjmując $q_p = 2,67$ l/s ha. Autorka [68] zaleca, aby podczas projektowania polderów każdorazowo sprawdzić, czy ustalona wydajność przepompowni jest zbliżona do zalecanych przez przewodniki z zakresu hydrotechniki i melioracji. Przewidują one $q_p = 0,87 - 0,92$ l/s ha dla $F_p = 1200 - 2000$ ha. Kostia-kow [96] proponował przyjmować przy $F_p = 1000$ ha, $q_p = 1,3 - 1,8$ l/s ha. Należy nadmienić, że w 1949 r. został opracowany maszynopis wytycznych do projektowania systemów polderowych w obwodzie kaliningradzkim [116]. Kadrewicz [68] i Filatow [39] zarzucają projektantom łotewskim, że do 1958 r. nie posługiwali się tymi wytycznymi. Przyznać trzeba, że spora grupa autorów [39, 87, 91, 93, 114, 156, 174] często cytuje zalecenia z tych wytycznych lub z kolejnych ich edycji. W tabeli 13 podano zalecane wielkości spływów jednostkowych dla polderów o powierzchni 1000 ha.

Wielkości spływów powierzchniowych (l/s/ha) dla polderów o powierzchni 1000 ha położonych w obwodzie kaliningradzkim wg wytycznych z 1969 r.

Główne typy płodozmianów	Okres obli- czeniowy	Rodzaj gleb polderowych				Rodzaj gruntu zlewni polderu				Prawdo- podob- ność % 11	Warunki przepuszczenia maksymal- nego odpływu 12
		gliny	gliny czyste	gliny czyste	piaski gliniaste, torfy	piaski gliniaste, torfy	gliny	gliny czyste	piaski torfy		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	wiosenne wezbranie	1,75	1,50	1,25	0,90	1,40	1,20	1,00	0,70	5	0,3-0,4 m żej brzegów
	letnie wezbranie	1,45	1,20	0,90	0,50	1,15	0,95	0,70	0,40	5	0,4-0,5 m żej brzegów
Polny	średni letni	0,22	0,18	0,13	-	0,17	0,14	0,10	0,06	-	-
	wiosenne wezbranie	1,15	0,95	0,75	0,55	0,90	0,75	0,60	0,45	15	dopuszcza się za- topienie
	letnie wezbranie	1,05	0,90	0,70	0,40	0,80	0,70	0,55	0,30	10	0,2-0,3 m żej brzegów
Łąkowo-past- wiskowy	średni letni	0,16	0,13	0,10	-	-	0,10	0,08	0,05	-	-
	wiosenne wezbranie	2,10	1,80	1,50	1,10	1,70	1,45	1,20	0,90	3	0,3-0,4 m żej brzegów
	letnie wezbranie	1,75	1,45	1,10	0,60	1,40	1,15	0,90	0,50	3	0,4-0,5 m żej brzegów
Ogrodowy	średni letni	0,26	0,22	0,16	-	0,21	0,17	0,13	0,07	-	-

Jeżeli powierzchnia jest większa, wówczas zaleca się, aby powyższe normy zmniejszyć o 5-10% na każde dodatkowe 1000 ha, natomiast zwiększyć je o 5% przy powierzchni polderu 500 ha. Ponadto zaleca się wprowadzić korektę norm w zależności od:

- konfiguracji terenu: zwiększając normy o 15% dla zróżnicowanej oraz zmniejszając o 15% dla równinnej konfiguracji,
- lesistości: zmniejszyć o 25-30% dla powierzchni zalesionej.

W 1966 r. Juszkauskas [62] stwierdził, że wydajność całej przepompowni określa się na odpływy jednostkowe z wezbrań letnich. Jeżeli polder zasilany jest wodami gruntowymi i spływami z opadów, wówczas należy dostosować się do zaleceń podanych w literaturze [51,96,180] przyjmując $q_p = 1,0-1,2$ l na s-ha, natomiast gdy nadmiar wilgoci jest wynikiem nierównomiernego rozkładu opadów w ciągu roku, wtedy zgodnie [56,119] proponuje przyjmować $q_p = 0,6$ l/s ha. W Litewskim Instytucie Projektowania Gospodarki Wodnej (LIT-GIPROWODCHOZ) przyjmuje się najczęściej $q_p = 1,2$ l/s ha. Z badań na polderze Jukszu w okresie 1963-1964 r. uzyskano $q_p = 1,1$ l/s ha. Według Fiłatowa [39] przepompownie nizin nadniemeńskich obliczono na $q_p = 0,89 - 2,45$ (średnio 1,15) l/s ha, lecz na polderach o małych powierzchniach przyjmowano również $q_p = 2,25 + 20,80$ l/s ha.

Z obliczeń wydajności według czasu pracy (1951-1963 r.) i analizy innych wielkości hydraulicznych pomp, Fiłatow [39] wyznaczył prawdopodobne spływy jednostkowe z polderów o powierzchniach $F_p = 864, 1075$ i 1950 ha, które podano w tabeli 14. Ponieważ wały ochronne i przepompownie na polderach o powierzchni poniżej 50000 ha zalicza się w ZSRR do IV klasy budowlanej (wg Strojitelnych Norm i Prawil Projektowanijsa SNIIPP - I, 3-62), zatem należy przyjmować prawdopodobieństwo przewyższenia $p=5\%$, co jest zgodne z wytycznymi [132]. Tak więc w ciągu marca i kwietnia dla badanych polderów $F=864$ ha $q_d = 1,50$ l/s ha, $F=1075$ ha $q_d = 1,30$ l/s ha i $F=1950$ ha $q_d = 0,97$ l/s ha. Dla polderów będących w podobnych warunkach, lecz o innej powierzchni Fiłatow [39] zaleca obliczać ze wzoru

$$q = q_0 \sqrt[2,3]{\frac{F_0}{F}} \quad (16)$$

w którym:

q, q_0 - miarodajne spływy o $p=5\%$ dla polderu obliczanego i analogu, l/s ha

F, F_0 - pole powierzchni polderu obliczanego i analogu, ha

W wielu regionach ZSRR do ustalenia wydajności pomp za miarodajne uważa się spływy z okresu przedsejwnego i sejwnego. Okres przedsejwny dla gleb polderowych przypada tam na wiosenne orki, przy czym ich początek ustala się w oparciu o średniodobowe temperatury powietrza $7-8^\circ\text{C}$, gdy przez co najmniej 5 kolejnych dób temperatura powietrza nie spada poniżej $+5^\circ\text{C}$.

Do wyznaczenia jednostkowych spływów z okresu przedsejwnego o prawdopodobieństwie $p=10\%$ i $p=15\%$ na polderach dowolnej powierzchni Fiła-

Spływy z polderów (l/s·ha) o zadanych prawdopodobieństwie wg Filzotowa.

Nr polderu Powierzchnia polderu	Rodzaj spływu	O k r e s y																	
		XI - II					III - IV					V - VIII					IX - X		
		1	5	10	50	1	5	10	50	1	5	10	50	1	5	10	50	1	5
nr 42 F = 864 ha	maksy- malny	1,42	1,05	0,88	0,43	1,50	1,09	0,92	0,46	0,90	0,63	0,52	0,21	1,50	1,10	0,91	0,42		
	średni	0,31	0,23	0,20	0,10	0,43	0,35	0,30	0,18	0,16	0,12	0,10	0,06	0,47	0,32	0,26	0,09		
	mini- malny	0,09	0,06	0,05	0,03	0,14	0,10	0,08	0,03	0,07	0,05	0,05	0,02	0,14	0,10	0,08	0,04		
	przed- siewny	-	-	-	-	0,70	0,54	0,46	0,25	-	-	-	-	-	-	-	-		
nr 21 F = 1075 ha	maksy- malny	1,26	0,95	0,81	0,41	1,30	0,97	0,83	0,43	1,20	0,82	0,65	0,24	1,14	0,75	0,57	0,18		
	średni	0,31	0,23	0,20	0,10	0,40	0,30	0,25	0,13	0,21	0,15	0,12	0,05	0,46	0,31	0,24	0,08		
	mini- malny	0,13	0,10	0,09	0,05	0,13	0,09	0,08	0,04	0,16	0,11	0,09	0,03	0,13	0,09	0,08	0,03		
	przed- siewny	-	-	-	-	0,76	0,54	0,42	0,18	-	-	-	-	-	-	-	-		
nr 43 F = 1950 ha	maksy- malny	1,05	0,79	0,67	0,33	0,97	0,77	0,67	0,39	0,89	0,62	0,50	0,19	0,81	0,58	0,48	0,21		
	średni	0,24	0,18	0,16	0,09	0,30	0,24	0,22	0,14	0,20	0,13	0,11	0,04	0,46	0,31	0,25	0,08		
	mini- malny	0,06	0,05	0,04	0,02	0,11	0,08	0,06	0,02	0,05	0,04	0,04	0,02	0,12	0,08	0,06	0,02		
	przed- siewny	-	-	-	-	0,38	0,33	0,29	0,20	-	-	-	-	-	-	-	-		

tow [39] zaproponował wzór

$$q = q_0 \sqrt{F_0 / F} \quad (17)$$

w którym:

q, q_0 - spływ dla okresu przedsięwzięcia na polderze obliczanym i analogu, l/s ha

F, F_0 - pole powierzchni polderu obliczanego i analogu, ha

Należy wspomnieć, że w warunkach litewskich na terenach o zróżnicowanej konfiguracji powierzchni Łukianas [122] uzyskał dość duże spływy pochodzące z topnienia śniegu, średnio $q_d = 1-2$ l/s ha, natomiast w ciągu dnia (przy radiacji słonecznej) $q_d = 0-5$ l/s ha. W 1967 r. Kadrewicz [69] zalecała, aby na polderach zimowych przyjmować spływy, jak dla systemów o grawitacyjnym odpływie oraz żeby w warunkach łotewskich polderów stosować prawdopodobieństwo $p = 10\%$ dla ochrony łąk i $p = 5\%$ dla ochrony gruntów ornych.

W 1968 r. Ziwieriew i Berzin [233] stwierdzili, że na polderach Litewskiej SRR ustala się wydajność przepompowni według $q_p = 1,2-1,6$ l/s ha, jednak z tabelarycznych danych zamieszczonych w ich pracy wynika, że przepompownie na polderach zimowych posiadają $q_p = 0,76-2,19$ l/s ha, a na letnich $q_p = 1,14-2,40$ l/s ha oraz na tzw. mikropolderach $q_p = 3,64-6,25$ l na s-ha.

W 1968 r. Juszkaukas [63] proponował przyjmować maksymalny spływ dla pory jesiennej $q_d = 1,1-1,2$ l/s ha, wiosennej $q_p = 0,56-0,76$ l/s ha i okresu wegetacyjnego $q_d = 0,08$ l/s ha. Należy nadmienić, że tę ostatnią wielkość autor ten zaleca wykorzystywać przy ustalaniu wydajności najmniejszego zespołu pompowego.

W 1969 r. Zielionka i Juszkaukas [231] stwierdzili, że nie znają właściwych metod określania obliczeniowego odpływu jednostkowego z polderów, oraz że najczęściej ustala się je z doświadczeń [38, 51], lub przyjmuje się w granicach $q_d = 0,6-1,7$ l/s ha [51, 56, 98, 119, 159], przy czym na litewskich polderach letnich i zimowych uważa się za miarodajny $q_d = 1,0-1,2$ l/s ha. W 1968 r. Panadiadi [156] napisał w swej dysertacji, że spływy wody z polderów o powierzchni 1000 ha zlokalizowanych w republikach nadbałtyckich w średnich warunkach wynoszą $q_d = 1,0-1,2$ l/s ha (letnie) i $q_d = 1,3-1,8$ l/s ha (zimowe) w zależności od sposobu użytkowania obszarów depresyjnych. Zielionka i Juszkaukas [232] na podstawie prowadzonych obserwacji stwierdzili w 1970 r., że przepompownie najintensywniej pracują wiosną, tymczasem są projektowane na letnio-wiosenne spływy $q_d = 1,0-1,2$ l na s-ha. W 1970 r. Riabkova [173] wyznaczyła maksymalne dobowe spływy z polderu Rusnie (Litewska SRR) $q_d = 1,05-1,17$ l/s ha. W 1974 r. Juszkaukas [64] stwierdził, że wydajność przepompowni na polderach letnich Litewskiej SRR ustala się na odpływ z drenażu $q_d = 1,0-1,2$ l/s ha. Nie zapewnia to jednak szybkiego odprowadzenia wody zbędnej na polderze, dlatego każdej wiosny należy oczekiwać naturalnego obniżenia wód powodziowych do rzędnej powierzchni terenu i dopiero wtedy rozpoczynają efektywnie działać prze-

pompownie. Autor [64] sugeruje, aby na polderach przepompownie posiadały bardziej (np. 10-krotnie) wydajne pompy niż dotychczas, które umożliwią regulację czasokresu zalewu i ograniczą straty w uprawach wieloletnich traw. Tymczasem przepompownia Rusnie posiada [222] maksymalne $q_p = 1,62$ l/s ha. W 1974 r. Filatow [40] napisał, że na polderach zimowych przyjmuje się $q_d = 1,0 - 1,4$ (średnio 1,26) l/s ha, natomiast Wołkow [222] podał, że na niezatapianych polderach obwodu kostromskiego i jarosławskiego przyjmuje się $q_d = 1,2 - 1,3$ l/s ha. W 1980 r. opublikowano wytyczne [22], w których podano wielkości spływów jednostkowych z polderów znajdujących się w różnych republikach i obwodach Związku Radzieckiego (tab.15).

Tabela 15

Obliczeniowe spływy jednostkowe z polderów wg wytycznych 1980 r.

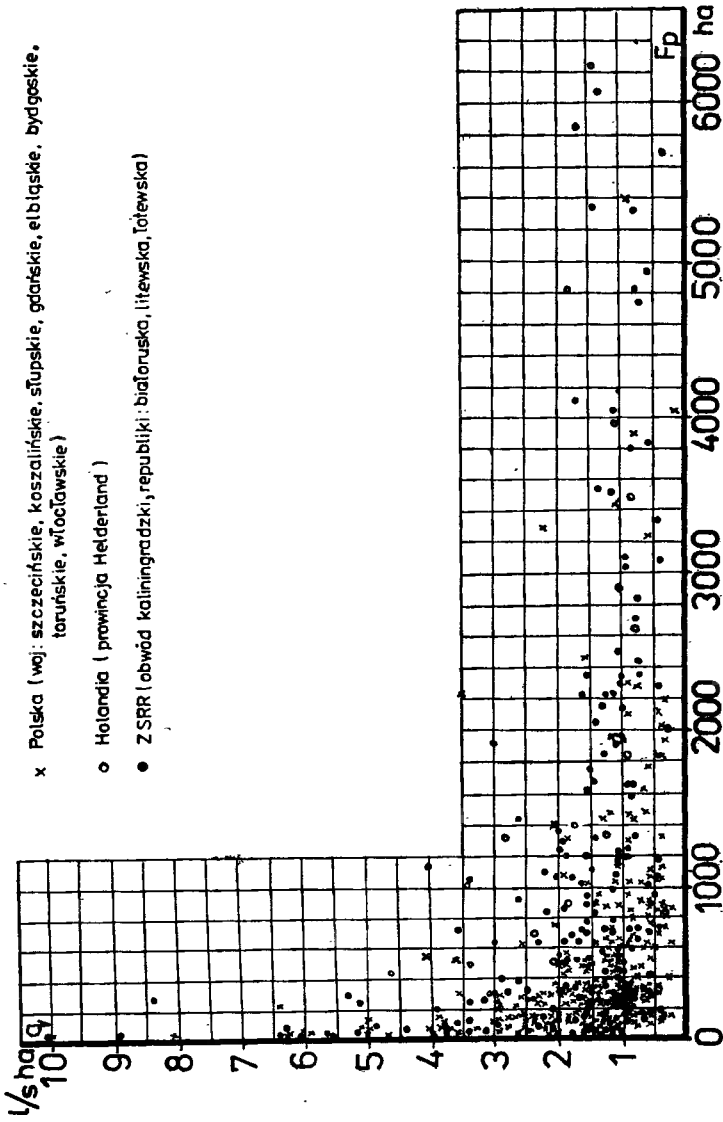
Republika, obwód	Wielkości spływów q o różnym prawdopodobieństwie z powierzchni polderów
Białoruska	dla łąk $q_p = 0,7 - 0,9$ l/s·ha dla pastwisk $q_p = 1,0 - 1,2$ l/s·ha Ustalona wydajność pomp odpowiada $q_p = 1,1$ l/s·ha
Łotewska	Metodyka T. A. Kadrewicz i J. Rijeksta $F = 100 - 1000$ ha, $q = 1,3 - 1,8$ l/s·ha $F = 1000 - 5000$ ha, $q = 1,1 - 1,4$ l/s·ha $F = 5000 - 10000$ ha, $q = 0,9 - 1,2$ l/s·ha Ustalona wydajność pomp odpowiada $q = 1,19$ (1,0 - 2,3) l/s·ha
Litewska	$F > 500$ ha, $q = 1,0 - 1,2$ l/s·ha Prawdopodobieństwo 5% Ustalona wydajność pomp odpowiada $q = 1,23$ l/s·ha (1,0 - 2,0)
Estońska	Ustalona wydajność pomp odpowiada $q = 2,4$ l/s·ha (1,4 - 3,7)
Obwód Kaliningradzki	Metodyka W. A. Filatowa $F = 900$ ha, $q = 1,10$ l/s·ha $F = 1075$ ha, $q = 0,98$ l/s·ha $F = 2000$ ha, $q = 0,77$ l/s·ha Prawdopodobieństwo 5% Ustalona wydajność pomp odpowiada $q = 1,23$ l/s·ha
Obwód Leningradzki	Ustalona wydajność pomp odpowiada $q = 1,5 - 1,9$ l/s·ha

W Holandii przy ustalaniu wydajności przepompowni przyjmowano różne wielkości odpływów jednostkowych bądź wskaźników odpływu. W 1960 r. Wesseling i van't Leven [217] stwierdzili, że doświadczenie uczy, aby przepompownie posiadały wydajność $H_d = 8 - 12$ mm/dobę. Kadrewicz [68] na podstawie dokonanego przeglądu literatury stwierdziła, że w Holandii panowała tendencja do powiększania wydajności przepompowni. Przykładem tego

jest $q_p = 0,43$ l/s ha (1864 r.) powiększony do $q_p = 0,54$ l/s ha (1889 r.), a następnie do $q_p = 1,0$ l/s ha (1929 r.). Konieczność wprowadzania coraz wyższych q_p spowodowana została wzrostem zasilania gruntowego, gdyż zwiększyła się różnica rzędnych wody zewnętrznej i wewnętrznej. Na polderze po intensywnym odwodnieniu powierzchnia terenu osiadła, a ponadto wprowadzenie bardziej wartościowych upraw wymagało lepszego i pewniejszego odwodnienia. Przy projektowaniu przepompowni na polderach w byłej Zatoce Zuider Zee stosowano $q_d = 1,0$ l/s ha. W innych rejonach Holandii przyjmowano $t_p = 22$ godziny/dobę oraz na użytkach zielonych $H_d = 8$ mm/dobę, na uprawach polowych $H_d = 10,8$ mm/dobę i cennych kulturach $H_d = 14,4$ mm/dobę. Dla zlewni zmeliorowanej przydepresyjnej o gruntach przepuszczalnych stosowano $q_d = 0,6$ l/s ha, natomiast dla zlewni niezmeliorowanej $q_d = 0,3$ l/s ha. W dysertacji Riabkowej [174] istnieje stwierdzenie, że w Holandii przyjmuje się $H_d = 10 - 20$ mm/dobę, przy czym norma ta ulega powiększeniu o 50 - 100 % na polderach o małych powierzchniach. Gołowanow [49] podał, że w Holandii stosuje się $H_d = 8 - 12$ mm/dobę, czyli podobnie jak w pracy [217], jednak z zamieszczonych danych liczbowych o polderach prowincji Herderland wynika, że przepompownie na małych polderach obliczane były według $H_d = 30 - 40$ mm na dobę. Wołkow [222] w swojej dysertacji napisał, że w Holandii przepompownie wymiaruje się na $q_p = 1,7 - 2,0$ l/s ha. Panadiadi [156] informuje, że przepompownie na polderach w Zatoce Zuider Zee obliczano na $q_d = 1,0$ l/s ha, lecz w innych rejonach Holandii wydajność przepompowni na obszarach użytkowanych jako łąki obliczano przy $q_d = 1,0$ l/s ha, grunty orne $q_d = 1,35$ l/s ha, cenne kultury $q_d = 1,83$ l/s ha, przy czym przewidywano najczęściej $t_p = 22$ godziny/dobę.

Na podstawie zebranych danych o polderach w Polsce, Holandii i ZSRR autor niniejszej pracy opracował rysunek 33. Wynika z tego rysunku ogólna tendencja znacznego wzrostu q_p wraz ze zmniejszeniem się powierzchni polderów. Obserwacje autora na Pomorzu Zachodnim wskazują na możliwość wpływu kilku czynników na kierunek powyższej tendencji. Na polderach o małej powierzchni spadki terenu są najczęściej większe niż na polderach dużych, zatem istnieją tam korzystniejsze warunki do powstawania większych prędkości spływu wody i formowania się wezbrań o wyższej kulminacji. Ponadto na jednostkę powierzchni przypada większy udział wód obcych, pochodzących z wysoczyzny otaczającej polder oraz od strony odbiornika, gdyż z reguły wyższe są obwałowania i gradienty ciśnień między wodą zewnętrzną i wewnętrzną sprzyjające filtracji przez korpus wałów i podłoże gruntu. Na dużą wielkość q_p wpłynął skąpy typoszereg produkowanych pomp, co utrudniało projektantom dobór właściwych pomp i prowadziło do przewymiarowania.

Wydajność przepompowni w NRD i RFN ustalano [68, 156, 224] według $H_d = 10 - 12$ mm/dobę, $q_p = 1,25 - 1,52$ l/s ha w zależności od wysokości opadów atmosferycznych i sposobu użytkowania polderu. Dla zlewni przydepresyjnej o glebach przepuszczalnych przyjmowano $q_p = 0,2 - 0,4$ l/s ha, słabo przepuszczalnych $q_p = 0,4 - 0,6$ l/s ha i dla części pagórkowatych lecz piaszczystych $q_p = 0,3 - 0,5$ l/s ha.



Rys.33. Wpływ wielkości polderu na wydajność jednostkową przepompowni w Polsce, Holandii i w ZSRR wg Klugiewicza

Według Wołoszyna [224] w NRD przyjmuje się następujące wielkości dopływów powierzchniowych do przepompowni z terenów chronionych o słabo przepuszczalnym podłożu:

$q_d = 1 - 1,27$ l/s ha	na użytkach zielonych,
$q_d = 1,52$ l/s ha	na użytkach rolnych,
$q_d = 1,90$ l/s ha	w rejonach o wysokich opadach (obszary Niemiec południowych, podgórze).

Wychodnie warstw piaszczystych, stawy rybne, jeziora, przepuszczalne grunty w podłożu itp. mogą znacznie obniżyć wyżej podane wielkości. Dopływ wielkiej wody z terenów obcych przyjmuje się w następujących wielkościach:

$q_d = 0,2 - 0,4$ l/s ha	przy powierzchni płaskiej z podłożem piaszczystym i torfowym,
$q_d = 0,15$ l/s ha	(z tym, że w lecie q_d wynosi 0,15 a na wiosnę 0,4 l/s ha) dla terenów zalesionych lub znajdujących się pod wpływem wyrównawczego oddziaływania jezior przy szczególnie przepuszczalnych gruntach,
$q_d = 0,6 - 1,0$ l/s ha	dla mało przepuszczalnych gruntów w terenach płaskich,
$q_d = 1,5$ l/s ha	dla mało przepuszczalnych gruntów w terenach silnie sfałdowanych bez lasów i jezior.

W C z e c h o s ł o w a c j i przepompownie odwadniające 164000 ha nizin naddunajskich posiadają $q_p = 0,63 - 0,67$ l/s ha.

We F r a n c j i przepompownie na polderach w delcie Rodanu obliczano na $H_d = 10$ mm/dobę [49].

W A n g l i i wydajność przepompowni na dużych polderach ustalano przy $H_d = 6$ mm/dobę [175,222], czyli $q_d = 0,7$ l/s ha, natomiast na polderach małych $H_d = 12$ mm/dobę.

We W ł o s z e c h przepompownie w delcie Padu projektowano na $H_d = 17$ mm/dobę, czyli $q_d = 1,97$ l/s ha [49], a czasem na $q_d = 1,2 - 3,5$ l na s.ha [156].

W G r e c j i na polderze Mosolinga $H_d = 24$ mm/dobę, czyli $q_d = 2,78$ l/s ha [49].

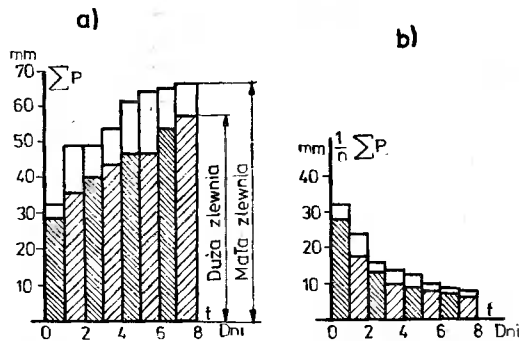
W J u g o s ł a w i i na polderach w dolinie Neretwy $H_d = 25$ mm/dobę, $q_d = 2,90$ l/s ha [49].

Na polderach w południowej F i n l a n d i i maksima dobowe $q_d = 4 - 8$ l/s ha, natomiast półgodzinne o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 5\%$ osiągają $q_d = 10$ l/s ha podczas topnienia śniegu [226].

W U S A na podstawie analizy istniejących przepompowni uzyskano średnio $q_p = 1,7$ l/s ha, przy czym wielkości wahały się w szerokim przedziale $q_p = 0,7 - 8,8$ l/s ha [222].

3.4.2. Według opadów atmosferycznych

W Holandii przy sprawdzaniu wydajności przepompowni określonej według wskaźników dopływu (p.3.4.1) wykorzystywano wieloletnie obserwacje ze stacji opadowych zlokalizowanych na odwadnianym terenie depresyjnym. Wyznaczano maksymalne wysokości opadów $1, 2, \dots, n$ -dobowych (rys.34 a) z okresu zimowego, a następnie obliczano z nich opady średnie $1, 2, \dots, n$ -dobowe (rys.34 b).



Rys.34. Schemat do ustalania wydajności przepompowni metodą holenderską wg DIN-1184

W warunkach holenderskich parowanie w zimowym okresie jest znikome, zatem obliczony średni dobowy opad może być również miarodajny do obliczeń wydajności przepompowni przy założeniu, że część opadu ma być usunięta, w takim czasie w jakim spadła, natomiast pozostała część opadu może wyjątkowo spowodować zalew w ciągu 3-5 dni. Powyższa metoda wprowadzona została w 1938 r. do normy DIN-1184, która zalecała jej stosowanie w warunkach Zachodnich Niemiec i dopuszczała 2-3-dniowy zalew polderu [25].

W literaturze polskiej ogólne informacje o tej metodzie podał Kisielewski [74], natomiast próby jej modyfikacji i praktycznego zastosowania podjął autor niniejszej pracy, w 1972 r. wykorzystując 24-letni ciąg obserwacji dobowych opadów [87,91] oraz w 1978 r. wykorzystując 29-letni ciąg [93]. W wymienionych publikacjach powyższy sposób obliczeń nazwano „metodą holenderską”. Zastosowana przez autora modyfikacja metody polegała na wprowadzeniu nowego kryterium selekcji materiału obserwacyjnego i analizy statystycznej do określenia prawdopodobieństwa występowania opadów. W tym celu wydzielono z ciągów obserwacyjnych okresy miesięczne, półroczne (letnie i zimowe) oraz roczne, a następnie uwzględniano:

A. Opady $P > 0,0$ mm wybierając

a. Max 1-dobowe opady niezależnie od położenia ich w serii obserwacyjnej,

B. Opady $P > 1,0$ mm wybierając

a. Max 1-dobowe opady, poprzedzone okresem o opadzie dobowym $P \leq 1,0$ mm,

b. Max średnie z 2-dobowych opadów, poprzedzone $P \leq 1,0$ mm,

- c. Max średnie z 3-dobowych opadów, poprzedzone $P \leq 1,0$ mm,
 d. Max średnie z 4-dobowych opadów, poprzedzone $P \leq 1,0$ mm,
 e. Max średnie z 5-dobowych opadów, poprzedzone $P \leq 1,0$ mm.
- C. Opady $P > 5,0$ mm, wybierając
- Max 1-dobowe opady, poprzedzone okresem o opadzie dobowym
 $P \leq 5,0$ mm,
 - Max średnie z 2-dobowych opadów, poprzedzone $P \leq 5,0$ mm,
 - Max średnie z 3-dobowych opadów, poprzedzone $P \leq 5,0$ mm.

Z powyższej selekcji wyznaczono maksymalne sumy

$$\sum_{t=1} P ; \sum_{t=2} P ; \dots ; \sum_{t=n} P \quad (18)$$

oraz maksymalne wielkości średniodobowe

$$\sum_{t=1} P ; \frac{1}{2} \sum_{t=2} P ; \dots ; \frac{1}{n} \sum_{t=n} P \quad (19)$$

Tym sposobem utworzono tablice ciągów chronologicznych i ciągów rozdzielczych, malejących, które posłużyły do ustalenia metodą decylów Dębskiego [28] szczegółowych postaci równań krzywych prawdopodobieństwa w oparciu o wyrażenie (19) oraz tabelę 16 wielkości decylowych i funkcji ϕ [17]

$$P = d_5 \left[1 + c_v \phi(p, s) \right] \quad (20)$$

Według rzędnych decylowych: d_1 - decyl górny, d_5 - środkowy (mediana), d_9 - dolny, obliczono parametry rozkładu:

- miarę zmienności (odchylenie decylowe)

$$v = 0,5 (d_1 - d_9) \quad (21)$$

- współczynnik zmienności

$$c_v = \frac{v}{d_5} \quad (22)$$

- miarę asymetrii

$$r = d_1 + d_9 - 2d_5 \quad (23)$$

- współczynnik asymetrii

$$s = \frac{r}{v} \quad (24)$$

Na podstawie powyższych danych można wyznaczyć szczegółową postać równania lub szukaną prawdopodobną wielkość (w tym przypadku - opadu). Jeżeli przyjąć za literaturą [17, 22, 39, 66, 155, 174], że miarodajne do wymiarowania

Tabela 16

Decylowe rzędne prawdopodobieństwa występowania maksymalnych dobowych opadów (mm) wg 29-letniej serii obserwacyjnej dla stacji Szczecin- Lotnisko (1949 - 1977 r.) wg Kluglewicza

Wariant selekcji				Okresy								
				I - XII			IV - IX			X - III		
				Decyle								
				d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉
				Prawdopodobieństwo %								
10	50	90	10	50	90	10	50	90				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A	$P \geq 0,0$ mm	a	$\sum_0^1 P_{\max}$	48,0	30,0	18,0	48,0	28,0	17,0	27,0	16,0	10,0
B	$P > 1,0$ mm	a	$\sum_0^1 P_{\max}$	37,0	18,0	12,0	38,0	16,0	10,0	23,0	12,0	9,0
		b	$\frac{1}{2} \sum_0^2 P_{\max}$	20,0	12,0	7,0	19,0	11,0	7,0	15,0	8,0	4,0
		c	$\frac{1}{3} \sum_0^3 P_{\max}$	24,0	8,0	5,0	24,0	8,0	4,0	8,0	5,0	3,5
		d	$\frac{1}{4} \sum_0^4 P_{\max}$	12,0	6,0	3,0	12,0	5,0	1,5	5,5	3,0	2,0
		e	$\frac{1}{5} \sum_0^5 P_{\max}$	9,5	4,5	2,0	9,0	3,5	1,0	5,5	2,5	1,5
C	$P > 5,0$ mm	a	$\sum_0^1 P_{\max}$	41,0	23,0	14,0	42,0	23,0	14,0	24,0	12,0	9,0
		b	$\frac{1}{2} \sum_0^2 P_{\max}$	23,0	14,0	9,0	24,0	14,0	9,0	17,0	10,0	7,0
		c	$\frac{1}{3} \sum_0^3 P_{\max}$	21,0	5,0	1,0	21,0	8,0	1,0	7,0	4,0	1,0

wydajności przepompowni jest prawdopodobieństwo $p = 10\%$, wówczas maksymalną wielkość decyla górnego (d_1) można wprowadzić do dalszych obliczeń wydajności przepompowni. W pracach [87,91,93] autor podał końcowe wyniki obliczeń w postaci wykresów i wzorów szczegółowych oraz stwierdził, że w przedziale między d_1 i d_0 nie było istotnych różnic w końcowych wynikach po zastosowaniu ciągów 24- i 29-letnich codziennych opadów. Korzystając z metody holenderskiej uwzględnia się jedynie charakterystykę opadów atmosferycznych w wieloletniu na rozpatrywanym obszarze depresyjnym. Są to dane najbardziej dostępne dla projektantów i mogą być wykorzystane wówczas, gdy nie ma możliwości zastosowania innych metod.

W 1947 r. Brochocki [14] napisał, że w obliczeniach wydajności przepompowni uwzględniano konieczność odpompowania wód wiosennych przyjmując, że cały opad (P) z 3 miesięcy zimowych należy usunąć z polderu w ciągu 2 tygodni. Z powyższego wynika, że przepompownia powinna mieć wydajność (Q_p), aby w czasie pompowania (t_p) zdołała usunąć sumę opadów (P) z powierzchni polderu (F_p), a zatem:

$$Q_p = \frac{10^4 \sum P}{t_p} \cdot F_p \quad (25)$$

3.4.3. Według opadów atmosferycznych i współczynnika odpompowania

W literaturze obcej [39,68,174,222] istnieje dość duża liczba wzorów, wykorzystujących opady atmosferyczne i współczynniki odpompowania do obliczania wydajności całej przepompowni lub poszczególnych zespołów pompowych. Ze względu na ograniczoną objętość niniejszej pracy, zaniechano cytowania licznych postaci wzorów podawanych w dysertacjach i publikacjach. Większą uwagę zwrócono tu na zasadę budowy wzoru i znaczenie składników.

Wydajność (Q_p) przepompowni łotewskich według Kadrewicz [68] ustala się na sumę dopływów pochodzących z polderu (Q_1) i części przypolderowej (Q_2). Autorka ta uważa, że dopływ wód filtracyjnych można pominąć, gdyż jest on niewielki, a ponadto występuje przesunięcie w czasie względem kulminacji ze spływów powierzchniowych. Miarodajny dopływ z powierzchni polderowej (Q_1) stanowią wiosenne maksymalne wezbrania pochodzące z akumulacji opadów za okres jesienny (częściowo) i zimowy (w całości). Pomimo zdarzających się ociepleń, którym towarzyszą odpływy z topnienia śniegu w zimie, zalecono [68], aby tego nie uwzględniać i dla większej pewności obliczeń przyjęć warunki mroźnej zimy. Taki dopływ należy przewidzieć do odpompowania w ciągu $t_p = 10 + 20$ dób w zależności od rodzaju stosowanych upraw. Wydajność przepompowni (l/s) dla powierzchni polderu (nazwanej [68] zależną - od pracy przepompowni) proponuje się obliczać ze wzoru

$$Q_1 = \frac{10^4 \sum P \cdot \alpha}{t_p} \cdot F_p \quad (26)$$

w którym:

- P - suma opadów atmosferycznych z miesięcy XII-III, mm
 α - współczynnik odpompowania XII-III, którego wielkość (1,12) zaproponowano przyjmować za Bertramem z delty Wisły
 t_p - 10-20 dób, czas pompowania skumulowanych opadów zimowych, s
 F_p - powierzchnia polderu, ha

Odpływ (Q_2) ze zlewni przypolderowej (niezależnej wg [68]) zaleca się obliczać według obowiązujących norm dla obszarów z grawitacyjnym odpływem lub jako pewien procent odpływów (Q_1) pochodzących z polderu:

- 80% - gdy gleby są gliniaste, konfiguracja średniozróżnicowana,
 30% - dla gleb piaszczystych, zalesionych, gdy istnieją znaczne opóźnienia odpływów.

Odpływy z terenów piaszczystych o glebach przepuszczalnych i przy głęboko położonym zwierciadle wód gruntowych są najczęściej bardzo małe w ciągu większej części roku. Mogą one jednak być duże, jeżeli spływy z roztopów odbywają się po zamrożonej powierzchni terenu [116]. W delcie Wisły dość interesujące obserwacje wykonał Bertram, które wiążą się z wielkościami współczynnika α i są często cytowane w literaturze polskiej i obcej. Wynika z nich, że praca przepompowni po intensywnych opadach deszczu jest uzależniona od wcześniejszego stanu uwilgotnienia zlewni. Na przykład Bertram stwierdził, że po 2-godzinnym opadzie $P = 50$ mm na polderze o małym uwilgotnieniu nie było konieczne uruchamianie przepompowni, natomiast po 2,5-krotnie mniejszym opadzie ($P = 20$ mm), lecz z wysokim stanem początkowego uwilgotnienia gleb polderowych przepompownie w długim okresie odpompywały wodę dopływającą z polderu. Stosunkowo duży opad $P = 115$ mm na polderach z nisko położonym zwierciadłem wody gruntowej wymagał odpompowania tylko $H_p = 14$ mm, natomiast na polderach wcześniej nawodnionych zmuszał do odpompowania $H_p = 68$ mm.

We wzorze (26) pojawił się składnik α , nazywany współczynnikiem pompowania (odpompowania), który tylko częściowo może być utożsamiany ze współczynnikiem odpływu (spływu) zdefiniowanym w podręcznikach z hydrologii. W pierwszym przypadku, zwłaszcza przy ręcznej obsłudze, praca przepompowni zależy od personelu obsługi i sprawności całego systemu. W systemach z grawitacyjnym odpływem o wielkości α bardziej decydują czynniki przyrodnicze.

Współczynnik pompowania α jest stosunkiem ilości wody pompowanej (H_p) do ilości wody z opadów atmosferycznych (P), które dotyczą identycznych zlewni i okresów bilansowych. Najczęściej współczynnik α wyraża się w wielkościach bezwymiarowych (wzór 27) lub w procentach (wzór 28)

$$\alpha = \frac{H_p}{P} \quad 0 \leq \alpha \leq 1,0 \quad (27)$$

$$\alpha = \frac{H_p}{P} 100\% \quad 0 \leq \alpha \leq 100\% \quad (28)$$

W badaniach terenowych na polderach uzyskuje się dość często wielkości współczynnika $\alpha > 1$ ($\alpha > 100\%$), czyli zmienność jego wykracza poza prawe granice nierówności zapisanych obok wzorów (27) i (28). Wpływa na to szereg czynników, ponadto niekiedy trudno sprostać wymogom definicji na współczynnik α . Istotny wpływ wywierają zbyt małe przedziały czasu przyjęte do bilansowania wody z opadów deszczu i odpływów (pompowania), gdyż te ostatnie trwają zawsze dłużej niż czas trwania deszczu, który je wywołał. W zlewni akumulowane są opady ze względu na retencję śnieżną, lodową i gruntową, które w jednym przedziale czasu nie wywołują odpływu, zaś w następnym łączą się z odpływem z bieżących opadów deszczu. Pewien wpływ wywierać może niezgodność granic zlewni topograficznej z hydrogeologiczną oraz udział wód obcych (filtracja i spływy), które swego pochodzenia nie zawdzięcają opadom spadłym na rozpatrywany obszar [181].

Współczynniki pompowania ustalone przez Bertrama [6] dla różnych okresów (tab.17) i warunków hydrogeologicznych (tab.18) odnoszą się do ówczesnych polderów w delcie Wisły.

Tabela 17

Współczynniki odpompowania wody na Żuławach w różnych okresach wg Bertrama

Lp	Okresy w miesiącach	Współczynnik odpompowania α %
1	VI - IX	18
2	XII - III	112 (granice 58 - 168 %)
3	IV - V ; X - XI	50 (średnie z 6 lat)

Tabela 18

Współczynniki odpompowania wody w różnych warunkach hydrogeologicznych na Żuławach wg Bertrama

Grupa polderów	Warunki hydrogeologiczne	Współczynniki odpompowania α w %		
		średnioroczne z lat 1913 - 1923 i 8 polderów	23-25.VIII.1924r. 1 opad 115 mm	26-28.IX.1924r. 2 opady 58 mm
I	mała płytka na piasku, różnica w konfiguracji powierzchni $h = 1,0 - 1,5$ m	42	52	49
II	mała płytka na piasku. $h = 1,7 - 2,0$ m	36	27	63
III	mała mocna, słabo przepuszczalne podłoże, $h = 3,0$ m	33	16	34

Tak więc współczynnik $\alpha = 1,12$ wprowadzony przez Kadrewicz [68] do wzoru (28) dotyczy okresu od grudnia do marca z tabeli 17. Autorka ta wyznaczyła na podstawie analizy materiałów z eksploatacji przepompowni na Ejmurskim polderze (Łotewska SRR) współczynniki odpompowania i porównała je z uzyskanymi przez Bertrama (tab.19).

Tabela 19

Współczynniki odpompowania wg Kadrewicz i Bertrama

Grupa miesięcy	Ejmurski polder (Łotewska SRR)				Gdańskie poldery
	1952/53	1953/54	1954/55	1955/56	wielolecie
Jesienne X - XI	0,40	0,42	0,45	0,26	0,65
Zimowe XII - III	0,48	0,82	0,16 ^{*/}	0,30	1,12
Wiosenne IV - V	1,09	1,22	0,95	1,18	0,42
Letnie VI - IX	0,17	0,17	0,38	-	0,18

Uwaga: */ pracował grawitacyjny rurowciąg

Podane liczby wskazują, że na polderze łotewskim wartości współczynnika $\alpha > 1$ przypadają w okresie wiosennym (IV-V), a więc później niż w delcie Wisły. Kadrewicz [68] zalecała również ustalanie wydajności przepompowni na podstawie odpływów po deszczach w okresie letnim. W obliczeniach sprawdzających założyła, że 20% maksymalnych dobowych opadów (dla Rygi 47,5 mm) powinno być odpompowane w ciągu $t_p = 24$ godziny. Największa wartość z tych obliczeń lub ze wzoru (26) jest miarodajną do ustalenia wydajności przepompowni. W pracy [68] podano nowy wzór do obliczania średnich odpływów w okresie letnim. Tę wielkość można jednak wyznaczyć również ze wzoru (26) wstawiając za $\sum P \cdot \alpha$ - sumę iloczynów miesięcznych opadów i współczynników odpompowania za okres od maja do października (mm), t_p - czas od V-X w sekundach. Obliczona wielkość q_p powinna być większa od średnich spływów jednostkowych za ten okres, odczytanych z mapy izolinii spływów, gdyż pod wpływem wzrostu gradientu ciśnienia wody zewnętrznej i wewnętrznej powiększają się dopływy filtracyjne. Wyniki z obliczeń średnich odpływów okresu letniego proponuje się wykorzystać do ustalenia wydajności najmniejszej pompy zainstalowanej w przepompowni.

Wołkow [222] podjął próbę obliczania wydajności przepompowni według wzoru:

$$Q = \frac{\sum P (1 - \alpha_2)}{8,64 \cdot t_p} \cdot F_p \quad (29)$$

w którym znaczenie P , F_p jest identyczne jak we wzorze (26), natomiast $t_p = 7-10$ dób oraz $1 - \alpha_z$ nazwano współczynnikiem nasycenia zlewni wodą, którego wielkość waha się od 0,8 do 1,0. Składnik α_z jest współczynnikiem odpompowania w okresie zimowym wody pochodzącej z topnienia śniegu. Z budowy wzoru (29) oraz z pracy [22] można przypuszczać (w materiałach źródłowych nie ma wyjaśnienia), że liczba 1 jest maksymalną wartością współczynnika odpompowania w okresie wiosennych roztopów.

Dla badanych polderów wyniki obliczeń ze wzoru (29) różniły się o 40 % od wielkości uzyskanych z danych o faktycznym pompowaniu, dlatego. Wołkow uzupełnił licznik tego wzoru o sumę opadów z kwietnia, przy $\alpha = 1$.

Fiłatow [39] w swojej dysertacji podał wzór na wydajność przepompowni, którego postać jest zbliżona do wzoru (26) zalecanego przez [68,132]. Uwzględnia w nim $\alpha = 1,0-1,1$ oraz identyczny okres sumowania opadów P jak we wzorze (26) i proponuje czas pompowania (t_p) dostosować do dopuszczalnego okresu zatopienia upraw na wiosnę. Według Fiłatowa wzór (26) posiada ten mankament, że nie uwzględnia wpływu wielkości powierzchni polderu na odpływ. Do takiego wniosku dochodzi po analizie danych o pompowaniu wody z kilku polderów w nizinie nadniemeńskiej. Dla okresu zimowego proponuje zastosować wzór (16) wprowadzając korektę ze względu na inną powierzchnię polderu. Podobne zastrzeżenia wnosi Fiłatow [39] do zalecanego przez wytyczne [132] sposobu ustalania odpływu za okres letni i proponuje uwzględnienie wpływu wielkości polderu na odpływ okresu przedsięwzięcia poprzez zastosowanie wzoru (17).

Radzieckie zalecenia [22] opublikowane w 1980 r. podają wzór na obliczanie wydajności przepompowni w republikach nadbałtyckich i w obwodzie kałiningradzkim. Postać tego wzoru jest zbliżona do wzoru (29), natomiast różni się jednostkami miary oraz dłuższym okresem sumowania opadów, gdyż obejmuje maksymalne opady ($p = 5\%$) od listopada do marca, a także $\alpha_z = 0,2 + 0,5$. Nie sprecyzowano w nim czasu przepompowania t_p , jedynie stwierdzono, że powinien on być uzależniony od dopuszczalnego okresu zatopienia upraw wiosennymi powodziąmi.

W prezentowanej tu grupie metod istotne znaczenie posiada znajomość wielkości współczynnika odpompowania, gdyż uzyskanie tych danych jest dla projektantów przepompowni bardziej trudne niż o wysokości opadów atmosferycznych.

Z pomiarów hydrometrycznych ciągłych [89] i codziennych na polderze Załom wyznaczył autor wielkości współczynnika α , które zestawiono w tabeli 20. Współczynniki odpompowania wyznaczone przez Riabkową [174] na polderze Rusnie (Litewska SRR) podano w tabeli 21, natomiast w tabeli 22 podano współczynniki odpompowania wody z pól drenowanych w Dresinie według Solisa [195]. Uzasadnienie dla $\alpha > 1$ (lub $\alpha > 100\%$) w tabelach 17, 19, 20, 21, 22 podano w powyższym tekście po wzorze (28).

Tabela 20

Współczynniki odpompowania wody
z polderu Załom (1966 - 1974 r.) wg Kluglewicza

Średnie współczynniki α w miesiącach	Sieć odwadniająca o rozstawie (e)			
	r. Rowy e = 100 m	f. Dreny e = 9 m	g. Dreny e = 18 m	h. Dreny e = 27 m
I	2,87	1,58	0,69	0,50
II	3,71	2,39	1,06	0,75
III	3,68	1,67	0,77	0,54
IV	2,41	1,36	0,58	0,38
V	0,94	0,62	0,25	0,17
VI	0,52	0,19	0,10	0,07
VII	0,72	0,33	0,18	0,11
VIII	0,23	0,04	0,02	0,01
IX	0,85	0,42	0,21	0,10
X	1,46	0,73	0,40	0,22
XI	1,47	0,98	0,53	0,33
XII	2,03	1,09	0,51	0,32
I - XII	1,74	0,95	0,44	0,29

Tabela 21

Współczynniki odpompowania wody
z polderu Rusnie (Litewska SRR) wg Riabkowej

Lata	Pory roku				Rok
	zima	lato	wiosna	jesień	
1962	0,52	0,61	2,27	-	-
1963	0,16	0,29	2,37	1,48	0,70
1964	0,35	0,15	2,78	0,79	0,58
1965	0,51	0,33	2,04	0,49	0,57
1966	0,60	0,26	1,39	0,78	0,61
1967	0,70	0,28	1,49	0,61	0,67
Średnie z lat 1962 - 1967	0,48	0,32	2,06	0,83	0,62

Tabela 22

Współczynniki odpompowania wody z pól drenowanych w Dresinie wg Solisa

Miesiące	1935 r.			1936 r.			1937 r.			1938 r.			1935 - 1938 r.		
	P mm	H mm	α %	P mm	H mm	α %	P mm	H mm	α %	P mm	H mm	α %	∑P mm	∑H mm	α %
I	20,7	0	0,0	146,2	14,5	9,92	19,2	33,4	174,00	45,1	15,7	34,8	231,2	63,6	27,5
II	38,9	0	0,0	122,3	0	0,0	14,6	0	0,0	17,0	3,4	20,0	192,8	3,4	1,8
III	10,0	20,2	202,00	67,3	12,5	18,57	50,9	26,1	51,28	42,1	17,3	41,09	170,3	76,1	44,7
IV	48,5	24,7	50,93	75,8	16,2	21,37	50,6	65,2	128,85	53,8	11,7	21,75	228,7	117,8	51,5
V	104,4	6,7	6,42	28,7	0	0,0	11,3	15,7	138,94	76,4	0	0,0	220,8	22,4	10,2
VI	76,5	10,8	14,12	89,6	0	0,0	36,2	0	0,0	62,3	0	0,0	264,6	10,8	4,1
VII	113,8	18,2	15,99	103,6	2,5	2,41	56,2	0	0,0	86,0	0	0,0	359,6	20,7	5,8
VIII	67,4	15,5	23,00	61,7	17,6	28,53	158,9	9,3	5,85	68,5	8,5	12,41	356,5	50,9	14,3
IX	66,7	0	0,0	88,4	27,0	30,54	22,2	0	0,0	40,9	3,8	9,3	218,2	30,8	14,1
X	32,2	0	0,0	79,0	50,4	63,80	11,3	0	0,0	30,1	0	0,0	152,6	50,4	33,0
XI	8,2	0,8	9,76	38,8	60,1	154,90	34,7	0	0,0	32,2	0	0,0	113,9	60,9	53,5
XII	31,2	0	0,0	14,6	36,1	247,26	53,7	0	0,0	32,2	3,3	10,25	131,7	39,4	29,9
Rok	618,5	96,9	15,67	916,0	236,9	25,86	519,8	149,7	28,8	586,6	63,7	10,86	2640,9	547,2	20,7

3.4.4. Według opadów deszczu i wolnej retencji gruntu

Autor podjął w 1972 r. [87] i w 1978 r. [93] próby obliczania wydajności przepompowni metodą zaproponowaną przez Sochonia. Metoda ta uwzględnia opady deszczu (P) i możliwości wypełnienia wolnej retencji gruntowej (Q_h) oraz zakłada, że niezretencjonowana część opadu (H_g) powinna być odpompowana w takim czasie (t_p) w jakim one spadły na polder. W tym celu na podstawie wieloletnich ciągów obserwacyjnych opadów należy wyznaczyć, podobnie jak w metodzie holenderskiej (p.3.4.2) prawdopodobne opady 1,2,...,n-dobowe, natomiast z badań terenowych i laboratoryjnych ustalić stany wolnej retencji gruntowej (Q_h) odpowiadające różnemu uwilgotnieniu strefy aeracji o miąższości (h). Dla wyjaśnienia istoty metody Sochonia można przykładowo rozważyć dwa poldery (a, b) posiadające identyczne wolne retencje gruntowe ($Q_h = 30$ mm), lecz różne charakterystyki opadu deszczu:

- a) $\sum_{t=1}^1 P = 50$ mm ; $\sum_{t=1}^2 P = 60$ mm ; $\sum_{t=1}^3 P = 63$ mm
- b) $\sum_{t=1}^1 P = 53$ mm ; $\sum_{t=1}^2 P = 80$ mm ; $\sum_{t=1}^3 P = 90$ mm

Tak więc dobowe wskaźniki dopływu (H_d) wody do przepompowni, która nie została zretencjonowana w gruncie można wyznaczyć ze wzoru

$$H_d = \frac{1}{n} \left(\sum_{t=1}^n P - Q_h \right) = \frac{1}{n} \cdot H_g \quad (30)$$

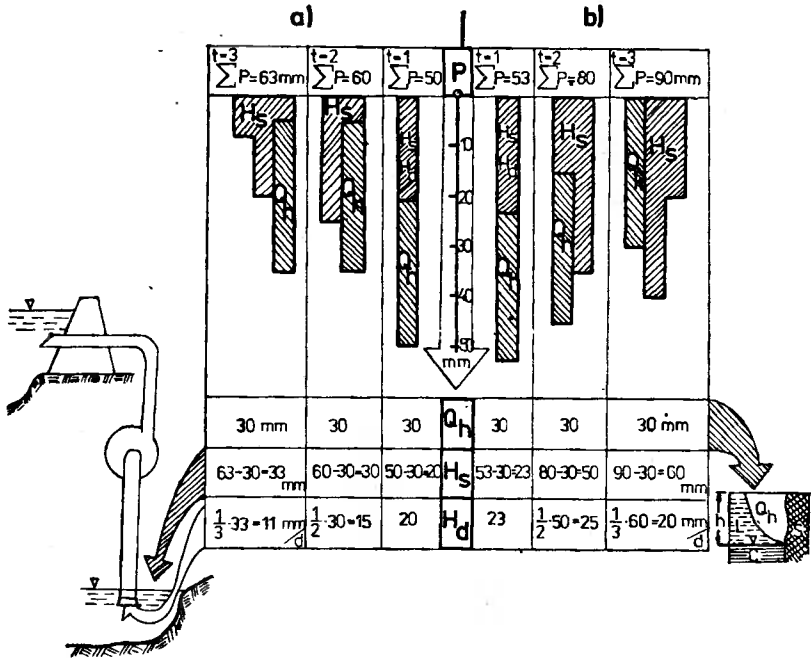
Na rysunku 35 przedstawiono schemat obliczeniowy i procedurę obliczania, z których wynika, że dla rozważanych przypadków maksymalne wielkości:

- a) $H_d = 20$ mm/dobę przy $t = 1$ doba,
 b) $H_d = 25$ mm/dobę przy $t = 2$ doby.

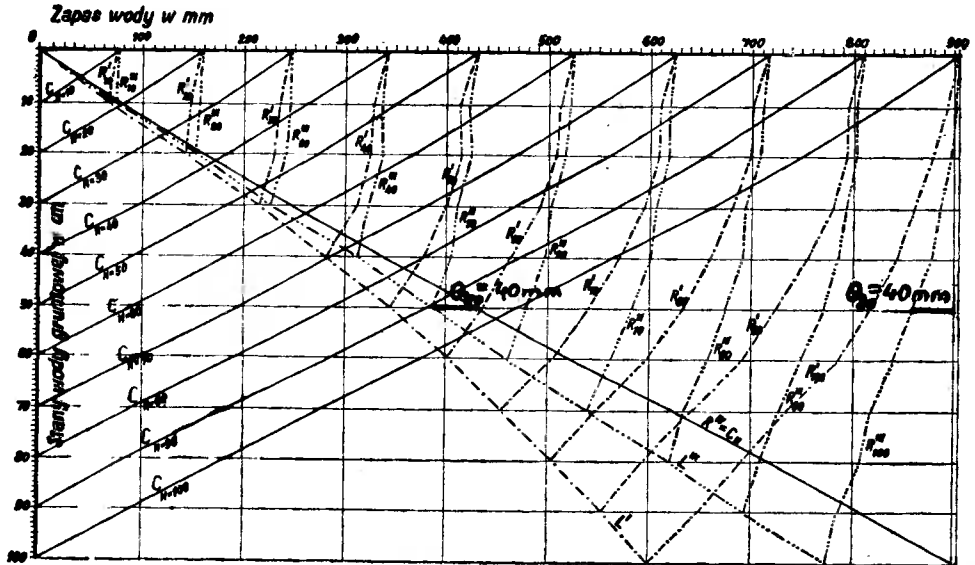
Dla polderu Załom charakterystyki opadów podane zostały w tabeli 16 (p.3.4.2). Stany wolnej retencji gruntowej według badań autora na polderze Załom (o glebach torfowych) i obiekcie Szczecin-Lotnisko (piasek pylasty, luźny) przedstawiono na rysunkach 36 i 37, natomiast szczegółowo omówiono w pracach [82, 85, 87, 91].

Obliczenia metodą Sochonia dla warunków polderu Załom podano w tabeli 23. Wyniki zawarte w tej tabeli mogą być pomocne przy projektowaniu odwodnienia na polderach będących w podobnych warunkach przyrodniczych.

Należy nadmienić, że w metodzie Sochonia uwzględnione zostały dwa istotne czynniki (opady atmosferyczne i wolna retencja gruntowa) charakteryzujące obszar depresyjny. Wolną retencję gruntową mogą stosunkowo łatwo wyznaczyć biura projektowe wzorując się na wymienionych pracach autora oraz na badaniach Somorowskiego [196 + 198], Zawadzkiego [228, 229] i Szuniewiczza [206]. Ponadto stany wolnej retencji gruntowej (rys.36), pojemność



Rys. 35. Schemat do ustalania wydajności przepompowni metodą Sochonia wg Klugiewiczza



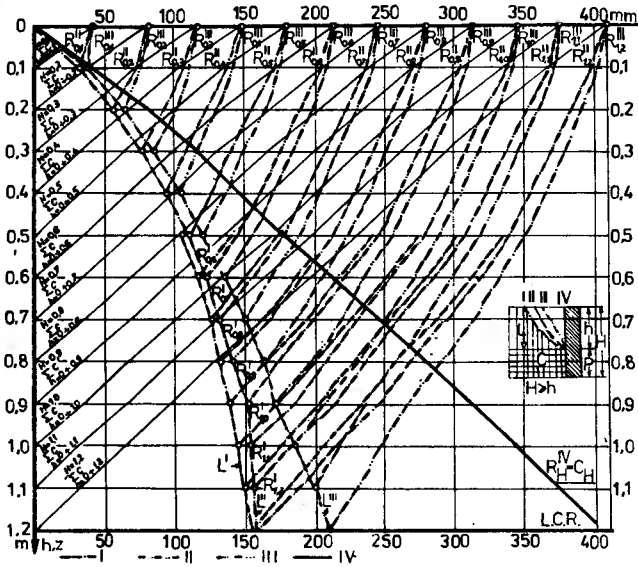
Rys. 36. Zależność zapasów wody i wolnej retencji w profilu gleb torfowych na polderze Załom od głębokości zwierciadła wody gruntowej i uwilgotnienia strefy aeracji wg Klugiewiczza

Tabela 23

Obliczenia miarodajnego odpływu do projektowania wydajności przepompowni na polderach metodą Sochonia

Lp	Wariant selekcji 29-letniej serii opadów		$\frac{1}{n} \sum_{t=n}^{t=n} P_{10\%}$ mm/dobę Tab. 16, kol. 8	$\sum_{t=n}^{t=n} P_{10\%}$ mm kol. 3 x kol. 4	$H_S = \sum P - Q_h$ mm			$H_d = \frac{1}{n} H_s$ mm/dobę		
	P(IV-X) mm	t = n doby			$Q_{50\text{cm}}$ = 40 mm	$Q_{43\text{cm}}$ = 25 mm	$Q_{30\text{cm}}$ = 15 mm	$Q_{50\text{cm}}$	$Q_{43\text{cm}}$	$Q_{30\text{cm}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	$P \geq 0$	1	48	48	8	23	33	8,0	23,0	33,0
2		1	38	38	-2	13	23	-2,0	13,0	23,0
3		2	19	38	-2	13	23	-1,0	6,5	11,5
4	$P > 1$	3	24	72	32	47	57	10,7	15,7	19,0
5		4	12	48	8	23	33	2,0	5,7	8,2
6		5	9	45	5	20	30	1,0	4,0	6,0
7		1	42	42	2	17	27	2,0	17,0	27,0
8	$P > 5$	2	24	48	8	23	33	4,0	11,5	16,5
9		3	21	63	23	38	48	7,7	12,7	16,0

sieci odwadniającej (tab.11) i objętość zalewu polderu (rys.21) można wykorzystać w obliczeniach projektowych i gospodarce wodnej na polderze Załom.



L^{I-III} - zapasy wody w strefie aeracji przy różnych stanach wód gruntowych
 $\sum_{h=0,8}^{H=0,8} R_{0,8}^{I-IV}$ - zapasy wody w strefie saturacji o miąższości $p=H-h$ przy $H=0,8m$ i zmiennym stanie wód gruntowych $h=0,08m$; $R_{0,8}^{I-IV}$ - sumaryczny zapas $(L-C)$ w warstwie $H=0,8m$ o uwilgotnieniu odpowiadającemu: I-okresowi suszy, II-chwilowemu, III-polewej pojemności wodnej, IV-pojemności pełnej

Rys.37. Zależność zapasów wody i wolnej retencji w profilu piasku pylastego na lotnisku Szczecin-Dąbie od głębokości wody gruntowej i uwilgotnienia strefy aeracji wg Klugiewiczza

3.4.5. Według pompowanej lub dopływającej wody z polderów

Wydajność najmniejszego agregatu w przepompowni zaleca Riabkowa [174] obliczać według danych o pompowaniu wody w okresie wegetacyjnym

$$q = \frac{10^4 \sum H}{T} \quad (31)$$

gdzie:

H - wskaźnik pompowania wody na polderze analogu w okresie V-X, mm
 T - czas odpompowania wody w okresie V-X, s

Z obliczeń bilansowych ustalono [174] dla polderu Rusnie, że w okresie od maja do października dopływ wód filtracyjnych wynosił 60 mm, który

łącznie z opadami o prawdopodobieństwie $p = 5\%$ i 10% zmuszał do odpompowania odpowiednio $H = 310$ mm i $H = 275$ mm. Po podstawieniu tych liczb do wzoru (31) Riabkova obliczyła jednostkowe wydajności przepompowni, przypisując im prawdopodobieństwa jakie posiadały opady:

$$q_{5\%} = \frac{10^4 \cdot 310}{184 \cdot 86400} = 0,19 \text{ l/s ha, (wg średniodobowych danych o pompowaniu } 0,12 \text{ l/s ha)}$$

$$q_{10\%} = \frac{10^4 \cdot 275}{184 \cdot 86400} = 0,17 \text{ l/s ha, (wg średniodobowych danych o pompowaniu } 0,09 \text{ l/s ha)}$$

Dla polderów o innej powierzchni niż Rusnie zalecono [174] zastosować wzór (17) Filatowa [39].

Nadmienia się, że w Polsce i za granicą podejmowane były próby ustalenia wzorów na wydajność przepompowni, w których za podstawę przyjmowano zapisy personelu obsługi o pracy agregatów pompowych oraz obserwacje z pobliskich stacji opadowych. Próby te najczęściej kończyły się niepowodzeniem, ze względu na niekompletność danych niezbędnych do obliczeń oraz małą ich wiarygodność, a także słabą znajomość faktycznych charakterystyk pomp - eksploatowanych od wielu lat.

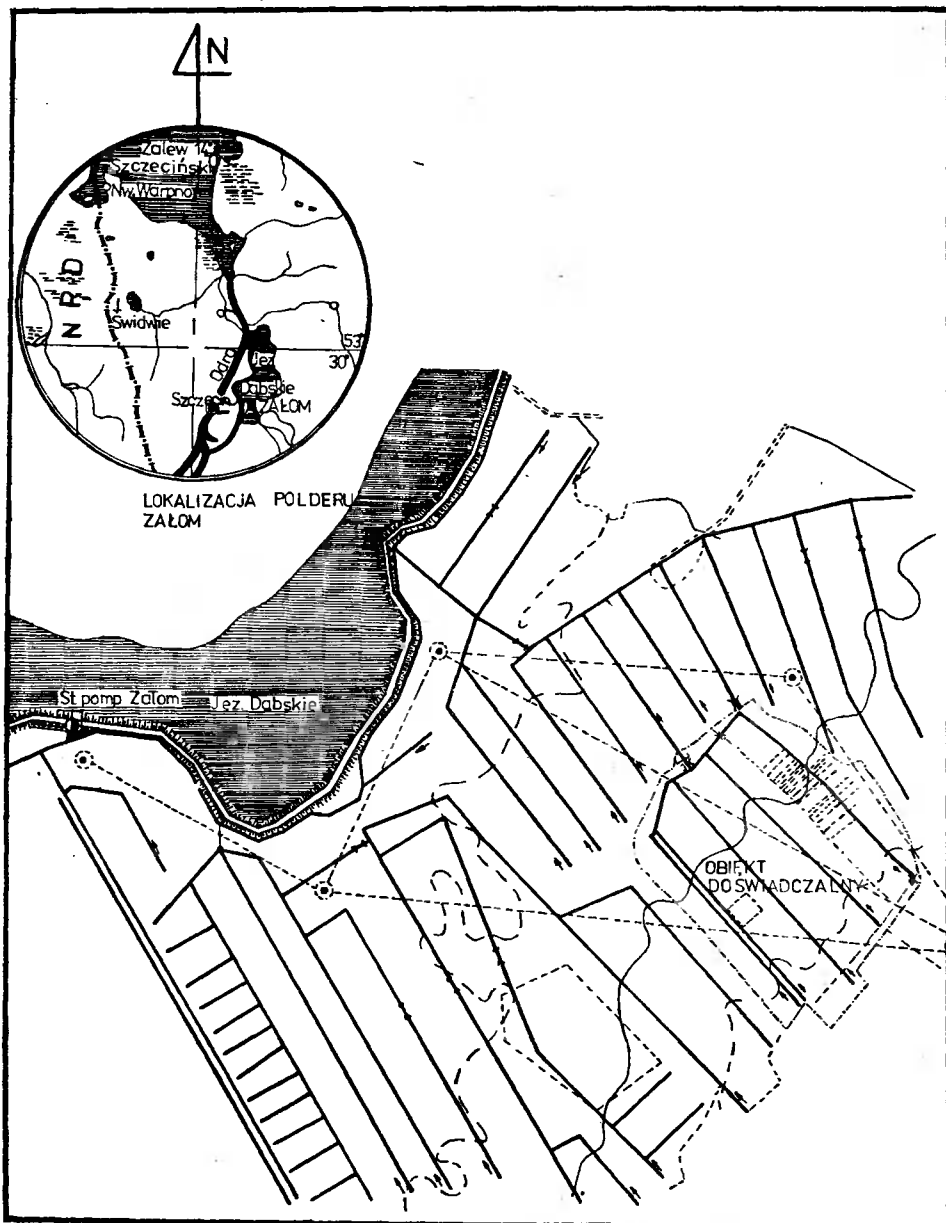
Ze względu na wspomniane trudności techniczno-organizacyjne, autor odstąpił od takiej metodyki badań i zorganizował w południowo-wschodniej części polderu Załom (rys. 38) obiekt doświadczalny (rys. 39) ze stacją meteorologiczną i lizymetryczną. Obiekt doświadczalny odwadniany był siecią rowów o rozstawie 100 m. We wschodniej części tego obiektu wykonano uzupełniające drenowanie z sączków ceramicznych o rozstawach 9; 18 i 27 m (w 4 powtórzeniach). Wykaz zainstalowanych przyrządów pomiarowych wraz z metodyką badań podano w publikacjach [79, 86, 89 + 91, 170]. Codziennie wykonywano 50 - 250 pomiarów terminowych oraz mierzono 5 elementów w sposób ciągły przyrządami samopiszącymi. Pomiaru prowadzono systematycznie w okresie 1966 - 1974 r. niezależnie od pory roku. Odpływy z 12 wylotów drenarskich mierzono codziennie metodą podstawionego naczynia, stosując 6-krotne powtórzenia, natomiast z sieci rowów (dominującej na polderach) mierzono w sposób ciągły urządzeniem skonstruowanym przez autora [89]. Na podstawie uzyskanych wyników z pomiarów odpływu wody opracowano w 1972 r. metodę ustalania wydajności przepompowni [87, 88], według której wykonano ponowne obliczenia w 1978 r. na wydłużonych ciągach obserwacyjnych [93]. Metoda ta polega na pomiarach hydrometrycznych w przekroju kluczowym kanału głównego, zamykającym całą zlewnię, lub w przekrojach kluczowych zlewni cząstkowych. Z uzyskanych tym sposobem hydrogramów wyznacza się przedziały (np. miesięczne, półroczne i roczne) i w nich wybiera maksymalne odpływy 1, 2, ..., 5-dobowe.

$$\sum_{t=1}^t H_d ; \quad \sum_{t=2}^t H_d ; \quad \dots ; \quad \sum_{t=n}^t H_d \quad (32)$$

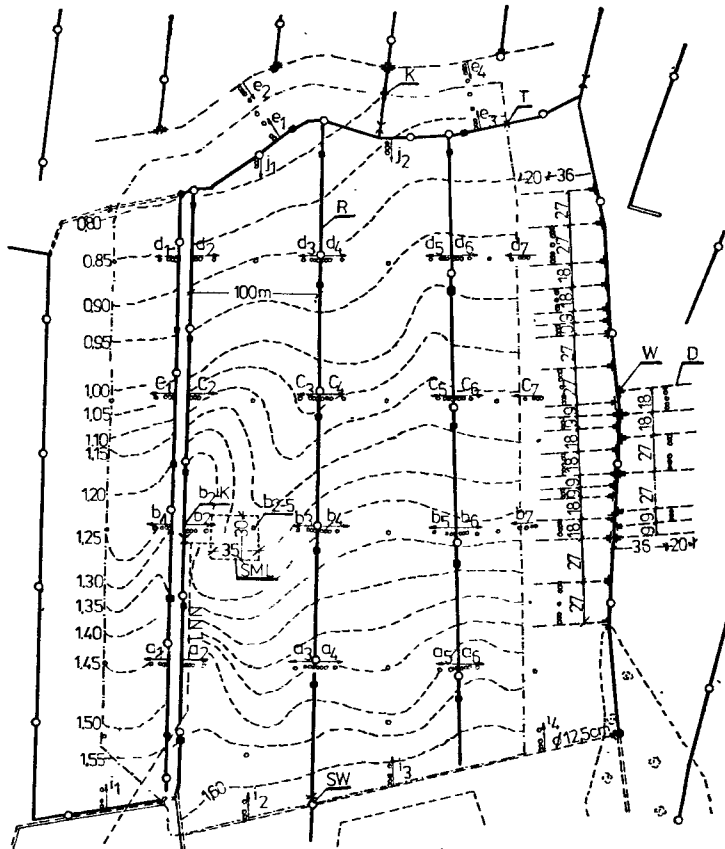
oraz oblicza średnie arytmetyczne

$$\sum_{t=1} H_d ; \frac{1}{2} \sum_{t=2} H_d ; \dots ; \frac{1}{n} \sum_{t=n} H_d \quad (33)$$

Z tych danych ustala się równania krzywych prawdopodobieństwa na przykład typu wzoru (20).



Rys. 38. Lokalizacja polderu Załom i obiektu doświadczalnego wg Klugiewicza



K - przekrój kluczowy obszaru odwadnianego rowami, w którym zainstalowano urządzenie samopiszzące do pomiaru natężenia odpływu wody, SML - Stacja Meteorologiczno-Lizymetryczna, LNN - linia niskiego napięcia do napędu dźwigu i oświetlenia, b₂-5 - studzienka do pomiaru głębokości zw. wody gruntowej, b₂-K - wodowskaz, W - wylot drenarski, D - sączek drenarski \varnothing 5 cm, R - rów, T - tama, SW - studnia wiatowa

Rys.39. Plan sytuacyjno-wysokościowy obiektu doświadczalnego na polderze Załom w g Klugiewicza

Na podstawie wykonanych pomiarów hydrometrycznych na obiekcie doświadczalnym polderu Załom wyznaczono (tab.24) rzędne decylowe wskaźników odpływu (H_d). W pracach [87,91,93] podano wykresy i szczegółowe postacie równań krzywych prawdopodobieństwa wskaźników odpływu. Korzystając z danych zamieszczonych w tabeli 24 można wyznaczyć wskaźniki odpływów dla dowolnego prawdopodobieństwa (p.3.4.2). Przyjmując za miarodajne [17,22,39,66,155,174] zalecane $p=10\%$ należy także ustalić w jakich miesiącach konieczne jest właściwe odwodnienie (np. półrocze letnie) i dopuszczalny czas zalewu roślinności. Wybór z wariantów projektowych najwłaściwszego rozwiązania ułatwia analiza techniczno-ekonomiczna.

Maksymalne wskaźniki dobowych odpływów (mm) z sieci rowów na polderze Załom (1966 - 1974 r.) wyznaczone metodą Klugiewicza

Miesiące	I - XII			IV - IX			X - III		
Decyle	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉
Prawdopodobieństwo %	10	50	90	10	50	90	10	50	90
$\sum_{t=1} H_{\max}$	32,5	19,0	12,0	25,0	12,5	4,5	31,0	16,0	7,0
$\frac{1}{2} \sum_{t=2} H_{\max}$	28,0	16,0	9,0	22,0	11,0	4,0	29,0	16,0	6,0
$\frac{1}{3} \sum_{t=3} H_{\max}$	26,0	14,5	9,0	17,0	9,0	3,0	27,0	13,0	7,0
$\frac{1}{4} \sum_{t=4} H_{\max}$	23,0	12,5	8,0	16,5	7,0	3,5	23,0	12,0	5,5
$\frac{1}{5} \sum_{t=5} H_{\max}$	25,0	11,5	7,0	14,0	7,0	3,0	24,0	11,0	5,0

3.4.6. Według odpływów z drenaży i obcych wód filtracyjnych

Na polderach coraz powszechniejsze zastosowanie znajduje odwodnienie za pomocą sieci drenarskiej. Według Juszkauksasa i Ziellonki [63,231] podstawą do ustalania wydajności przepompowni na takich polderach powinny być odpływy drenażowe i obce wody filtracyjne. Proponują oni obliczać wydajności przepompowni ze wzoru

$$Q_p = (q_{dr} + q_k) F_p + Q_{gr} + 0,5 Q_f \cdot L \quad (34)$$

w którym:

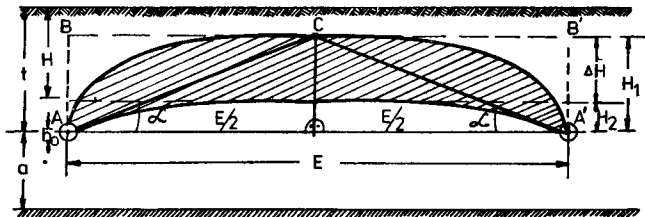
- q_{dr} - odpływy jednostkowe z drenażu, l/s ha
- q_k - odpływy jednostkowe z wody zgromadzonej w kanałach, l/s ha
- F_p - powierzchnia polderu, ha
- Q_{gr} - dopływ wyklinowujących się wód gruntowych, l/s
- 0,5 - współczynnik zmniejszający, gdyż kulminacje dopływów filtracyjnych nie następują w tym samym czasie co odpływy wody z polderu
- Q_f - dopływ filtracyjny przez korpus i podłoże wałów wg wzoru (1), l/s km wału
- L - długość obwałowania, km

Zdaniem Zielionki i Juszkaukasa [231] w okresie przedsięwziętym przed uruchomieniem przepompowni na polderach zimowych zwierciadło wód gruntowych zalega w warstwie ornej na głębokości 20 - 30 cm pod powierzchnią terenu. Jeżeli parowanie terenowe równa się opadom atmosferycznym, dla umożliwienia pracy maszynom rolniczym należy obniżyć zwierciadło wody do głębokości $H = 50 \pm 60$ cm (rys.40).

$$q_{dr} = \frac{139 \cdot \delta \cdot \varphi (H_1 - H_2)}{T} \quad (35)$$

gdzie:

- 139 - współczynnik przeliczeniowy jednostek
- δ - odciekalność (w literaturze [230] pominięto)
- φ - współczynnik kształtu krzywej depresji (w literaturze [61, 174 222, 230] pominięto)
- H_1, H_2 - według oznaczenia na rys.40
- T - czas obniżania zwierciadła wody z H_1 do H_2 , który zalecono określać z literatury [96] wzorami Kostiakowa, Pisarkowa i Korzanowa lub ustalić doświadczalnie



Rys.40. Schemat do ustalania odpływu drenażowego i współczynnika φ wg Juszkaukasa i Filatowa

Dla gleb torfowych Korzanow zaleca wyznaczać T (w dobach) ze wzoru

$$T = \frac{E^2 \delta \varphi (H_1 - H_2)}{2\pi K (h_{sr}^2 - h_o^2)} \quad (36)$$

Z podstawienia wzoru (36) do (35) otrzymano

$$q_{dr} = \frac{278 \pi \cdot K (h_{sr}^2 - h_o^2)}{E^2} \quad (37)$$

gdzie:

- 278 - współczynnik przeliczeniowy
- π - 3,14
- K - współczynnik filtracji, m/dobę
- $h_{sr} = 0,5 (H_1 - H_2)$; m

h_0 - napełnienie drenu wodą, m
 E - rozstawa drenów, m

W literaturze [87,91,183] podano wielkości liczbowe φ wyznaczone przez Filatowa (tab.25), który uzależnił je od rodzaju gleby i pory roku. Zgodnie z rysunkiem 40 współczynnik

$$\varphi = \operatorname{tg} \alpha = \frac{H_1}{\frac{E}{2}} = \frac{2H_1}{E} \quad (38)$$

Tabela 25

Wielkości liczbowe $\operatorname{tg} \alpha$ wg Filatowa

Miesiące	Tg α w glebach	
	mineralnych	torfowych
XII - III	0,004 - 0,005	0,004 - 0,006
IV - V	0,001 - 0,004	0,003 - 0,006
VI - IX	0,001 - 0,003	0,002 - 0,004
X - XI	0,003 - 0,005	0,002 - 0,004

Autorzy [231] stwierdzają, że na polderach zimowych i letnich początkowo wszystkie kanały są wypełnione wodą, którą należy odpompować

$$q_k = \frac{1,2 V_k}{86,4 T} \quad (39)$$

gdzie:

- 1,2 - współczynnik czasu pracy przepompowni (rys.32)
- V_k - objętość wody w kanałach i zbiornikach polderu, m^3/ha
- 86,4 - współczynnik przeliczenia jednostek
- T - czas pompowania, doby

3.4.7. Według obliczeń bilansowych

W Związku Radzieckim za podstawę ustalania wydajności przepompowni przyjęto [22] także obliczenia bilansu wodnego polderu, z którego wyznacza się maksymalne odpływy powodowane wiosennymi wezbraniem z topnienia śniegu lub deszczami burzowymi w okresie letnio-jesiennym. Wiosenne maksymalne wezbrania z topnienia śniegu zalecono obliczać z 6-miesięcznych opadów (XI - IV) w zależności od warunków, przyjmując prawdopodobieństwo $p = 5\%$ (wg SNIPP - 52-74 - соору́жения мелиоративных систем) lub $p = 10\%$, gdy odwadniana powierzchnia nie przekracza 2000 ha.

Wydajność przepompowni dla odprowadzenia wód roztopowych zalecono [22] obliczać ze wzoru

$$Q_t = \frac{V_t - V_k - V_z - V_g}{T} + Q_f' \quad (40)$$

natomiast według deszczu burzowego

$$Q_d = \frac{V_d - V_g - V_k}{T_1} + Q_f' \quad (41)$$

gdzie:

- V_t - sumaryczna objętość wody pochodzącej z topnienia pokrywy śnieżnej równa $\sum P \cdot F$, m^3
- P - obliczeniowa warstwa opadów ($p = 5\%$) z okresu XI - IV, m
- F - powierzchnia zlewni, m^2
- V_k - objętość wody zgromadzonej w sieci kanałów, przyjmowana z iloczynu $0,9 \sum L_k \cdot W_{sr}$, m^3
- L_k - długość kanałów, m
- W_{sr} - średni przekrój poprzeczny kanałów, m^2
- V_z - objętość wody odprowadzonej zimą, przed początkiem obliczeniowego maksymalnego odpływu, przyjmowana jako 30% sumy opadów
- T - 10 + 15 dób - czas pompowania wiosennych wód z topnienia śniegu
- Q_f' - dopływ filtracyjnych wód przez korpus i podłoże wału ($q_f \sum L_w$), $m^3/\text{dobę}$
- L_w - długość wałów, m
- q_f - wg wzoru (2)
- V_g - objętość wody (m^3) zretencjonowana w glebie, którą wyznaczono ze wzoru

$$V_g = \mu \cdot h_1 \cdot F \quad (42)$$

w którym:

μ - współczynnik odciekalności obliczany ze wzorów (43) lub (44):

- dla gleb mineralnych wg Erkina

$$\mu = 0,056 \sqrt{K} \sqrt[3]{h} \quad (43)$$

- dla gleb torfowych wg Iwickiego

$$\mu = 0,115 K^{3/8} h^{3/4} \quad (44)$$

h - norma odwodnienia, m

h_1 - głębokość zalegania zwierciadła wody gruntowej na początku okresu obliczeniowego, m

V_d - objętość wody z maksymalnego dobowego deszczu ($p = 5\%$), m^3

T_1 - czas odpompowania maksymalnego dobowego deszczu, doby

Do projektowania zalecono [22] przyjąć wartość większą uzyskaną ze wzorów (40) i (41). Ponieważ w powyższym sposobie uwzględnia się dużą liczbę

parametrów mających wpływ na odpływy wody z polderu, dlatego można ustalać wydajności przepompowni w dowolnych rejonach ZSRR.

Dla polderów letnich (zatapiających) zalecono [22] również ustalać obliczeniową wydajność przepompowni wychodząc z założenia, aby zbędną wodę na polderze z wezbrań wiosennych zdążyć odpompować przed początkiem okresu wegetacyjnego

$$Q_1 = \frac{\varphi_K}{n} (Q_{gr} + Q_p + Q_f) \quad (45)$$

gdzie:

$$\varphi_K = \frac{H}{\sqrt[5]{F_p T}} - \text{współczynnik opóźnienia odpływu wg Kostiakowa [96]}$$

$n \geq 0,8$ - współczynnik wykorzystania czasu w dobie na pompowanie

Q_p - pompowanie (m^3/s) wody zretencjonowanej w kanałach, zbiornikach i na powierzchni terenu: $Q_p = \frac{V_p}{T}$,

V_p - objętość wody zretencjonowanej w kanałach, zbiornikach i na powierzchni terenu, m^3

T - czas pompowania, doby

Q_f - dopływ z filtracji przez korpus i podłoże wału, $m^3/\text{dobę}$

Q_{gr} (m^3/s) zalecono [22] obliczać ze wzoru

$$Q_{gr} = \frac{\mu \varphi_w (H - H_0)}{8,64 T} \cdot F \quad (46)$$

w którym:

H - norma odwodnienia w okresie wiosennym, m

H_0 - głębokość zalegania zwierciadła wód gruntowych na początku okresu obliczeniowego, m

T - czas trwania obliczeniowego okresu (praktycznie $T = 10 - 15$ dób), w ciągu którego należy przez odpompowanie wody z polderu uzyskać normę odwodnienia H

F - powierzchnia zlewni, ha

μ - współczynnik odciekalności, którego wielkości zalecono przyjmować:

0,10 - gleby gliniasto-piaszczyste,

0,05 - 0,07 - gleby piaszczysto-gliniaste,

0,06 - 0,07 - torfowiska niskie

φ_w - współczynnik krzywej depresji, którego wielkość należy wg [22] przyjąć:

1,1 - 1,2 - dla torfowisk,

1,0 - 1,1 - dla gleb gliniastych,

1,2 - 1,3 - dla gleb piaszczysto-gliniastych,

1,3 - 1,4 - dla gleb gliniasto-piaszczystych.

Według Schoőkliitscha [179] i Schroedera [181] w ciągu zimy, kiedy przepompownie są nieczynne następuje znaczne podniesienie zwierciadła wody gruntowej (retencja). Przed początkiem okresu wegetacyjnego zwierciadło to na polderach w północnej części RFN powinno być obniżone w ciągu $T = 15 - 30$ dni, zatem wydajność przepompowni (mm/dobę) powinna być następująca:

$$H_p = \frac{14 (P - V - \Delta R)}{T} \quad (47)$$

gdzie:

P - suma opadów atmosferycznych za okres XI - III, mm

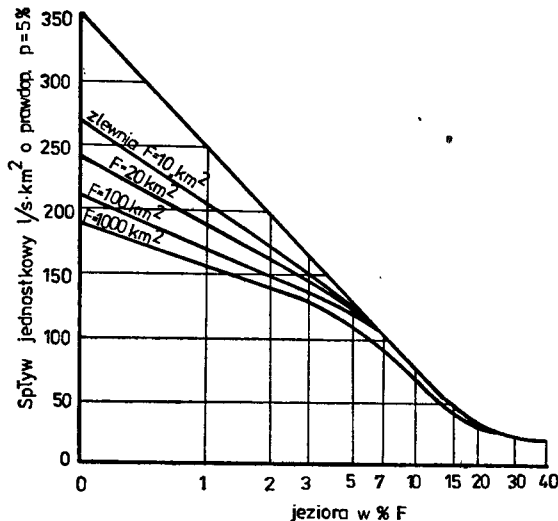
V - parowanie wody od listopada do marca, mm

ΔR - przyrost retencji wody w gruncie oraz w pokrywie śnieżnej i lodowej. Dla północnych i środkowych obszarów nizinnych NRD i RFN

$\Delta R \geq 50$ mm

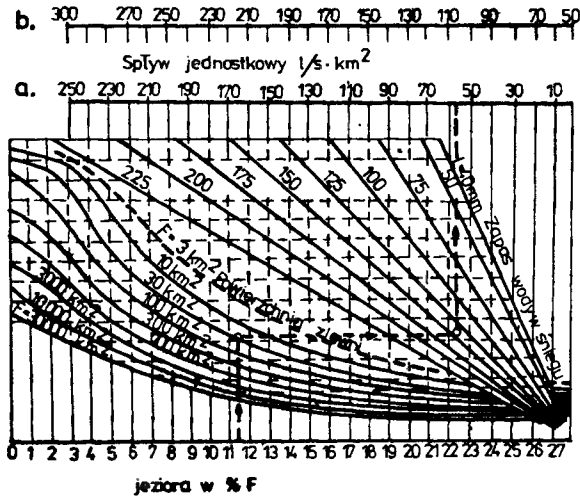
3.4.8. Inne zasady ustalania parametrów przepompowni i zbiorników

Zaitsoff [226] stwierdził, że w Finlandii przy ustalaniu wydajności przepompowni oraz innych budowli na polderach bierze się za podstawę maksymalny wiosenny spływ ($p = 5\%$) pochodzący z topnienia śniegu. Przy jego wyznaczaniu stosuje się w Finlandii różne metody graficzne i analityczne. W 1954 r. Tipuri opracował nomogram (rys.41) do wyznaczania spływów z polderów.



Rys.41. Nomogram do wyznaczania spływów jednostkowych z polderów południowo-zachodniej Finlandii wg Tipuri

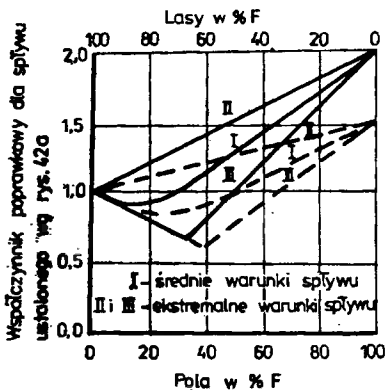
Obecnie w Finlandii stosuje się najczęściej metodę Kaitera (rys.42), w której wiosenny maksymalny spływ uzależniono nie tylko od powierzchni (F) zlewni i obecności jezior, lecz również od zapasu (L) wody w pokrywie śnieżnej (izolinie naniesiono na rys.19).



Rys.42. Nomogram do wyznaczania maksymalnego spływu wody z topnienia śniegu na polderach:

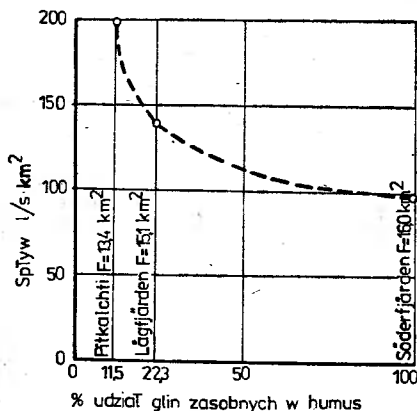
- a. Finlandii wg Kaitera
- b. Północno-Zachodniej RFSRR wg Chrisanowa

Otrzymałą z nomogramu wielkość spływu uściśla się według istniejących warunków na polderze. Różnorodne zlewnie można podzielić na jednorodne zlewnie cząstkowe i dla nich ustalić spływy, a następnie obliczyć wzorem (12) średni ważony spływ. Najczęściej na polderach Finlandii znajdują się pola uprawne, dlatego w przypadku rozpatrywania małej, bezjeziornej zlewni, należy do maksymalnego spływu odczytanego z nomogramu (rys.42) wprowadzić poprawkę uwzględniając procentowy udział powierzchni pól lub lasów w zlewni według rysunku 43.



Rys.43. Współczynnik poprawkowy spływu ze zlewni pokrytej polami i lasami w Finlandii wg Zaitsoffa

Został on opracowany przy założeniu, że jeżeli w całej zlewni znajdują się pola (brak lasów) wówczas spływ (wg rys.42) powiększa się 1,5 (linie przerywane) lub 2-krotnie (linie ciągłe) w stosunku do spływu z takiej samej powierzchni całkowicie zalesionej. W zlewniach z torfowiskami, podatnymi na zatrzymywanie wody za zaspami śnieżnymi, obserwowano wzrost maksymalnych wielkości spływów w końcowym okresie topnienia śniegu, gdy zasy te zostają nagle przerwane. Około 20% polderów w Finlandii znajduje się na zachodnich i południowo-zachodnich wybrzeżach. Pozyskana z dna morskiego gliniasta gleba, bardzo zasobna w humus, podczas wysychania pęka. Pionowe szczeliny nie ulegają zniszczeniu nawet po nawodnieniach i dlatego taka gleba zdolna jest zatrzymać część opadów atmosferycznych. Przez to maleją spływy, co pokazano na przykładzie 3 obszarów polderowych (rys.44).



Rys.44. Wpływ udziału glin zasobnych w humus na spływ wody z polderów Finlandii wg Zaitsoffa

Mustonen ustalił za pomocą analizy regresji wpływ czynników meteorologicznych, parametrów zlewni na wielkość maksymalnego spływu wody z niedużych, bezjeziornych polderów Finlandii ($R = 0,65$)

$$q = 77 + 0,59 L - 2,4 p + 0,025 p^2 + 0,01 L \cdot p - 0,5 k \quad (48)$$

gdzie:

q - maksymalny wiosenny spływ jednostkowy, l/s km²

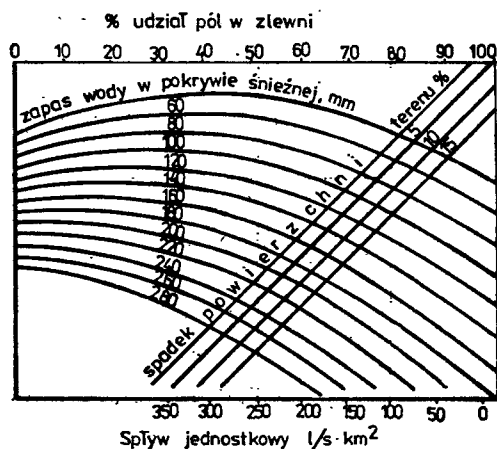
L - zapas wody w pokrywie śnieżnej, mm

p - udział pól uprawnych w zlewni, %

k - średni spadek powierzchni terenu, %

Wzór (48) został przedstawiony [226] na nomogramie (rys.45), który zalecono stosować przy wyznaczaniu maksymalnego spływu ze zlewni o powierzchni do 200 km², bezjeziornej lub małojeziornej. Jeziora (2-3%) położone w dolnym biegu mogą zmniejszyć o 10% maksymalny spływ. W tych przypadkach, kiedy powierzchnia zlewni polderu jest nieduża i gdy objętość

wyrównawcza cieków wodnych jest tak mała, że nie zdoła wyrównać dobowych wahań spływu, wielkość otrzymaną z nomogramu zalecono powiększyć 1,5 + 2,0-krotnie. Według badań Kaitera pewien problem stanowią w Finlandii maksymalne spływy o czasie trwania krótszym niż jedna doba, które pojawiają się na polderach małych, bez pojemności wyrównawczej. Ponadto wielkość kulminacji wzebrań zależy od procentowego udziału pól uprawnych i wielkości zlewni. Krótkotrwałe maksyma spływów mogą być 2-krotnie (i więcej) większe od średniodobowych. Na południu Finlandii wahają się one od 4 do 8 l/s ha. Lasy istotnie zmniejszają amplitudę wahań maksymalnych spływów. Duże opady deszczu, zwłaszcza wiosną na małych zlewniach, również mogą powodować maksymalne spływy nie mniejsze od spływów z topnienia śniegu. Według badań Mustone- na półgodzinne maksymalne spływy z takich opadów ($p = 5\%$) mogą przekraczać 10 l/s ha.



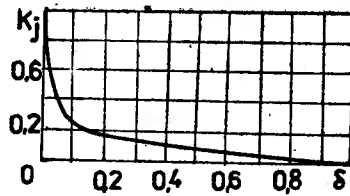
Rys.45. Nomogram do wyznaczania spływu wody z polderów Finlandii wg Mustone-

Wytyczne opublikowane w 1980 r. w Związku Radzieckim [22] zalecają obliczanie wydajności przepompowni na podstawie spływów ($p = 5 + 10\%$). Maksymalny wiosenny spływ ($p = 5\%$) z topnienia śniegu można wyznaczyć graficznie według załączonego w pracy [22] nomogramu, który jest podobny do nomogramu Kaitera i dlatego na rysunku 42 wprowadzono tylko dodatkową podziałkę (b) dostosowaną do warunków północno-zachodnich obszarów Rosyjskiej Federacyjnej SRR.

Chcąc wyznaczyć maksymalny wiosenny spływ (q_d) miarodajny do ustalania wydajności przepompowni, należy z nomogramu (rys.42b) odczytać q_0 . Następnie według δ (stosunek powierzchni jezior do zlewni) i wykresu (rys.46) wyznacza się współczynnik jeziorności (K_j). Powyższe wielkości (q_0 , K_j) oraz średni spadek (I) powierzchni zlewni należy wstawić do wzoru

$$q_d = K_j (q_0 - 0,5 I)$$

(49)



Rys.46. Wykres do wyznaczania współczynnika jeziorności wg Chrisanowa

Badania Filatowa [40] na zimowych polderach obwodu kaliningradzkiego o powierzchni $F = 345, 864, 1075$ i 1950 ha doprowadziły do ustalenia zależności między maksymalnym spływem (q) i polem powierzchni (F) polderu w okresie wiosennym ($p = 5\%$) i posiewnym ($p = 10\%$ i 15%)

$$\text{a) } q_{5\%} = \frac{19,3}{F^{0,43}} \quad \text{b) } q_{10\%} = \frac{15,0}{F^{0,5}} \quad \text{c) } q_{15\%} = \frac{13,5}{F^{0,5}} \quad (50)$$

W pracy [222] Wołkow podał dwa wzory (51) i (52) Brudastowa na pojemność wyrównawczą zbiornika i czasokres pompowania, z których przy założonych pojemnościach (V) i znanych parametrach można obliczyć także wydajność przepompowni

$$V = (Q - Q_1) t \quad (51)$$

gdzie:

- V - pojemność zbiornika
- Q - średni przepływ z wezbrania
- Q_1 - wydajność przepompowni
- t - czasokres wezbrania

Czas pracy przepompowni (t_1), który należy uwzględnić przy ustalaniu pojemności zbiornika zaleca się określać z zależności

$$t_1 = V \left(\frac{1}{Q - Q_1} + \frac{1}{Q_1} \right) \quad (52)$$

Dla zmniejszenia wydajności przepompowni, objętość zbiornika wyznacza się przyjmując czas (t_1) od momentu intensywnego topnienia śniegu do pełnej wegetacji roślinności łąkowej. Okres ten dla centralnych obwodów europejskiej części ZSRR rozpoczyna się 1 kwietnia i kończy 1 + 15 czerwca.

Według Panadiadi [156] normatyw radziecki zaleca obliczać wydajność przepompowni (m^3/s) ze wzoru.

$$Q = Q_k - 0,28 \frac{V}{t} \quad (53)$$

w którym:

- Q_k - maksymalna przepustowość kanału, m^3/s

- V - pojemność wyrównawcza, tys. m³
t - czasokres pompowania, godziny

Maksymalna obliczeniowa przepustowość kanału może być zmniejszona wtedy, gdy pojemność wyrównawcza wynosi co najmniej 150-200 m³ na 1 ha zlewni. W innych przypadkach obliczeniową wydajność przepompowni zaleca się przyjmować równą maksymalnej przepustowości kanału głównego (magistralnego). Tymczasowa instrukcja obliczania gospodarki wodnej w obwodzie kaliningradzkim zaleca przyjmować maksymalną wydajność przepompowni większą o 5-10% od maksymalnej przepustowości kanału doprowadzającego bez uwzględnienia wyrównawczego wpływu pojemności kanałów i zbiorników.

W pracy [156] podano, że na polderach położonych w tych obwodach, gdzie maksymalne przepływy formują się po letnich deszczach nawalnych lub deszczach rozlewnych, a poziomy wody w odbiornikach umożliwiają grawitacyjny odpływ tylko w pewnych okresach zaleca Birkaja określać maksymalny wydatek (m³/s) przepompowni ze wzorów (54) i (55)

$$Q = \frac{V}{t} \left(1 - \frac{Q_2}{100} \right) \quad (54)$$

gdzie:

- V - pojemność kanałów, m³
Q₂ - odpływ po opadzie do momentu rozpoczęcia pracy przepompowni w % pojemności sieci odwadniającej
t - czas pracy przepompowni, s

Jeżeli jednak występuje dodatkowa pojemność wyrównawcza, na przykład można zatopić część polderu, magazynując V₁ wody, wówczas wydajność przepompowni

$$Q = \frac{V}{t} \left(1 - \frac{Q_2}{100} \right) - \frac{V_1}{t} \quad (55)$$

Oszacowano, że w wyniku zastosowania wzoru (55) obliczeniową wydajność przepompowni w porównaniu z maksymalną obliczeniową przepustowością ujściowego odcinka kanału magistralnego można zmniejszyć 2,5-3-krotnie. Powyższą metodą sprawdzano na jednym z obiektów w nizinie kolchidzkiej i stwierdzono, że praktycznie cała objętość wody z deszczu nawalnego mieści się w kanałach sieci odwadniającej [156].

Obliczeniową wydajność przepompowni, z uwzględnieniem wpływu pojemności wyrównawczej sieci, podczas formowania się maksymalnych przepływów z deszczów nawalnych zalecono [156] wyznaczyć ze wzoru Biełowa

$$V = 0,001 \varepsilon \left[0,25 \left(\varepsilon + \frac{1}{\varepsilon} \right)^2 - 1 \right] Q_k t_k \quad (56)$$

w którym:

- V - pojemność wyrównawcza, m³
Q_k - przepływ obliczeniowy w kanale przed zbiornikiem, l/s

t_k - czas trwania deszczu obliczeniowego dla przekroju przed zbiornikiem, s

$$\varepsilon = \frac{Q}{Q_k}$$

Q - wydajność przepompowni, l/s

Dla tych samych warunków w jakich ustalono wzór (56) zaproponował Mandel prostszą postać wzoru

$$Q = \frac{0,232 Q_d}{\frac{V}{V_u} - 0,664} \quad (57)$$

gdzie:

Q - wydajność przepompowni, l/s

Q_d - obliczeniowa wydajność deszczu o zadanym prawdopodobieństwie, l/s

V - pojemność wyrównawcza istniejąca, m^3

V_u - pojemność wyrównawcza obliczona, m^3 , którą zalecono [156] wyznaczyć ze wzoru

$$V_u = \frac{t_k (Q_d - Q)}{1000 Q_d} \quad (58)$$

w którym dodatkowo t_k oznacza czas trwania deszczu w minutach o zadanym prawdopodobieństwie.

W dysertacji [156] podano, że Juszkaukas proponuje obliczać wydajność (l/s) poszczególnych agregatów w pompowniach ze wzoru

$$Q = \frac{1}{\beta} V + q_d F \quad (59)$$

w którym:

V - pojemność użytkowa zbiornika wyrównawczego, m^3

q_d - dopływ jednostkowy, l/s km^2

F - powierzchnia zlewni, km^2

β - współczynnik zależny od czasu pracy (t_p) w ciągu jednego cyklu dla pojedynczego agregatu pompowego

$$\beta = \frac{1000}{t_p 3600} \quad (60)$$

Czas pracy agregatu przy ręcznej obsłudze powinien [156] wynosić 7 godzin/dobę ($\frac{1}{\beta} = 25,2$), natomiast 10,5 godziny/dobę ($\frac{1}{\beta} = 37,8$) przy automatycznym sterowaniu.

Wydajność przepompowni z uwzględnieniem pojemności wyrównawczej (użytkowej) zbiornika lub kanałów głównych na polderach zaproponował Kostiakow [96,97] obliczać ze wzoru (61), który jest cytowany również w pracach [62, 222,231]

$$Q = q F - \frac{V}{t} \quad (61)$$

gdzie:

- Q - wydajność przepompowni, m^3/s
 q - obliczeniowy spływ jednostkowy, $m^3/s \text{ ha}$
 F - powierzchnia zlewni, ha
 V - pojemność zbiornika, m^3
 t - czas trwania wezbrania, s

Według autorów [231] budowa dużego zbiornika wyrównawczego jest celowa tylko na polderach zimowych (niezatapianych), gdzie wyklucza się zatopienie polderu na wiosnę, dlatego powinien być pusty przed dopływem fali wezbrania. Na polderach letnich (zatapianych) powiększenie pojemności zbiornika wyrównawczego wpływa na zwiększenie spływu jednostkowego (gdyż maleje H_2 , rys.40) i wydajność przepompowni. Morskie poldery będące pod wpływem pływów wymagają budowy zbiornika o takiej pojemności, która umożliwi magazynowanie wody dopływającej z polderu w czasie wysokich stanów morza. Proponuje się, aby tę pojemność obliczać na spływ 4-6-godzinny. Wydajność przepompowni i śluz powinna przed nadejściem następnego przypływu morza gwarantować opróżnienie zbiornika w ciągu 6-10 godzin.

Przeprowadzone [231] rozważania wykazały, że cykl pracy pomp jest najczęściej zmienny. Gdy dopływ wody z polderu równy jest wydajności przepompowni, wówczas przy niezmienniej przepustowości kanałów i całodobowym pompowaniu nie jest potrzebny zbiornik wyrównawczy. Zmniejszanie się dopływu wody z polderu wpływa na pracę przepompowni z przerwami i skracanie cyklu pracy przepompowni. Z rysunku 47 wynika, że przy określonym dopływie wody cykl pracy będzie najmniejszy, a potem będzie się powiększał (gdy nastąpi dalsze stopniowe zmniejszenie się dopływu) ze względu na wydłużanie się przerw w pracy przepompowni. Obliczeniowym dopływem wody z polderu dla określania pojemności wyrównawczej zbiornika uznano [231] ten, przy którym otrzymuje się najmniejszy cykl pracy, zatem pojemność wyrównawczą (m^3) można wyznaczyć ze wzoru

$$V = 3,6 t_c F q_x \left(1 - \frac{q_x}{q_p} \right) \quad (62)$$

w którym:

- q_x - dopływ jednostkowy z polderu odpowiadający najmniejszemu cyklowi pracy pomp, $l/s \text{ ha}$
 q_p - odpływ jednostkowy według którego określano wydajność przepompowni, $l/s \text{ ha}$
 F - powierzchnia zlewni, ha
 t_c - najkrótszy cykl (godziny) pracy pomp przy q_x składający się z sumy

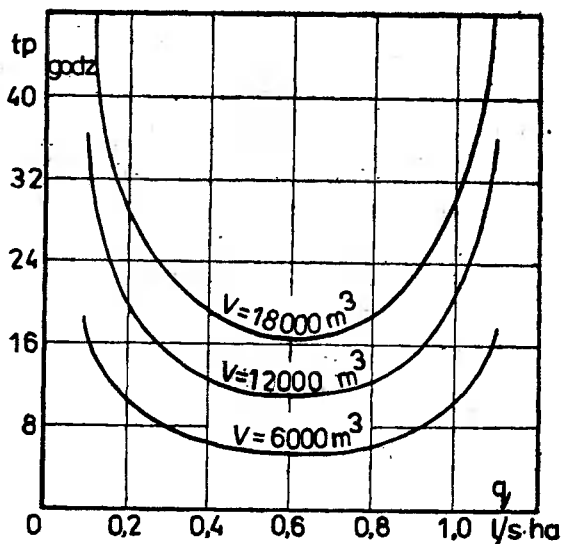
gdzie:

t_{pr} - czas pracy pomp, godziny

t_{po} - czas postoju pomp, godziny

Minimalny czasokres cyklu pracy pomp otrzymano (rys.47), gdy $q_x = 0,5 \cdot q_p$ (ponieważ przepompownię zaprojektowano na $q_p = 1,2$ l/s ha, zatem przy $q_x = 0,5 \cdot 1,2 = 0,6$ l/s ha, $t_p = \text{minimum}$). Po podstawieniu tej wielkości do wzoru (62) otrzymuje się uproszczoną postać wzoru na minimalną pojemność, która często zalecana jest w literaturze radzieckiej

$$V = 0,9 t_c F q_p = 0,9 t_c Q \quad (64)$$



Rys.47. Zależność cyklu pracy pomp, wpływów jednostkowych i pojemności zbiornika wyrównawczego wg Zielionki i Juszkaukasa

W przepompowniach wyposażonych w jeden agregat pompowy składnikowi Q ze wzoru (64) odpowiada jego wydajność i wtedy objętość zbiornika i koszt budowy są duże. Gdy przepompownia posiada dwa agregaty o różnych wydajnościach, wówczas zalecono [232] wprowadzić do wzoru (64) największą wydajność z zainstalowanych agregatów.

Opublikowane w 1980 r. wytyczne [22] zalecają (zgodnie z [171]) obliczać pojemność użytkową zbiornika wyrównawczego według wzoru (64), przy czym: Q - wydajność jednej pompy (największej), m^3/s ; t_c - najkrótszy cykl pracy agregatu pompowego (czas pracy i postoju pomp), który należy przyjmować 6-12 godzin w niezautomatyzowanych przepompowniach. Oprócz powyższej objętości (wzór 64) którą nazwano [22] ogólną, zalecano obliczać objętość wyrównawczą dla okresu wegetacyjnego (V_w). Obejmuje ona warstwę

wody w zbiorniku i kanałach między rzędnymi najniższego zwierciadła wody a rzędnymi wylotów sieci drenarskiej lub ujść rowów szczegółowego odwodnienia

$$V_w = 0,25 t_c Q \quad (65)$$

Wydażność przepompowni, przy znanej lub zadanej pojemności wyrównawczej zbiornika zalecono wyznaczyć ze wzorów (66) i (67)

$$Q = \sum Q_p - 0,28 \frac{V}{t} \quad (66)$$

$$Q = Q_{sp} \left(1 - \sqrt{\frac{V}{V_{sp}}} \right) \quad (67)$$

w których:

$\sum Q_p$ - suma maksymalnych dopływów wody (l/s) do zbiornika z kanałów głównych

0,28 = 1000/3600 - współczynnik zamiany jednostek objętości i czasu

V - objętość wyrównawcza, m³

t - czasokres pompowania, godziny

Q_{sp} - maksymalny dopływ ze spływu, m³/s

V_{sp} - objętość spływu, m³

W wytycznych [22] zalecono, aby wielkości Q_{sp} i V_{sp} określać na podstawie obliczeń hydrologicznych, nie podając jednak ujednoczonej metodyki.

Wybór miarodajnej wydażności przepompowni i pojemności zbiornika wyrównawczego należy uzasadnić analizą techniczno-ekonomiczną. Przy zmiennym dopływie wody z polderu do przepompowni, praca jednego agregatu pompowego nie zapewnia właściwego odwodnienia i stateczności skarp zbiorników i kanałów. Na podstawie obserwacji z eksploatacji dwóch polderów w Litewskiej SRR stwierdzono [230,231], że $q_1 = 8$ l/s km² wraz z niższymi trwał 8-9 miesięcy w roku (rys.48). Tę wielkość nazwano dopływem wegetacyjnym i zaproponowano, aby stanowił on podstawę do ustalenia wydażności najmniejszego agregatu pompowego według zależności

$$Q_1 = q_1 F + \frac{V}{3,6 t} \quad (68)$$

gdzie:

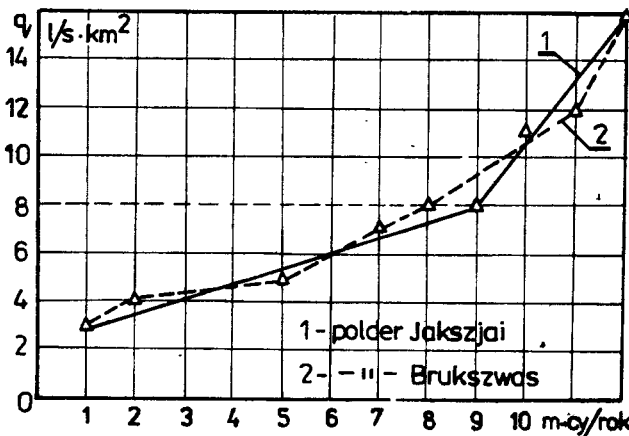
V - pojemność użytkowa zbiornika wyrównawczego (m³), którą należy obliczyć ze wzoru (64)

q_1 - dopływ jednostkowy z polderu do przepompowni w okresie wegetacyjnym, który w nizinie nadniemeńskiej równa się 8 l/s km²

F - powierzchnia zlewni, km²

t - najwłaściwszy czas (godziny) pracy agregatu pompowego w okre-

się wegetacyjnym, uwzględniającym wymagania urządzeń pompowych oraz stateczności skarp zbiorników i kanałów.



Rys.48. Wykres sumy czasów trwania spływów jednostkowych z polderów Litewskiej SRR wg Zielionki i Juszkauksasa

3.5. USTALANIE DYNAMIKI ODPLYWU WODY Z POLDERÓW

Z dotychczasowych rozważań wynika, że do projektowania (ogólnej wydajności przepompowni, liczby i proporcji wydajności zainstalowanych w niej agregatów pompowych oraz pojemności zbiorników wyrównawczych) i prowadzenia właściwej gospodarki wodnej, podczas eksploatacji przepompowni na polderach niezmiernie istotne są informacje o dynamice odpływu wody z terenów depresyjnych (p.2.3.4).

Z obserwacji autora [87,93] oraz z różnych opracowań wynika, że opady atmosferyczne stanowią nader ważny czynnik w przychodowej stronie bilansu wodnego zlewni, gdyż pod ich wpływem ulegają zmianie inne składniki. Następuje stosunkowo mały wzrost odpływów gruntowych, lecz ich czas trwania jest długi. Największe amplitudy wahań odpływu powodowane są spływami powierzchniowymi po intensywnych deszczach i topnieniu pokrywy śnieżnej. Tak więc spływy deszczowe z polderów mogą stanowić podstawę obliczeń sieci odwadniającej, czyli podobnie jak to ma miejsce przy wymiarowaniu kanalizacyjnej sieci deszczowej i ogólnospławnej [11,92,220]. Biorąc powyższe pod uwagę autor podjął wieloletnie badania nad adaptacją i opracowaniem metod ustalania dynamiki odpływu wody w warunkach polderowych. Prace nad tym zagadnieniem realizowano w ramach badań własnych, bez dotacji, dlatego ograniczało to znacznie możliwości badawcze autora. Starano się jednak, aby rozszerzyć dotychczasowy stan wiedzy oraz żeby metody obliczania dynamiki odpływu wody z polderów były możliwe do szybkiego zastosowania w naszej gos-

podarce narodowej, nie obciążając jej budżetu dodatkowymi wydatkami. Wyniki uzyskane z powyższych badań przedstawił autor w opracowaniu [93].

3.5.1. Zastosowanie metody Shermmana w warunkach polderowych

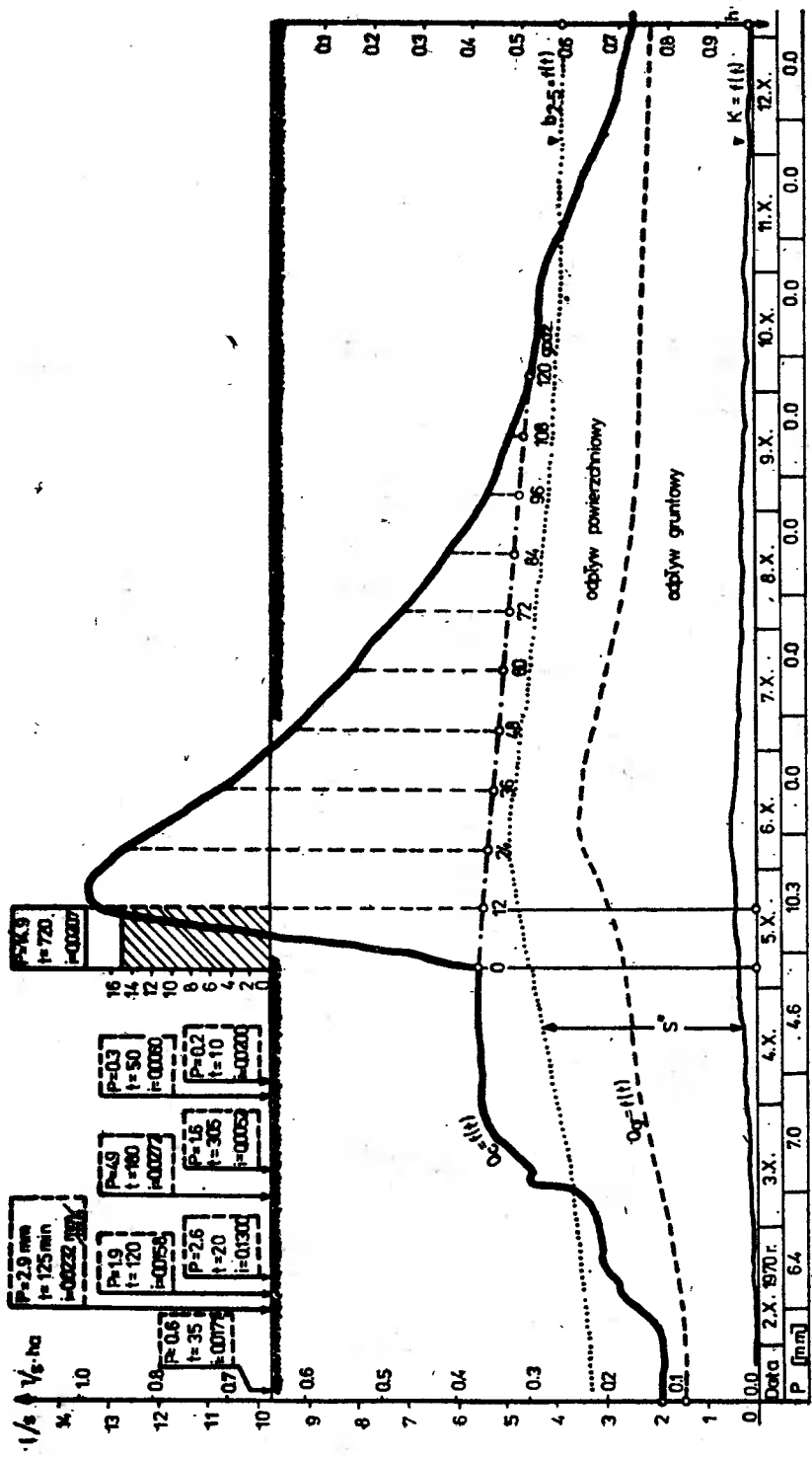
Metoda Shermmana, nazywana również metodą jednostkowego lub elementarnego hydrografu została opublikowana przez amerykańskiego uczonego w 1932 r. Z biegiem lat podejmowano (Collins, Bernard, Clark, Mc Carthy, Snyder i inni) prace nad jej modyfikacją, zwłaszcza w zakresie sposobów opracowywania wykresów (hydrogramów) jednostkowych. Próby zastosowań metody Shermmana zostały opublikowane w Polsce przez Dębskiego [26], a następnie Lambora [110], Soczyfską [189 - 192] i Wołoszyna [223]. Dotyczyły one jednak górnego biegu rzek rejonów górskich. W 1978 r. autor [93] przedstawił po raz pierwszy próbę adaptacji tej metody do warunków polderowych.

Z wymienionych pozycji literatury można uzyskać bardziej szczegółowe informacje o podstawach i procedurze obliczania dynamiki odpływu wody metodą Shermmana oraz innymi zaproponowanymi przez autora niniejszej pracy, dlatego tu przedstawiono najistotniejsze wyniki badań.

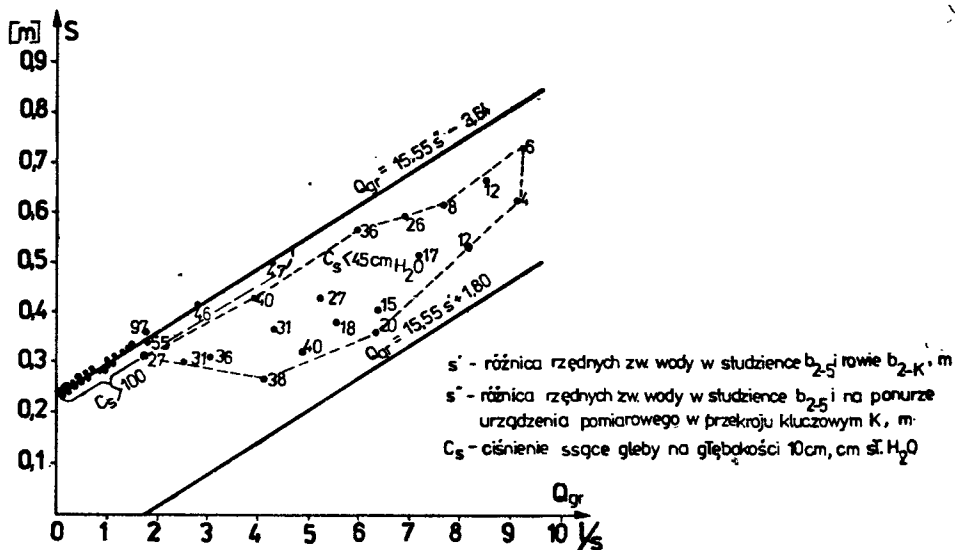
Do zastosowania metody Shermmana niezbędny jest hydrogram jednostkowy, który stanowi uśredniony wykres odpływu wody w funkcji czasu po deszczach trwających ustaloną jednostkę np. 1, 6, 12, 24 godziny. Według rzędnych hydrogramu β dokonuje się rozdziału deszczu skutecznego $H = P \cdot \bar{\alpha}$ (gdzie: P - opad deszczu, $\bar{\alpha}$ - współczynnik spływu - średni dla danej fali wezbrania) na poszczególne przedziały czasu, co można wyrazić

$$H = P \cdot \bar{\alpha} = H(\beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_k) = H_1 + H_2 + \dots + H_k \quad (69)$$

Istnieje kilka sposobów konstruowania hydrogramu jednostkowego, które stosuje się w zależności od materiałów obserwacyjnych, będących w dyspozycji. W pracy [93] omówiono następujące sposoby konstruowania: a) po epizodycznych opadach, b) po pojedynczych opadach o czasie trwania różnym niż przyjęta jednostka czasu, c) przez podział złożonej fali wezbrania, d) metodą kolejnych przybliżeń Collinsa [189, 190]. W niniejszej pracy przytoczono tylko jeden przykład obliczeń b). Przedstawiona (rys. 49) fala wezbrania powstała po pojedynczym 12-godzinnym opadzie $P = 14,9$ mm. Po oddzieleniu tej części odpływu powierzchniowego, według charakterystycznych załamania, który powstał po deszczu $P = 14,9$ mm oraz odpływu gruntowego (przy pomocy wykresu rys. 50) podzielono falę wezbrania na paski (przedziały) 12-godzinne w celu zrównania szerokości przedziału z czasem trwania rozpatrywanego deszczu (12 godzin). W tabeli 26 zamieszczono wyniki obliczeń rzędnych hydrogramu w 2- i 12-godzinnych przedziałach. Rzędne te podają jaki procent objętości całej fali spływu stanowi pomierzony przepływ w kolejnym przedziale liczonym od początku opadu. Najkrótszy odstęp czasu między pomiarami opadów na stacjach synoptycznych wynosi 6 godzin, dlatego przyjęto taką jednostkę podziału w dalszych obliczeniach.



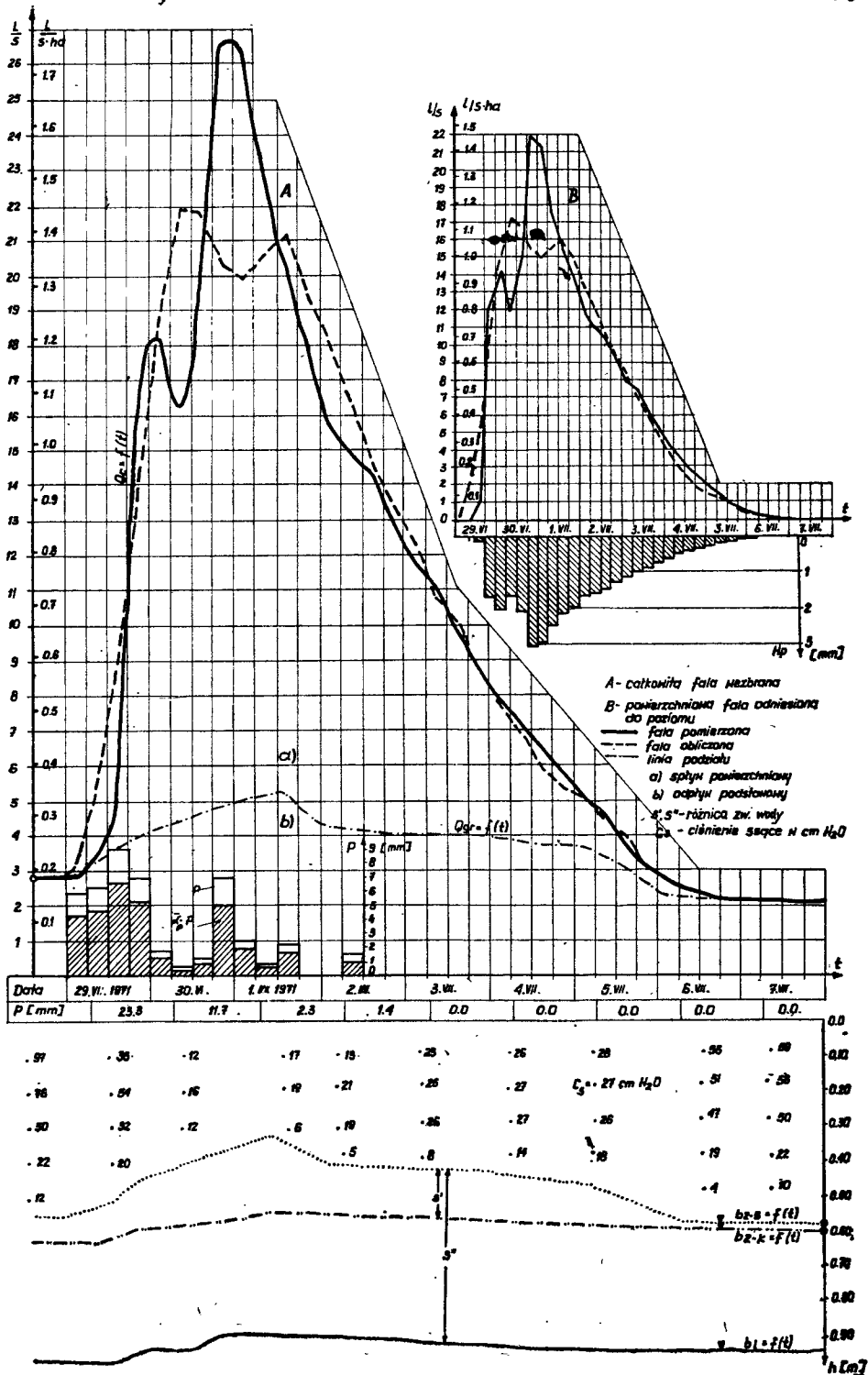
Rys. 49. Hydrogram odpływu wody z polderu Załom z oddzieloną falą wzebrania po 12-godzinym opadzie deszczu wg Klugiewiczza



Rys.50. Wykresy do oddzielenia odpływu gruntowego z fali wezbrań na polderze Załom wg Klugiewiczza

Powyższy 12-godzinny hydrogram (tab.26) przetransformowano w 6-godzinny (kol.8+11) i wyrównano ostateczny jego kształt sposobem graficzno-analitycznym (kol.12).

Na podstawie wyników z badań autora na polderze Załom (1968-1974 r.) obliczono (tab.27) różnymi metodami 16 hydrogramów 6-godzinnych oraz 2 hydrogramy średnie: β' - z zachowaniem chronologii i β'' po uprzednim przesunięciu kulminacji (β''') do wspólnego przedziału. Przedstawione w tabeli 27 rzędne 16 hydrogramów obejmują dość szeroki zakres zmienności $\bar{\alpha} = 0,063 - 0,897$, dlatego chcąc uzyskać dokładniejsze wyniki dla praktyki eksploatacyjnej można by średnie rzędne hydrogramów jednostkowych obliczać dla 2-3 przedziałów zmienności $\bar{\alpha}$, charakteryzujących na przykład różne stany wolnej retencji gruntowej lub fazy rozwojowe roślinności na powierzchni spływu. W niniejszej pracy, dla prezentacji metody Shermana wykorzystano β'' z tabeli 27. Na rysunku 51 przedstawiono złożoną falę wezbrania $Q_c = f(t)$, która powstała po długotrwałym deszczu P o zmiennym natężeniu. W celu zwiększenia dokładności obliczeń metodą Shermana należało wprowadzić zmodyfikowany sposób oddzielenia odpływu gruntowego $Q_{gr} = f(t)$. Odpływ ten oddzielono wykorzystując dane (S, C_s) z rysunku 51 oraz zależności wyznaczone na rysunku 50. Procedurę i wyniki obliczeń rzędnych fali wezbrania podano w tabeli 28. Na podstawie pomiarów hydrometrycznych ustalono po przejściu całej fali spływu przez przekrój kluczowy K, średnią wartość współczynnika spływu $\bar{\alpha} = 0,733$. Przez ten współczynnik mnożono każdy opad deszczu (z 3 wiersza) i uzyskano opady skuteczne (4 wiersz). Uśrednione rzędne β'' hydrogramu jednostkowego (z tab.27) wpisano do kolumny 2 tabeli 28. Rzędne wezbrań po pojedynczych 6-godzinnych opadach desz-



Rys. 51. Fala wezbrania pomierzona i obliczona metodą Shermana na polderze Załom w g Klugiewiczże

Tabela 26

Wyniki obliczeń rzędnych hydrogramu 12-godzinnego i jego transformacja metodą S na 6-godzinny wg Klugiewiczza

Data	Godzina	Przepływ pomierzony l/s			Godziny od po- czątku spływu chniowego	Rzędne fali jednostkowej %	Rzędne krzywej S %	Przesu- nięcie S %	Różnica %	Rzędne (%) fali	
		całko- wity	pod- sta- wowy	powierz- chniowy						obliczone 12h 6h	wyrównane kol.10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5.10. 1970	4	5,7	5,7	0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	6	6,5	5,6	0,9	2	0,46	0,46	0,46	0,46	0,92	0,92
	8	7,5	5,6	1,9	4	0,97	0,97	0,97	0,97	1,94	1,92
	10	9,3	5,5	3,7	6	1,90	1,90	0,46	2,36	3,80	3,60
	12	11,0	5,5	5,5	8	3,84	3,84	0,97	2,87	4,72	4,72
	14	13,0	5,5	7,8	10	4,00	4,00	1,90	2,10	5,74	5,74
	16	13,5	5,5	8,1	12	4,15	4,61	2,82	1,79	4,20	5,50
	18	13,5	5,5	8,0	14	4,10	5,07	3,84	1,23	3,58	5,25
	20	13,4	5,5	7,9	16	4,05	5,95	4,00	1,95	2,46	4,58
	22	13,1	5,5	7,7	18	3,99	6,77	5,07	2,16	3,90	4,00
	24	12,8	5,5	7,4	20	3,79	7,63	6,77	2,56	4,32	3,75
	6.10. 1970	2	12,6	5,5	7,2	22	3,69	7,69	5,95	1,74	5,12
4		12,3	5,5	6,9	24	3,54	8,15	6,77	1,38	3,48	3,30
6		11,9	5,5	6,5	26	3,33	8,40	7,63	0,77	2,76	3,20
8		11,6	5,5	6,3	28	3,23	8,18	7,69	1,49	1,54	3,00
10		11,4	5,5	6,3	30	3,13	9,18	8,15	1,75	2,98	2,80
12		11,0	5,5	6,1	32	2,92	9,90	8,40	2,15	2,50	2,70
14		10,8	5,5	5,7	34	2,82	10,55	9,18	1,33	4,30	2,50
16		10,5	5,5	5,5	36	2,62	10,51	9,90	0,92	2,66	2,40
18		10,3	5,5	5,2	38	2,62	11,02	10,55	0,47	1,84	2,30
20		10,0	5,5	5,1	40	2,46	11,64	10,51	1,13	0,94	2,20
22		9,8	5,5	4,8	42	2,25	12,26	11,64	1,44	2,26	2,15
24		9,6	5,5	4,6	44	2,15	12,81	11,02	1,79	2,88	2,00
2	9,4	5,5	4,4	46	2,15	12,66	11,64	1,02	3,58	2,00	
4	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80	
7.10. 1970	4	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	6	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	8	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	10	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	12	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	14	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	16	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	18	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	20	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	22	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	24	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80
	2	9,4	5,5	4,2	48	2,15	12,66	11,64	1,02	2,04	1,80

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
7.10. 1970	6	9	5	4	50	2	12	12	0,66	1,32	0,08	1,75
	8	8	5	5	52	2	13	12	0,82	0,42	0,21	1,70
	10	8	5	5	54	1	13	12	1,13	0,64	1,26	1,65
	14	8	5	5	56	1	14	13	1,77	2,86	1,45	1,50
	16	8	5	5	58	1	14	13	0,36	1,54	1,35	1,35
	20	8	5	5	60	1	14	14	0,06	0,72	0,12	1,20
	22	8	5	5	62	1	14	14	0,56	0,12	0,12	1,15
	24	8	5	5	64	1	14	14	0,92	1,12	1,12	1,10
	2	8	5	5	66	1	15	14	1,12	0,32	2,24	1,00
	4	8	5	5	68	1	15	15	0,52	1,04	1,04	0,95
	6	8	5	5	70	1	15	15	0,16	0,32	0,32	0,85
	8	8	5	5	72	1	15	15	-0,15	-0,30	0,80	0,80
8.10. 1970	6	6	4	4	76	0	15	15	0,40	0,80	0,75	0,75
	8	6	4	4	78	0	15	15	0,66	1,32	0,82	0,70
	10	6	4	4	80	0	16	15	0,87	1,74	1,54	0,65
	12	6	4	4	82	0	16	15	0,27	0,54	0,54	0,60
	14	6	4	4	84	0	16	15	0,01	0,02	0,02	0,50
	16	6	4	4	86	0	16	16	-0,31	0,48	0,90	0,45
	18	6	4	4	88	0	16	16	0,24	0,90	0,24	0,30
	20	6	4	4	90	0	16	16	0,45	0,48	0,48	0,45
	22	6	4	4	92	0	16	16	0,71	1,42	1,42	0,25
	2	6	4	4	94	0	16	16	0,12	0,24	0,24	0,22
	4	6	4	4	96	0	16	16	-0,09	-0,18	-0,18	0,21
	6	6	4	4	98	0	16	16	-0,40	-0,80	-0,80	0,21
9.10. 1970	8	5	3	3	100	1	16	16	0,14	0,28	0,28	0,20
	10	5	3	3	102	0	16	16	0,29	0,58	0,58	0,19
	12	5	3	3	104	0	16	16	0,56	1,12	1,12	0,18
	14	5	3	3	106	0	16	16	0,01	0,02	0,02	0,17
	16	5	3	3	108	0	16	16	-0,14	-0,28	-0,28	0,16
	18	5	3	3	110	0	16	16	-0,46	-0,92	-0,92	0,13
	20	5	3	3	112	0	16	16	0,05	0,08	0,08	0,08
	22	5	3	3	114	0	16	16	0,19	0,38	0,38	0,06
	24	5	3	3	116	0	16	16	0,51	1,02	1,02	0,02
	2	5	3	3	118	0	16	16	-0,04	-0,08	-0,08	0,00
	4	5	3	3	120	0	16	16	0,00	0,00	0,00	0,00
			504,5	309,4	195,1		100,00					100,00

Rzędne 16 hydrogramów 6-godzinnych i obliczone z nich średnie arytmetyczne wg Klugiewiczza

Lp	Początek 6-godzin- nego opa- du	Współ- czynnik spływu powierz- chnio- wego	Rzędne β (%) hydrogramów jednostkowych spływu wody na polderze Załom												
			0-6	6-12	12-18	18-24	0-24	24-30	30-36	36-42	42-48	24-48	48-54	54-60	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
1	16.09. 1968	0,288	0,69	3,51	5,46	12,40	22,06	14,90	10,11	8,51	8,32	41,84	5,20	5,13	
2	29.08. 1969	0,724	9,44	12,79	15,79	13,88	51,90	10,74	9,16	7,19	5,21	32,30	3,63	3,04	
3	14.05. 1970	0,765	3,09	13,40	15,35	13,05	44,89	11,35	9,55	8,25	6,81	35,96	5,40	4,35	
4	26.05. 1970	0,615	3,00	8,22	11,86	9,52	32,60	8,13	6,38	5,64	5,61	25,76	4,88	4,87	
5	11.09. 1970	0,091	0,00	10,75	11,21	11,10	33,06	10,63	7,56	6,46	5,64	30,29	5,52	3,88	
6	5.10. 1970	0,623	6,44	15,96	13,83	10,55	46,78	9,00	7,60	6,65	5,70	28,95	5,10	4,30	
7	3.08. 1971	0,090	0,00	0,00	3,00	5,00	8,00	8,00	12,00	9,00	7,00	36,00	6,00	5,00	
8	11.08. 1971	0,097	0,47	5,39	8,59	6,96	21,41	6,85	6,00	5,47	5,26	23,58	5,20	5,17	
9	16.05. 1972	0,897	1,71	15,78	21,66	19,40	58,55	16,79	12,49	8,28	2,83	40,39	0,84	0,22	
10	13.11. 1972	0,414	0,73	3,42	12,47	14,18	30,80	12,96	10,76	9,05	7,58	40,35	5,87	4,89	
11	6.06. 1973	0,075	2,44	10,71	16,23	17,62	47,00	13,25	10,45	8,35	6,90	38,95	5,65	4,65	
12	12.07. 1973	0,272	1,21	1,89	8,71	11,37	23,18	14,08	13,35	12,86	7,69	47,98	6,48	5,54	
13	24.07. 1973	0,783	2,32	4,43	8,96	8,86	24,57	7,12	7,63	7,21	6,75	28,71	6,43	6,10	
14	3.08. 1973	0,295	0,00	16,78	15,28	19,13	51,19	15,23	9,10	6,89	4,67	35,89	4,00	2,76	
15	21.10. 1973	0,827	1,44	4,48	9,99	10,44	26,35	10,09	9,38	8,56	7,99	36,02	7,31	6,65	
16	3.06. 1974	0,063	0,00	8,49	11,16	10,60	30,25	6,47	7,26	7,14	7,14	28,01	7,14	7,14	
17	β'_{sr}	0,432	2,06	8,50	11,85	12,13	34,54	10,97	9,30	7,84	6,32	34,43	5,29	4,60	
18	β''_{sr}		1,21	4,84	10,71	13,93	30,69	11,95	9,79	8,12	6,69	36,55	5,63	4,81	

Uwaga: β' - średnie arytmetyczne w poszczególnych kolumnach

β'' - średnie arytmetyczne obliczone po przesunięciu β_{max} do jednej kolumny

Rzędne β (%) hydrogramów jednostkowych spływu wody na polderze Załom													Suma
60-66	66-72	48-72	72-78	78-84	84-90	90-96	72-96	96-102	102-108	108-114	114-120	96-120	0 - 120 godzin
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
3,61	3,12	17,06	3,05	2,84	2,62	2,37	10,88	2,31	2,05	1,96	1,84	8,16	100
2,21	1,70	10,58	1,30	1,03	0,79	0,67	3,79	0,59	0,36	0,28	0,20	1,43	100
3,45	2,50	15,70	1,80	1,20	0,45	0,00	3,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100
4,78	4,62	19,15	3,95	3,75	3,68	3,42	14,80	3,06	2,09	1,47	1,07	7,69	100
3,66	3,46	16,52	4,40	3,28	3,18	3,14	14,00	2,93	2,15	0,74	0,31	6,13	100
3,60	3,05	16,05	2,40	1,95	1,35	0,90	6,60	0,63	0,54	0,37	0,08	1,62	100
5,00	5,00	21,00	5,00	5,00	5,00	4,00	19,00	4,00	4,00	4,00	4,00	16,00	100
5,16	5,15	20,68	5,14	5,13	5,12	4,45	19,84	4,70	3,81	3,37	2,61	14,49	100
0,00	0,00	1,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100
3,91	3,18	17,85	2,44	2,20	1,96	1,72	8,32	1,22	0,73	0,49	0,24	2,68	100
3,75	0,00	14,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100
4,74	3,30	20,06	2,10	1,89	1,45	1,31	6,75	0,87	0,63	0,31	0,22	2,03	100
5,75	5,67	23,95	5,09	4,54	4,12	3,10	16,85	2,67	1,28	1,14	0,83	5,92	100
2,48	1,86	11,10	1,38	0,44	0,00	0,00	1,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100
5,90	4,95	24,81	3,90	3,10	2,46	1,66	11,12	0,96	0,51	0,20	0,03	1,70	100
7,14	7,14	28,56	7,14	2,90	3,14	0,00	13,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100
4,07	3,42	17,39	3,07	2,45	2,21	1,67	9,40	1,50	1,15	0,89	0,71	4,24	100
4,20	3,53	18,17	3,20	2,70	2,27	1,90	10,07	1,55	1,30	0,95	0,72	4,52	100

Wyniki obliczeń rzędnych złożonej fali wezbrania na polderze Załom
metodą Shermana, $\bar{\alpha} = \text{const}$ wg Klugiewicza

Lp	Rzędne wykresu fali jednostkowej		Opad	Data	29.06.1971				30.06.1971		
				Godziny	0-6	6-12	12-18	18-24	0-6	6-12	12-18
				P [mm]	5,8	6,2	9,0	7,0	1,6	0,5	1,2
	godziny od początku deszczu	%	Data	$\bar{\alpha} \cdot P = 0,733P$	4,25	4,54	6,60	5,13	1,17	0,37	0,88
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	0-6	1,21	29.06.	0-6	0,05						
2	6-12	4,84		6-12	0,21	0,06					
3	12-18	10,71		12-18	0,45	0,22	0,08				
4	18-24	13,93		18-24	0,59	0,49	0,32	0,06			
5	24-30	11,95	30.06.	0-6	0,51	0,63	0,71	0,25	0,01		
6	30-36	9,79		6-12	0,42	0,54	0,92	0,55	0,06	0,00	
7	36-42	8,12		12-18	0,34	0,44	0,79	0,71	0,13	0,02	0,01
8	42-48	6,69		18-24	0,28	0,37	0,65	0,61	0,16	0,04	0,04
9	48-54	5,63	1.07.	0-6	0,24	0,30	0,54	0,50	0,14	0,05	0,09
10	54-60	4,81		6-12	0,20	0,26	0,44	0,42	0,11	0,04	0,12
11	60-66	4,20		12-18	0,18	0,22	0,37	0,34	0,09	0,04	0,11
12	66-72	3,53		18-24	0,15	0,19	0,32	0,29	0,08	0,03	0,09
13	72-78	3,20	2.07.	0-6	0,14	0,16	0,28	0,25	0,07	0,02	0,07
14	78-84	2,70		6-12	0,12	0,15	0,23	0,22	0,06	0,02	0,06
15	84-90	2,27		12-18	0,10	0,12	0,21	0,18	0,05	0,02	0,05
16	90-96	1,90		18-24	0,08	0,10	0,18	0,16	0,04	0,02	0,04
17	96-102	1,55	3.07.	0-6	0,07	0,09	0,15	0,14	0,04	0,01	0,04
18	102-108	1,30		6-12	0,05	0,07	0,12	0,12	0,03	0,01	0,03
19	108-114	0,95		12-18	0,04	0,06	0,10	0,10	0,03	0,01	0,03
20	114-120	0,72		18-24	0,03	0,04	0,08	0,08	0,02	0,01	0,02
21			4.07.	0-6		0,03	0,06	0,06	0,02	0,01	0,02
22				6-12			0,05	0,05	0,01	0,01	0,02
23				12-18				0,04	0,01	0,01	0,01
24				18-24					0,01	0,08	0,01
25			5.07.	0-6						0,00	0,01
26				6-12							0,01
27				12-18							
28				18-24							
29			6.07.	0-6							
30				6-12							
31				12-18							
32				18-24							
33			7.07.	0-6							
		100,00			4,24	4,54	6,60	5,13	1,17	0,37	0,88

30.06.	1.07.1971				2.07.1971		Obliczony odpływ po- wierzchniowy		Przepływ pomierzony l/s			Lp
18-24	0-6	6-12	12-18	18-24	0-6	6-12			po- wierz- chnio- wy	pod- sta- wowy	cał- ko- wity	
6,8	2,5	0,7	2,3	0,0	0,0	1,4	mm	l/s				
4,98	1,83	0,51	1,69	0,00	0,00	1,03						
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
							0,05	0,35	0,0	2,8	2,8	1
							0,27	1,89	0,0	3,3	3,3	2
							0,75	5,25	1,0	3,6	4,6	3
							1,46	10,22	12,0	4,0	16,0	4
							2,11	14,77	14,1	4,2	18,3	5
							2,49	17,43	11,8	4,4	16,2	6
							2,44	17,08	15,1	4,6	19,7	7
							2,21	15,47	21,9	4,8	26,7	8
0,06							2,12	14,84	21,3	5,0	26,3	9
0,24	0,02						2,22	15,54	17,6	5,2	22,8	10
0,53	0,09	0,01					2,28	15,96	15,4	5,1	20,5	11
0,59	0,20	0,02	0,02				2,13	14,91	14,0	4,5	18,5	12
0,69	0,25	0,06	0,08	0,00			1,95	13,65	11,7	4,2	15,9	13
0,49	0,22	0,07	0,18	0,00	0,00		1,74	12,18	10,9	4,1	15,0	14
0,40	0,18	0,06	0,23	0,00	0,00	0,01	1,51	10,57	10,4	4,1	14,5	15
0,33	0,15	0,05	0,20	0,00	0,00	0,05	1,34	9,38	9,0	4,0	13,0	16
0,28	0,12	0,04	0,17	0,00	0,00	0,11	1,19	8,33	7,9	4,0	11,9	17
0,24	0,10	0,03	0,14	0,00	0,00	0,14	0,99	6,93	7,2	4,0	11,2	18
0,21	0,09	0,03	0,11	0,00	0,00	0,12	0,86	6,02	6,1	3,9	10,0	19
0,18	0,08	0,03	0,09	0,00	0,00	0,11	0,69	4,83	5,2	3,8	9,0	20
0,16	0,07	0,02	0,08	0,00	0,00	0,08	0,56	3,92	4,2	3,8	8,0	21
0,14	0,06	0,02	0,07	0,00	0,00	0,07	0,44	3,08	3,5	3,8	7,3	22
0,11	0,05	0,02	0,06	0,00	0,00	0,06	0,32	2,24	2,8	3,8	6,6	23
0,09	0,04	0,01	0,06	0,00	0,00	0,05	0,23	1,61	2,3	3,7	6,0	24
0,08	0,03	0,01	0,05	0,00	0,00	0,04	0,20	1,40	1,7	3,6	5,3	25
0,07	0,03	0,01	0,04	0,00	0,00	0,04	0,15	1,05	1,3	3,4	4,7	26
0,05	0,02	0,01	0,03	0,00	0,00	0,03	0,13	0,91	0,8	3,1	3,9	27
0,04	0,02	0,01	0,03	0,00	0,00	0,03	0,13	0,91	0,8	3,1	3,9	27
	0,01	0,00	0,02	0,00	0,00	0,02	0,05	0,35	0,5	2,7	3,2	28
		0,00	0,02	0,00	0,00	0,02	0,04	0,28	0,4	2,7	2,7	29
			0,01	0,00	0,00	0,02	0,03	0,21	0,3	2,2	2,5	30
				0,00	0,00	0,01	0,01	0,07	0,1	2,2	2,3	31
					0,00	0,01	0,01	0,07	0,0	2,1	2,1	32
						0,01	0,01	0,07	0,0	2,1	2,1	33
4,98	1,83	0,51	1,69	0,00	0,00	1,03	32,98	230,86	230,5	122,4	352,9	

Różnica względem kolumny 21 + 0,16%

czu (kol.5+18) otrzymano z rozdzielenia poszczególnych opadów skutecznych według kolumny 2. Na przykład opad skuteczny 4,25 mm kolejno mnożono przez liczby z kolumny 2 i dzielono przez 100 (gdyż β'' w %), a wyniki wpisywano do kolumny 5. Procedura obliczeń następnych kolumn (6+18) jest identyczna (jak kol.5), przy czym wpisywanie wyników rozpoczyna się z przesunięciem w dół, wynikającym z zasady superpozycji. Następną bowiem czynnością jest sumowanie rzędnych w poszczególnych wierszach, dla otrzymania obliczeniowych rzędnych złożonej fali spływu w mm (kol.19) i l/s (kol.20). Ostatnio wymienione rzędne obliczone (kol.20) i rzędne pomierzone (kol.21) umożliwiają dokonanie porównania liczbowego (analitycznego) i graficznego po naniesieniu ich na rysunek 51. Średnie odchylenie standardowe [130] obliczono ze wzoru

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (q_{\text{pom}} - q_{\text{obl}})^2}{n - 1}} \quad (70)$$

w którym:

- q_{pom} - przepływ pomierzony (kol.21)
- q_{obl} - przepływ obliczony (kol.20)
- n - liczba pomiarów

Uzyskano $\bar{\sigma} = 2,21$ l/s. Z powyższego wynika, że metodą Shermana można obliczać falę spływu również w warunkach polderowych. Wnioskuje się wykorzystanie jej na przykład do wydłużania ciągów odpływu wody z polderów według opadów dla potrzeb metody (p.3.4.5) zaproponowanej przez autora [87, 88] oraz wyznaczania miarodajnego wykresu dopływu dla ustalania pojemności wyrównawczej zbiorników, całkowitej wydajności przepompowni i poszczególnych jej agregatów pompowych (rys.30). Ze względu na ustalanie średniej wielkości współczynnika spływu $\bar{\sigma}$ w metodzie Shermana dopiero po przejściu fali, nie można jej stosować do prognozowania spływu podczas eksploatacji przepompowni na polderach.

3.5.2. Propozycje modyfikacji metody Shermana

W celu przystosowania metody Shermana dla eksploatacji przepompowni na polderach podjął autor [93] próby jej modyfikacji w zakresie ustalania zależności na zmienny współczynnik spływu, która umożliwiła zmianę jego wielkości w 6-godzinnych przedziałach. Jak wiadomo dopływ wody do przekroju kluczowego zlewni jest opóźniony względem opadu, który spowodował jego wystąpienie. Można to zjawisko opóźnienia wykorzystywać w prognozach odpływu, zanim będą dostępne komunikaty meteorologiczne przewidujące wysokość opadu (natężenia) i czas jego trwania.

Na podstawie wyników badań (1968-1974 r.) na polderze Załom została podjęta próba wyznaczenia równania o prostej postaci matematycznej na

chwilowy (przedziałowy) współczynnik spływu, według którego mogłą by wykonywać nieskomplikowane obliczenia służba eksploatująca polder. Na tym etapie analizy wyznaczono, metodą najmniejszych kwadratów, następującą postać równania - odnoszącego się do obiektu doświadczalnego (rys.39):

$$\alpha_s = 0,00993 q + 1,3403 S'' - 0,00155 C_s - 0,000596 R + 0,00947 P + 0,00222 I \quad (71)$$

w której:

- q - odpływ jednostkowy zarejestrowany w przekroju kluczowym (K) przed opadem, l/s ha
- S'' - różnica rzędnych zwierciadeł wody gruntowej w studzience b₂₋₅ oraz w przekroju K, m
- C_s - ciśnienie ssące gleby na głębokości 0,1 m, przy b₂₋₅, cm słupa H₂O
- R - wolna retencja profilu glebowego przed opadem, mm
- P - opad deszczu pomierzony, mm
- I - średnie natężenie deszczu, mm/godzinę

Współczynnik korelacji $r = 0,95$.

Dla sprawdzenia możliwości obliczania fali wezbrania z uwzględnieniem chwilowego współczynnika spływu α_s (71) i porównywania wyników z innymi metod obliczania, rozpatrywano ten sam przedział czasu, tzn. od 29.06.1971 do 7.07.1971 r. Wykorzystując dane liczbowe z obserwacji dotyczące składników wzoru (71), obliczano wielkości α_s w 6-godzinnych przedziałach (tab.29). Wielkości liczbowe α_s początkowo rosną, a następnie maleją pod wpływem zmiennych czynników (parowanie, opady, retencja itp.), dlatego też w rozpatrywanym przedziale czasu nie można oczekiwać asymptotycznego wzrostu α_s do liczby 1 według schematu przedstawionego na rysunku 15 w publikacji [190].

W pierwszym sposobie modyfikacji obliczeń złożonej fali wezbrania (tab.30) poszczególne opady deszczu P (wiersz 3) mnożono przez odpowiednie współczynniki α_s (tab.29), aby otrzymać opad skuteczny (wiersz 4). Dalsza procedura obliczeń jest identyczna jak w tabeli 28. Średni błąd standardowy obliczony wzorem (70) $\delta = 2,28$ l/s, natomiast graficzną ilustrację wyników przedstawiono na rysunku 54 zamieszczonym w dalszej części opracowania (p.3.5.3).

W drugim sposobie modyfikacji obliczeń złożonej fali wezbrania (tab.31) wyznaczono najpierw rzędne brutto ($\alpha = 1$) rozkładając faktyczne opady deszczu (wiersz 3) według kolumny 2, a potem sumaryczne ich wielkości (kol.18) mnożono przez α_s (kol.19) dla otrzymania obliczonych rzędnych fali spływu (kol.20). Dla porównania wyników podano rzędne pomierzone (kol.21), $\delta = 2,26$ l/s i wykres (rys.54).

Wielkości liczbowe współczynnika spływu α_s
obliczone ze wzoru (71) w 6-godzinnych przedziałach
dla okresu od 29.06. do 7.07.1971 r. wg Klugiewiczza

Data	Godziny	Czas od początku fali wezbrania godziny	Współczynnik spływu α_s
1	2	3	4
29.06.1971 r.	0 - 6	6	0,493
	6 - 12	12	0,576
	12 - 18	18	0,750
	18 - 24	24	0,792
30.06.1971 r.	0 - 6	30	0,770
	6 - 12	36	0,838
	12 - 18	42	0,902
	18 - 24	48	0,958
1.07.1971 r.	0 - 6	54	0,902
	6 - 12	60	0,882
	12 - 18	66	0,854
	18 - 24	72	0,753
2.07.1971 r.	0 - 6	78	0,717
	6 - 12	84	0,775
	12 - 18	90	0,700
	18 - 24	96	0,686
3.07.1971 r.	0 - 6	102	0,686
	6 - 12	108	0,669
	12 - 18	114	0,662
	18 - 24	120	0,645
4.07.1971 r.	0 - 6	126	0,636
	6 - 12	132	0,629
	12 - 18	138	0,607
	18 - 24	144	0,573
5.07.1971 r.	0 - 6	150	0,559
	6 - 12	156	0,531
	12 - 18	162	0,464
	18 - 24	168	0,428
6.07.1971 r.	0 - 6	174	0,401
	6 - 12	180	0,393
	12 - 18	186	0,385
	18 - 24	192	0,367
7.07.1971 r.	0 - 6	198	0,363

3.5.3. Propozycja nowej metody

Analizę podstaw do metody obliczeń fali wezbrań ze spływów deszczowych zaproponowaną przez autora podano w dość szerokim zakresie we wcześniejszym opracowaniu [93], dlatego tu ograniczono jej opis do niezbędnego zarysu. Polega ona na obliczaniu fali wezbrania w oparciu o mechanizm formowania się spływów, strat i współczynnika spływu wody deszczowej po drodze od miejsca upadku deszczu do przekroju kluczowego K.

Natężenie odpływu (l/s) wody ze zlewni po opadach deszczu, przy $\alpha = 1$ można wyrazić wzorem

$$Q = 166,7 \frac{P}{t} \cdot F = q \cdot F \quad (72)$$

w którym:

P - wskaźnik opadu deszczu, mm

t - czas trwania deszczu, minuty

F - powierzchnia zlewni, ha

$\frac{P}{t} = i$ - natężenie deszczu, mm/minutę lub $166,7 \cdot i = q$, l/s ha

Korzystając z prostej postaci wzoru (72) podjęto badania nad możliwością dostosowania go do obliczania dynamiki spływu wody z polderu. Dane do wyznaczenia wielkości liczbowych ilorazu $\frac{P}{t}$ można łatwo uzyskiwać z bieżących obserwacji terminowych (deszczomierzy) i ciągłych (pluwiografów). Oczywiście bardziej pożądane byłoby komunikaty meteorologiczne z trafnymi prognozami składników charakteryzujących opady deszczu (czas trwania, wysokość i natężenie). Autor proponuje, aby we wzorze (72) w miejsce F, wyrażającego dotychczas pole powierzchni całej zlewni, wprowadzać taką jej część, która w rozpatrywanym przedziale czasu doprowadza spływy deszczowe do przekroju kluczowego (K). W tym celu podjęto próbę wyznaczenia zmian powierzchni czynnej w czasie, $F_{cz} = f(t)$. Na podstawie planu sytuacyjno-wysokościowego obiektu doświadczalnego (rys.39) na polderze Załom i analizy wyników badań [93] poprowadzono izochrony (rys.52) w identycznych odstępach czasu, jakie stosowano przy pomiarach opadu deszczu (p.3.5.1), czyli co 6 godzin. Po splanimetrowaniu powierzchni między izochronami wyznaczono tabelarycznie $F_{cz} = f(t)$ dla różnych czasów trwania deszczu (tab.32). Dynamikę natężenia spływu brutto ($\alpha = 1$), można obliczać z iloczynu natężenia deszczu q i powierzchni czynnej (z poszczególnych wierszy tab.32), wpisując wynik mnożenia do nowej tabeli. Dla ułatwienia obliczeń i zapisu wyników opracowano tabelę 33 (o budowie zbliżonej do tab.28, 30, 31), gdzie w kolumnie 2 wpisano wielkości cząstkowych powierzchni czynnych (ha), z których pochodzić będą kolejne spływy wody do przekroju (K), po opadzie jednostkowym, trwającym 6 godzin. Liczby podane w kolumnie 2 są identyczne z liczbami w 1 wierszu tabeli 32 (F_6) i stanowią pewnego rodzaju klucz (wzorzec) do rozdziału w czasie opadu deszczu P trwającego 6 godzin, a zatem te ostatnie można wyrazić (4 wiersz) poprzez natężenie deszczu q (l/s ha). Iloczyny powyższych wielkości $q \cdot F_{cz}$ odpowiadają postaci wzo-

ru (72), a ponadto wyrażają $Q = f(t)$. Tak więc liczby w poszczególnych kolumnach 5 + 16 są rzędnymi brutto hydrogramów po różnych deszczach 6-godzinnych. Po zsumowaniu liczb w wierszach (od kol. 5 do 16) otrzymano (kol. 17) rzędne brutto złożonej fali spływu deszczowego (Q_{br}) w 6-godzinnych odstępach trwania (t_p) przepływu przez kluczowy przekrój (K).

Jak wiadomo [28, 53, 71, 83, 91, 112, 138, 181], wyniki standardowych pomiarów opadu są obarczone pewnym błędem. Najczęściej są one mniejsze niż w płaszczyźnie terenu, np. na polderze Załom o około 8% [83, 91]. Zarejestrowany opad deszczu nie spływa najczęściej w całości do przekroju kluczowego zlewni (K). Występują bowiem straty wody opadowej na jej drodze od miejsca upadku deszczu do przekroju K, ze względu na parowanie terenu, infiltrację, retencję itp. Chcąc uwzględnić te straty autor przyjął metodę analizy, polegającą na wyznaczeniu powyższym sposobem 18 fal brutto $Q_{br} = f(t)$ po opadach deszczu (1968 - 1974 r.), dla których zostały pomierzone urządzeniem samopiszącym [89] faktyczne fale wezbrań $Q_{pom} = f(t)$. Po nałożeniu w układ współrzędnych, poszczególnych wykresów fal obliczonych ($\alpha = 1$) i pomierzonych (rys. 53) uwidacznia się pewne przesunięcie po osi rzędnych, wynikające ze strat $Q_s = Q_{br} - Q_{pom}$. Zmierzając do tego, aby rzędne przepływu obliczonego równały się rzędnym pomierzonym ($Q_{obl} = Q_{pom}$), zatem po wyrażeniu powyższych składników w milimetrach słupa wody i po prostym przekształceniu uzyskano rzędne fali obliczonej I sposobem

$$H_{obl} = H_{br} - H_s \quad (73)$$

Można również przyjąć, że stosunek $\frac{Q_{pom}}{Q_{br}} = \gamma$ jest współczynnikiem spływu wody ($0 \leq \gamma \leq 1$) i podobnie $Q_{obl} = Q_{pom}$, a zatem rzędne fali obliczonej II sposobem

$$Q_{obl} = \gamma \cdot Q_{br} \quad (74)$$

Na podstawie analizy 18 par wezbrań obliczonych ($\alpha = 1$) i pomierzonych, z których tabelarycznie wyznaczono w przedziałach 6-godzinnych wielkości H_s i γ oraz uwzględniając przebieg innych czynników mierzonych na polderze Załom, obliczono w tym etapie rozważań następujące zależności dla H_s ($r = 0,92$) i γ ($r = 0,89$):

$$H_s = -0,0043 T - 0,20019 h - 0,3039 t - 0,0031 W + 2,7525 S'' + \\ + 0,15483 P - 0,1854 H + 0,00357 R \quad [\text{mm}] \quad (75)$$

$$\gamma = 0,06404 T - 1,1684 h + 0,2639 t + 0,00498 W + 0,01731 S'' + \\ + 0,0126 P + 0,1743 H - 0,00112 R \quad (76)$$

w których:

T - czas od początku wezbrania, godziny

h - głębokość zwierciadła wody gruntowej w b₂₋₅, m

- t - temperatura powietrza na wysokości 2 m, °C
 W - wilgotność powietrza na wysokości 2 m, %
 S'' - różnica rzędnych zwierciadeł wody w b₂₋₅ i K, m
 P - opad deszczu, mm
 H - odpływ całkowity (gruntowy i powierzchniowy) przed opadem, mm
 R - wolna retencja gruntowa przy b₂₋₅, mm
 r - współczynnik korelacji

Na podstawie pomierzonych wielkości składników wchodzących do wzoru (75) z analizowanego okresu (29.06.1971 - 7.07.1971 r.) wykonano obliczenia H_s i Q_s , wyniki zaś wpisano do tabeli 33 (kol.18 i kol.19). Z różnicy $Q_{br} + - Q_s$ otrzymano rzędne fali obliczonej I sposobem (kol.20). Podobnie, korzystając ze wzoru (76), po wyznaczeniu γ (kol.21) i pomnożeniu przez Q_{br} (kol.17) otrzymano rzędne fali obliczonej II sposobem (kol.22). Dla porównania wyników podano rzędne pomierzone (kol.23), $\bar{\sigma}_I = 2,49$ l/s, $\bar{\sigma}_{II} = 1,97$ l/s i wykresy na rysunku 54.

Wyniki obliczeń rzędnych złożonej fali wezbrania na polderze Załom
I sposobem modyfikacji metody Shermana, $\alpha_s \neq \text{const}$ wg Klugiewicza

Lp	Rzędne fali jednostkowej		Opad	Data	29.06.1971				30.06
				Godziny	0-6	6-12	12-18	18-24	0-6
	godziny	%	Odpływ	P [mm]	5,8	6,2	9,0	7,0	1,6
				α_s	0,493	0,576	0,750	0,792	0,770
	1	2	3	H [mm]	2,86	3,57	6,75	5,54	1,23
				4	5	6	7	8	9
1	0-6	1,21	29.06.	0-6	0,03				
2	6-12	4,84		6-12	0,14	0,04			
3	12-18	10,71		12-18	0,31	0,17	0,08		
4	18-24	13,93		18-24	0,40	0,38	0,33	0,07	
5	24-30	11,95	30.06.	0-6	0,34	0,50	0,72	0,27	0,01
6	30-36	9,79		6-12	0,28	0,43	0,94	0,59	0,06
7	36-42	8,12		12-18	0,23	0,35	0,81	0,77	0,13
8	42-48	6,69		18-24	0,19	0,29	0,66	0,66	0,17
9	48-54	5,63	1.07.	0-6	0,16	0,24	0,55	0,54	0,15
10	54-60	4,81		6-12	0,14	0,20	0,45	0,45	0,12
11	60-66	4,20		12-18	0,12	0,17	0,38	0,37	0,10
12	66-72	3,53		18-24	0,10	0,15	0,32	0,31	0,08
13	72-78	3,20	2.07.	0-6	0,09	0,13	0,28	0,27	0,07
14	78-84	2,70		6-12	0,08	0,11	0,24	0,23	0,06
15	84-90	2,27		12-18	0,06	0,10	0,22	0,20	0,05
16	90-96	1,90		18-24	0,05	0,08	0,18	0,18	0,04
17	96-102	1,55	3.07.	0-6	0,04	0,07	0,15	0,15	0,04
18	102-108	1,30		6-12	0,04	0,06	0,13	0,13	0,03
19	108-114	0,95		12-18	0,03	0,05	0,10	0,11	0,03
20	114-120	0,72		18-24	0,02	0,03	0,09	0,09	0,02
21			4.07.	0-6		0,03	0,06	0,07	0,02
22				6-12			0,05	0,05	0,02
23				12-18				0,04	0,01
24				18-24					0,01
25			5.07.	0-6					
26				6-12					
27				12-18					
28				18-24					
29			6.07.	0-6					
30				6-12					
31				12-18					
32				18-24					
33			7.07.	0-6					
		100,00			2,85	3,58	6,74	5,55	1,22

30.06.1971			1.07.1971			2.07.	Odpiływ powierzchniowy			Lp
6-12	12-18	18-24	0-6	6-12	12-18	6-12	obliczony		pomie- rzony	
0,5	1,2	6,8	2,5	0,7	2,3	1,4				
0,838	0,902	0,958	0,902	0,882	0,854	0,775	mm	l/s	l/s	
0,42	1,08	6,51	2,25	0,62	1,96	1,08				
10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
							0,03	0,21	0,0	1
							0,18	1,26	0,0	2
							0,56	3,92	1,0	3
							1,18	8,26	12,0	4
							1,84	12,88	14,1	5
							2,31	16,17	11,8	6
0,01							2,32	16,24	15,1	7
0,02	0,01						2,14	14,98	21,9	8
0,04	0,05	0,08					2,17	15,19	21,3	9
0,06	0,12	0,32	0,03				2,38	16,66	17,6	10
0,05	0,15	0,70	0,11	0,01			2,51	17,57	15,4	11
0,04	0,13	0,91	0,24	0,03	0,02		2,34	16,38	14,0	12
0,03	0,10	0,78	0,31	0,07	0,09		2,17	15,19	11,7	13
0,03	0,09	0,64	0,27	0,09	0,21		1,91	13,37	10,9	14
0,02	0,07	0,53	0,22	0,07	0,27	0,01	1,68	11,76	10,4	15
0,02	0,06	0,44	0,18	0,06	0,24	0,05	1,48	10,36	9,0	16
0,02	0,05	0,37	0,15	0,05	0,19	0,12	1,30	9,10	7,9	17
0,01	0,05	0,31	0,13	0,04	0,16	0,15	1,11	7,77	7,2	18
0,01	0,04	0,27	0,11	0,03	0,13	0,13	0,93	6,51	6,1	19
0,01	0,03	0,23	0,09	0,03	0,11	0,11	0,79	5,53	5,2	20
0,01	0,03	0,21	0,08	0,03	0,09	0,09	0,62	4,34	4,2	21
0,01	0,02	0,17	0,07	0,02	0,08	0,07	0,51	3,57	3,5	22
0,01	0,02	0,15	0,06	0,02	0,07	0,06	0,38	2,66	2,8	23
0,01	0,02	0,12	0,05	0,02	0,06	0,05	0,27	1,89	2,3	24
0,00	0,01	0,10	0,04	0,01	0,05	0,05	0,21	1,47	1,7	25
0,00	0,01	0,08	0,03	0,01	0,04	0,04	0,18	1,26	1,3	26
	0,01	0,06	0,03	0,01	0,04	0,03	0,14	0,98	0,8	27
		0,05	0,02	0,01	0,03	0,03	0,08	0,56	0,5	28
			0,02	0,01	0,03	0,02	0,04	0,28	0,4	29
				0,00	0,02	0,02	0,03	0,21	0,3	30
					0,01	0,02	0,01	0,07	0,1	31
						0,01	0,01	0,07	0,0	32
						0,01	0,01	0,07	0,0	33
0,41	1,07	6,52	2,24	0,62	1,94	1,08	33,82	236,74	230,5	

Różnica względem kolumny 19

+ 2,71%

Wyniki obliczeń rzędnych złożonej fali wezbrania na polderze Załom
II sposobem modyfikacji metody Shermana, $\alpha_g \neq \text{const}$ wg Klugiewicza

Lp	Rzędne fali jednostkowej		Opad	Data	29.06.1971				30.06.1971			
	Godziny	%		Odpływ	Godz.	0-6	6-12	12-18	18-24	0-6	6-12	12-18
			P [mm]		5,8	6,2	9,0	7,0	1,6	0,5	1,2	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	0-6	1,21	29.06.	0-6	0,07							
2	6-12	4,84		6-12	0,28	0,08						
3	12-18	10,71		12-18	0,62	0,30	0,11					
4	18-24	13,93		18-24	0,81	0,66	0,43	0,08				
5	24-30	11,95	30.06.	0-6	0,69	0,86	0,96	0,34	0,02			
6	30-36	9,79		6-12	0,57	0,74	1,25	0,75	0,08	0,01		
7	36-42	8,12		12-18	0,47	0,61	1,08	0,97	0,17	0,02	0,01	
8	42-48	6,69		18-24	0,39	0,50	0,88	0,84	0,22	0,05	0,06	
9	48-54	5,63	1.07.	0-6	0,33	0,41	0,73	0,69	0,19	0,07	0,13	
10	54-60	4,81		6-12	0,28	0,35	0,60	0,57	0,16	0,06	0,17	
11	60-66	4,20		12-18	0,24	0,30	0,51	0,47	0,13	0,05	0,14	
12	66-72	3,53		18-24	0,20	0,26	0,43	0,39	0,11	0,04	0,12	
13	72-78	3,20	2.07.	0-6	0,18	0,22	0,38	0,34	0,09	0,03	0,10	
14	78-84	2,70		6-12	0,16	0,20	0,32	0,29	0,08	0,03	0,08	
15	84-90	2,27		12-18	0,13	0,17	0,29	0,25	0,07	0,02	0,07	
16	90-96	1,90		18-24	0,11	0,14	0,24	0,22	0,06	0,02	0,06	
17	96-102	1,55	3.07.	0-6	0,09	0,12	0,20	0,19	0,05	0,02	0,05	
18	102-108	1,30		6-12	0,08	0,10	0,17	0,16	0,04	0,02	0,04	
19	108-114	0,95		12-18	0,06	0,08	0,14	0,13	0,04	0,01	0,04	
20	114-120	0,72		18-24	0,04	0,06	0,12	0,11	0,03	0,01	0,03	
21			4.07.	0-6		0,04	0,09	0,09	0,02	0,01	0,03	
22				6-12			0,06	0,07	0,02	0,01	0,02	
23				12-18				0,05	0,01	0,01	0,02	
24				18-24					0,01	0,00	0,02	
25			5.07.	0-6						0,00	0,01	
26				6-12							0,01	
27				12-18								
28				18-24								
29			6.07.	0-6								
30				6-12								
31				12-18								
32				18-24								
33			7.07.	0-6								
		100,00			5,8	6,2	8,99	7,0	1,6	0,49	1,21	

30.06. 18-24	1.07.1971			2.07.	Odpływ powierzchniowy brutto		Współ- czynnik spływu α_s	Odpływ powierzchniowy l/s		Lp
	0-6	6-12	12-18	6-12	mm	l/s		obli- czony	pomi- rzony	
	6,8	2,5	0,7	2,3						
					0,07	0,49	0,493	0,24	0,0	1
					0,36	2,52	0,576	1,45	0,0	2
					1,03	7,21	0,750	5,41	1,0	3
					1,98	13,86	0,792	10,98	12,0	4
					2,87	20,09	0,770	15,47	14,1	5
					3,40	23,80	0,838	19,94	11,8	6
					3,33	23,31	0,902	21,02	15,1	7
0,08					3,02	21,14	0,958	20,25	21,9	8
0,33	0,03				2,91	20,37	0,902	18,37	21,3	9
0,73	0,12	0,01			3,05	21,35	0,882	18,83	17,6	10
0,95	0,27	0,03	0,03		3,12	21,84	0,854	18,65	15,4	11
0,81	0,35	0,07	0,11		2,89	20,23	0,753	15,23	14,0	12
0,67	0,30	0,10	0,25		2,66	18,62	0,717	13,35	11,7	13
0,55	0,24	0,08	0,32	0,02	2,37	16,59	0,775	12,86	10,9	14
0,45	0,20	0,07	0,27	0,07	2,06	14,42	0,700	10,09	10,4	15
0,38	0,17	0,06	0,22	0,15	1,83	12,81	0,686	8,79	9,0	16
0,33	0,14	0,05	0,19	0,19	1,62	11,34	0,686	7,78	7,9	17
0,28	0,12	0,04	0,15	0,17	1,37	9,59	0,669	6,42	7,2	18
0,24	0,10	0,03	0,13	0,14	1,14	7,98	0,662	5,28	6,1	19
0,22	0,09	0,03	0,11	0,11	0,96	6,72	0,645	4,33	5,2	20
0,18	0,08	0,02	0,10	0,09	0,75	5,25	0,636	3,34	4,2	21
0,15	0,07	0,02	0,08	0,08	0,58	4,06	0,629	2,55	3,5	22
0,13	0,06	0,02	0,07	0,07	0,44	3,08	0,607	1,87	2,8	23
0,11	0,05	0,02	0,06	0,06	0,33	2,31	0,573	1,32	2,3	24
0,09	0,04	0,01	0,05	0,05	0,25	1,75	0,559	0,98	1,7	25
0,06	0,03	0,01	0,04	0,05	0,20	1,40	0,531	0,74	1,3	26
0,05	0,02	0,01	0,04	0,04	0,16	1,12	0,464	0,52	0,8	27
	0,02	0,01	0,03	0,03	0,09	0,63	0,428	0,27	0,5	28
		0,01	0,02	0,03	0,06	0,42	0,401	0,17	0,4	29
			0,02	0,02	0,04	0,28	0,393	0,11	0,3	30
				0,02	0,02	0,14	0,385	0,05	0,1	31
				0,01	0,01	0,07	0,367	0,03	0,0	32
				0,01	0,01	0,07	0,363	0,02	0,0	33
6,79	2,5	0,7	2,29	1,41	44,98	314,86		246,71	230,5	

Różnica względem kolumny 21 + 7,03%

Dynamika przyrostu pola powierzchni czynnej zlewni obiektu doświadczalnego na polderze Załom w procesie dopływu wód deszczowych do przekroju kluczowego wg Klugiewiczza

$\tau_{\max} = 114 \text{ h}$	Powierzchnia czynna F_{cz}	t_p [h]										
		t_d [h]	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60
$t_d < \tau_{\max}$	F_6	6	3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55
	$+ F_{12}$	12	3,10	3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60
	$+ F_{18}$	18	3,10	5,00	3,60	3,05	2,60	2,25	1,80	1,45	1,25	1,15
	$+ F_{24}$	24	3,10	5,00	6,70	3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80
	$+ F_{30}$	30	3,10	5,00	6,70	8,05	6,20	5,30	4,40	3,70	3,05	2,60
	$+ F_{36}$	36	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	7,20	6,10	5,05	4,30	3,60
	$+ F_{42}$	42	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	8,00	6,75	5,65	4,85
	$+ F_{48}$	48	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	9,25	7,75	6,20
	$+ F_{54}$	54	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{60}$	60	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{66}$	66	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{72}$	72	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{78}$	78	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{84}$	84	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{90}$	90	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{96}$	96	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{102}$	102	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{108}$	108	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{114}$	114	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$t_d = \tau_{\max}$	$+ F_{120}$	120	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25
$t_d > \tau_{\max}$	$+ F_{126}$	126	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{132}$	132	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{138}$	138	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90
	$+ F_{144}$	144	3,10	5,00	6,70	8,05	9,30	10,30	11,10	11,75	9,25	7,90

Oznaczono: t_d - czas trwania deszczu, godz.; t_p - czas dopływu wody do przekroju kluczowego (K), godz.; τ_{\max} - maksymalny czas splywu wody z powierzchni cząstkowej najniekorzystniejszej położonej względem (K), godz.; F_{cz} - kolejne powierzchnie czynne w dopływie wody do przekroju (K) przy różnym czasie trwania deszczu, ha.

66	72	78	84	90	96	102	108	114	120	126	132	138	144
0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12	0,08	0,07	0,05				
0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12	0,08	0,07	0,05			
1,05	0,85	0,67	0,60	0,53	0,45	0,32	0,20	0,15	0,12	0,05			
0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12	0,08	0,07	0,05		
1,65	1,40	1,17	0,95	0,85	0,73	0,57	0,40	0,27	0,20	0,12	0,05		
0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12	0,08	0,07	0,05	
2,30	2,00	1,72	1,45	1,20	1,05	0,85	0,65	0,47	0,32	0,20	0,12	0,05	
0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12	0,08	0,07	0,05
3,10	2,65	2,32	2,00	1,70	1,40	1,17	0,93	0,72	0,52	0,32	0,20	0,12	0,05
1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12	0,08	0,07
4,10	3,45	2,97	2,60	2,25	1,90	1,52	1,25	1,00	0,77	0,52	0,32	0,20	0,12
1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12	0,08
5,35	4,45	3,77	3,25	2,85	2,45	2,02	1,60	1,32	1,05	0,77	0,52	0,32	0,20
1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20	0,12
6,70	5,70	4,77	4,05	3,50	3,05	2,57	2,10	1,67	1,37	1,05	0,77	0,52	0,32
1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25	0,20
8,40	7,05	6,02	5,05	4,30	3,70	3,17	2,65	2,17	1,72	1,37	1,05	0,77	0,52
1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28	0,25
10,30	8,75	7,37	6,30	5,30	4,50	3,82	3,25	2,72	2,22	1,72	1,37	1,05	0,77
3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32	0,28
13,40	10,65	9,07	7,65	6,55	5,50	4,62	3,90	3,32	2,77	2,22	1,72	1,37	1,05
	3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35	0,32
13,40	13,75	10,97	9,35	7,90	6,75	5,62	4,70	3,97	3,37	2,77	2,22	1,72	1,37
		3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50	0,35
13,40	13,75	14,07	11,25	9,60	8,10	6,87	5,70	4,77	4,02	3,37	2,77	2,22	1,72
			3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50
13,40	13,75	14,07	14,35	11,50	9,80	8,22	6,95	5,77	4,82	4,02	3,37	2,77	2,22
			3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,55	0,50
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	11,70	9,92	8,30	7,02	5,82	4,82	4,02	3,37	2,77
				3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60	0,50
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	11,82	10,00	8,37	7,07	5,82	4,82	4,02	3,37
					3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80	0,65	0,60
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	14,92	11,90	10,07	8,42	7,07	5,82	4,82	4,02
							3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00	0,80
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	14,92	15,00	11,97	10,12	8,42	7,07	5,82	4,82
								3,10	1,90	1,70	1,35	1,25	1,00
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	14,92	15,00	15,07	12,02	10,12	8,42	7,07	5,82
									3,10	1,90	1,70	1,35	1,25
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	14,92	15,00	15,07	15,12	12,02	10,12	8,42	7,07
										3,10	1,90	1,70	1,35
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	14,92	15,00	15,07	15,12	15,12	12,02	10,12	8,42
											3,10	1,90	1,70
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	14,92	15,00	15,07	15,12	15,12	15,12	12,02	10,12
												3,10	1,90
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	14,92	15,00	15,07	15,12	15,12	15,12	15,12	12,02
													3,10
13,40	13,75	14,07	14,35	14,60	14,80	14,92	15,00	15,07	15,12	15,12	15,12	15,12	15,12

Obliczenia złożonej fali wezbrania metodą Klugiewicza z wykorzystaniem mechanizmu formowania się spływów, strat i współczynnika spływu wody na polderze Załom

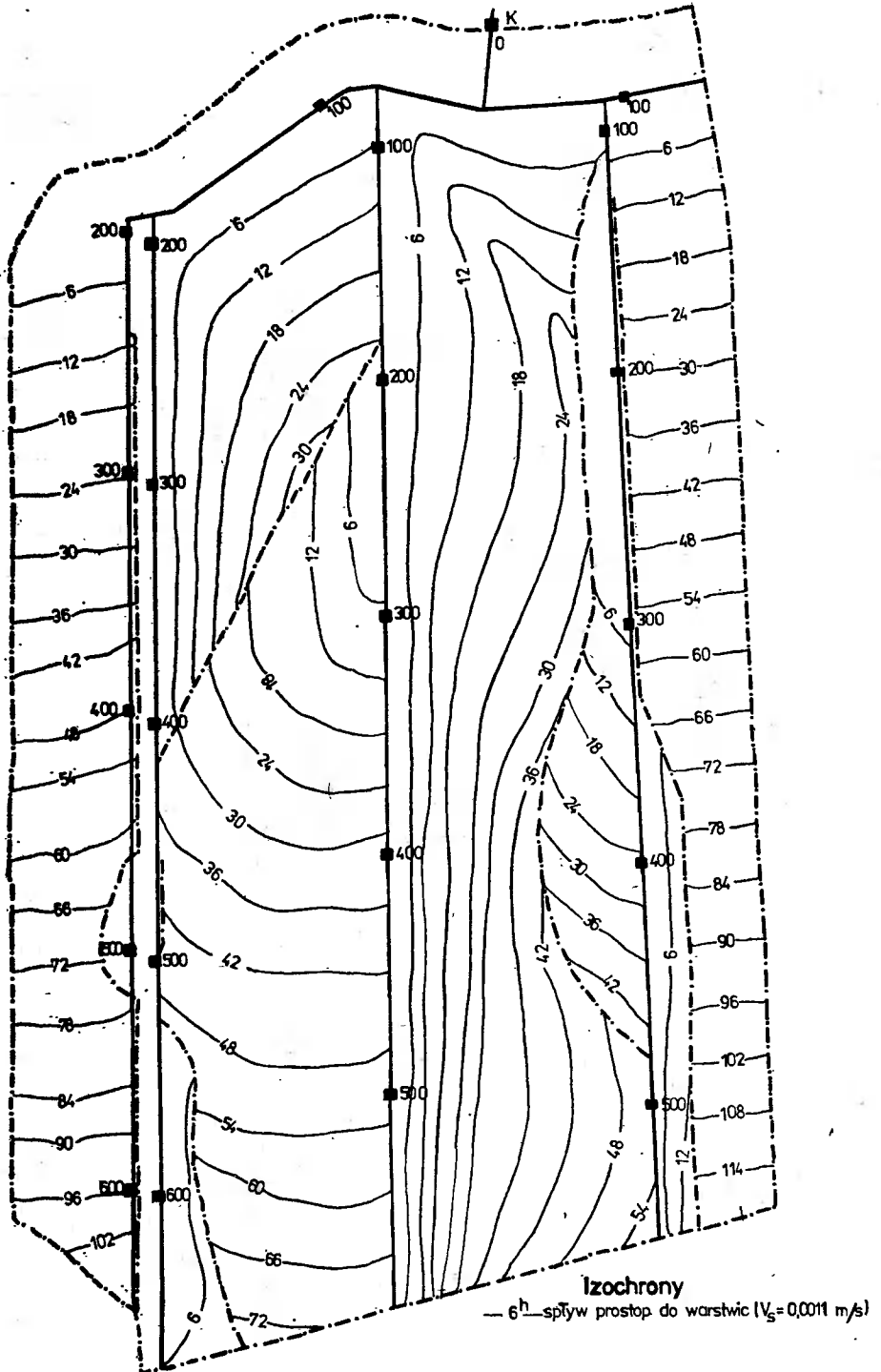
Czynna powierzchnia zlewni - F_{cz}		Opad	Data	29.06.1971				30.06.1971			
			Godz.	0 - 6	6 - 12	12-18	18-24	0 - 6	6 - 12	12-18	18-24
			P [mm]	5,8	6,2	9,0	7,0	1,6	0,5	1,2	6,8
godz.	ha	Data	$q = 166,7 \frac{P}{t_d}$	2,686	2,871	4,167	3,241	0,741	0,231	0,556	3,149
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0-6	3,10	29.06.	0-6	8,33							
6-12	1,90		6-12	5,10	8,90						
12-18	1,70		12-18	4,57	5,45	12,92					
18-24	1,35		18-24	3,63	4,88	7,92	-10,05				
24-30	1,25	30.06.	0-6	3,36	3,88	7,08	6,16	2,30			
30-36	1,00		6-12	2,69	3,59	5,62	5,51	1,41	0,72		
36-42	0,80		12-18	2,15	2,87	5,21	4,37	1,26	0,44	1,72	
42-48	0,65		18-24	1,75	2,30	4,17	4,05	1,00	0,39	1,06	9,76
48-54	0,60	1.07.	0-6	1,61	1,87	3,33	3,24	0,93	0,31	0,94	5,98
54-60	0,55		6-12	1,48	1,72	2,71	2,59	0,74	0,29	0,75	5,35
60-66	0,50		12-18	1,34	1,58	2,50	2,11	0,59	0,23	0,69	4,25
66-72	0,35		18-24	0,94	1,43	2,29	1,94	0,48	0,18	0,56	3,94
72-78	0,32	2.07.	0-6	0,86	1,00	2,08	1,78	0,44	0,15	0,44	3,15
78-84	0,28		6-12	0,75	0,92	1,46	1,62	0,41	0,14	0,36	2,52
84-90	0,25		12-18	0,67	0,80	1,33	1,13	0,37	0,13	0,33	2,05
90-96	0,20		18-24	0,54	0,72	1,17	1,04	0,26	0,11	0,31	1,89
96-102	0,12	3.07.	0-6	0,32	0,57	1,04	0,91	0,24	0,08	0,28	1,73
102-108	0,08		6-12	0,21	0,34	0,83	0,81	0,21	0,07	0,19	1,57
108-114	0,07		12-18	0,19	0,23	0,50	0,65	0,18	0,06	0,18	1,10
114-120	0,05		18-24	0,13	0,20	0,33	0,39	0,15	0,06	0,16	1,01
		4.07.	0-6		0,14	0,29	0,26	0,09	0,05	0,14	0,88
			6-12			0,21	0,23	0,06	0,03	0,11	0,79
			12-18				0,16	0,05	0,02	0,07	0,63
			18-24					0,04	0,02	0,04	0,38
		5.07.	0-6						0,01	0,04	0,25
			6-12							0,03	0,22
			12-18								0,16
			18-24								
		6.07.	0-6								
			6-12								
			12-18								
			18-24								
		7.07.	0-6								
Razem	15,12			40,62	43,39	62,99	49,00	11,21	3,49	8,40	47,61

1.07.1971			2.07.		Spływ Q_{br}	Straty ob- liczone wg wzoru (75)		Spływ obliczony $Q_{br} - Q_B =$ $= Q_{obl}$	Współczynnik wg wzoru (76)	Spływ obli- czony $Q_{br} - \bar{Y}$	Spływ pomierzony Q_{pom}
0 - 6	6 - 12	12 - 18	6 - 12	$\alpha = 1$		K_B	Q_B				
2,5	0,7	2,3	1,4	1/s	mm	1/s	1/s	-	1/s	1/s	
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
				8,33	1,19	8,33	0,00	0,06	0,50	0,0	
				14,00	1,70	11,90	2,10	0,06	0,84	0,0	
				22,94	1,85	12,95	9,99	0,38	8,72	1,0	
				26,48	1,45	10,15	16,33	0,56	14,83	12,0	
				22,78	0,75	5,25	17,53	0,51	11,62	14,1	
				19,54	0,62	4,34	15,20	0,61	11,92	11,8	
				18,02	0,39	2,73	15,29	0,91	16,40	15,1	
				24,48	1,16	8,12	16,36	1,00	24,48	21,9	
3,59				21,80	0,57	3,99	17,81	1,00	21,80	21,3	
2,20	1,00			18,83	0,31	2,17	16,66	1,00	18,83	17,6	
1,97	0,62	3,30		19,18	0,57	3,99	15,19	1,00	19,18	15,4	
1,56	0,55	2,02		15,89	0,13	0,91	14,98	0,98	15,57	14,0	
1,45	0,44	1,81		13,60	0,14	0,98	12,62	0,86	11,70	11,7	
1,16	0,40	1,44	2,01	13,19	0,41	2,87	10,32	0,89	11,74	10,9	
0,93	0,32	1,33	1,23	10,62	0,16	1,12	9,50	0,84	8,92	10,4	
0,75	0,26	1,06	1,10	9,21	0,25	1,75	7,46	0,77	7,09	9,0	
0,69	0,21	0,85	0,87	7,79	0,23	1,61	6,18	0,81	6,31	7,9	
0,64	0,19	0,69	0,81	6,56	0,13	0,91	5,65	0,88	5,77	7,2	
0,58	0,18	0,64	0,65	5,14	0,18	1,26	3,88	0,80	4,11	6,1	
0,40	0,16	0,59	0,52	4,10	0,14	0,98	3,12	0,91	3,74	5,2	
0,37	0,11	0,53	0,42	3,28	0,09	0,63	2,65	0,95	3,12	4,2	
0,32	0,10	0,37	0,39	2,61	0,01	0,07	2,54	0,92	2,40	3,5	
0,29	0,09	0,34	0,36	2,01	0,11	0,77	1,24	0,82	1,65	2,8	
0,23	0,08	0,30	0,32	1,41	0,04	0,28	1,13	0,81	1,14	2,3	
0,14	0,06	0,27	0,23	1,00	0,00	0,00	1,00	0,94	0,94	1,7	
0,09	0,04	0,21	0,21	0,80	0,00	0,00	0,80	1,00	0,80	1,3	
0,08	0,03	0,13	0,18	0,58	0,00	0,00	0,58	0,75	0,43	0,8	
0,06	0,02	0,08	0,16	0,32	0,00	0,00	0,32	0,64	0,20	0,5	
	0,02	0,07	0,13	0,22	0,00	0,00	0,22	0,64	0,14	0,4	
		0,05	0,08	0,13	0,00	0,00	0,13	0,66	0,09	0,3	
			0,05	0,05	0,00	0,00	0,05	0,74	0,04	0,1	
			0,04	0,04	0,00	0,00	0,04	0,76	0,03	0,0	
			0,03	0,03	0,00	0,00	0,03	0,77	0,02	0,0	
17,50	4,88	16,08	9,79	314,96			226,90		235,07	230,5	

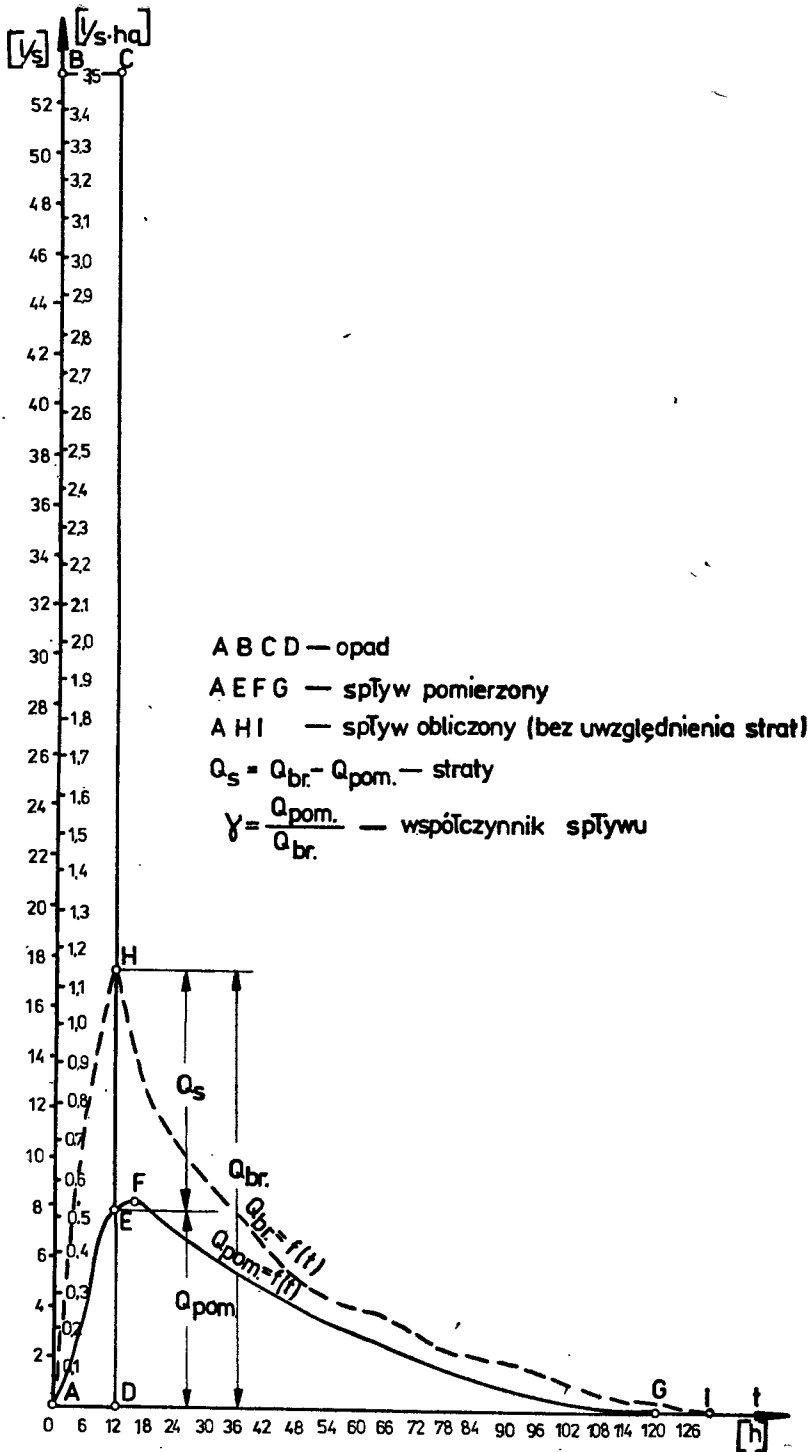
Różnice względem kolumny 23

-1,56%

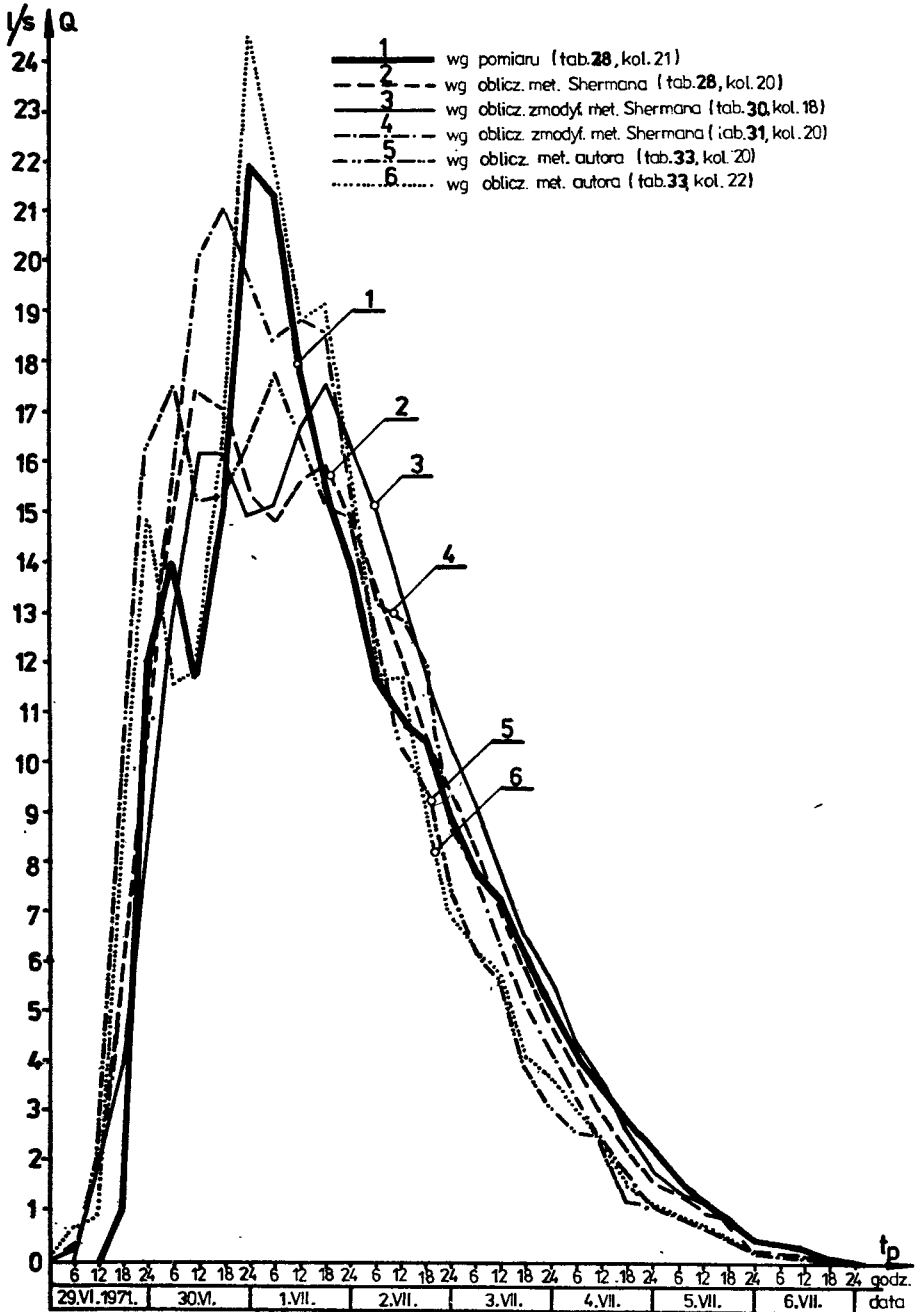
+1,98%



Rys.52. Plan izochron w zlewni obiektu doświadczalnego na polderze Załom wg Klugiewiczza



Rys.53. Fala spływu pomierzona i fala obliczona brutto metodą Klugiewiczza



Rys.54. Porównanie wezbrań deszczowych obliczonych 5 sposobami z falą pomierzoną na polderze Załom wg Klugiewiczza

4. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Niniejsza praca jest próbą pierwszej polskiej monografii w zakresie odwadniania terenów depresyjnych ze szczególnym uwzględnieniem podstaw ustalania wydajności przepompowni. Opracowano ją na podstawie wyników własnych 20-letnich badań i obserwacji oraz studiów literatury krajowej i zagranicznej.

Pracę podzielono na 3 części, obejmujące:

- zagadnienia genezy i terminologii (p.1),
- problematykę budownictwa polderów (p.2),
- podstawy ustalania wydajności przepompowni (p.3).

Z informacji podanych w pierwszej części wynika, że stosowane są różne definicje terenów depresyjnych, a zwłaszcza polderów (p.1.1). Różna jest także geneza, dlatego przed podjęciem decyzji o najwłaściwszym zagospodarowaniu należy ustalić przyczyny powstawania depresji i rozważyć warianty rozwiązań techniczno-ekonomicznych. Nie zawsze bowiem budowa i eksploatacja polderów jest uzasadniona (p.1.2).

W literaturze stosowany jest różny podział polderów (p.1.3), co wynika najczęściej z przyjęcia odmiennych kryteriów klasyfikacyjnych (położenie sytuacyjne, wysokościowe, zagospodarowanie, warunki ochrony przed zalewem, pełnione funkcje w ochronie przeciwpowodziowej itp.). Zdaniem autora, przy wstępnym podziale należy odróżnić poldery zatapiane (obejmujące poldery letnie oraz infundacyjne) i poldery niezatapiane (obejmujące poldery zimowe, morskie, nadmorskie), gdyż to w dużej mierze decyduje o konstrukcji niektórych elementów polderu, a zwłaszcza o możliwości zabudowy i zagospodarowania obszaru depresyjnego.

W części drugiej dokonano syntezy ewolucji stosunków wodnych na terenach depresyjnych i budownictwa polderów, zwłaszcza na pewnych obszarach w Polsce i Holandii. Wydaje się, że takie informacje poza istotnym kompendium historycznym mogą być pomocne przy programowaniu inwestycji i doborze technologii wykonawstwa podczas odwadniania nowych terenów depresyjnych.

W delcie Wisły od kilku wieków przeobrażenia stosunków wodnych były duże i następowały pod wpływem zarówno czynników naturalnych (powodzi) jak też intensywnej działalności ludzi (regulacja i obwałowania rzek oraz budowa polderów). Budownictwo polderów zapoczątkowane zostało tu na przełomie XIII/XIV w. i w ciągu około 550 lat pozyskano 21150 ha żyznych gleb. Ogólną syntezę danych o polskich polderach (p.2.1.1) zawierają tabele 1+4; 7 i rysunki 5+7. W 1970 r. były w Polsce 452 przepompownie odwadniające 366000 ha. Istnieje tendencja do zmniejszania liczby przepompowni i polde-

rów (komasacja) i wzrostu ogólnej powierzchni odwadnianej mechanicznie (przy sztucznych zbiornikach wodnych).

Na holenderskim pobrzeżu Morza Północnego w ciągu ostatnich 2000 lat ewolucja stosunków wodnych była bardzo duża (rys.8, 9, 11, 12). Tak znaczne przeobrażenia następowały w wyniku destrukcyjnego oddziaływania fal morskich na słaby i osiadający łąd oraz pod wpływem prowadzonych od 1200 r. robót hydrotechniczno-melioracyjnych. W ich wyniku powstało 2800 polderów i odwodniono (1540-1968 r.) około 482000 ha (tab.5). W p.2.1.2 omówiono dość szczegółowo koncepcje projektowe i technologie (rys.10 + 15) oraz zagospodarowanie na Zatoce Zuider Zee, Morzu Wadden oraz realizowane w Planie Delta. Są to ewenementy na skalę światową i mogą być pomocne przy ewentualnym odwadnianiu Zalewu Szczecińskiego i Wiślane-go.

W Związku Radzieckim (p.2.1.3) poldery obejmują obszar 400000 ha, przy czym najwięcej ich znajduje się w obwodzie kaliningradzkim (102000 ha) oraz w republikach: litewskiej (50000 ha), białoruskiej (50000 ha) i łotewskiej (30000 ha). Istnieje konieczność i zamierzenie budowy polderów w innych rejonach ZSRR, zwłaszcza w sąsiedztwie sztucznych zbiorników wodnych.

W Finlandii (p.2.1.4) przez budowę i eksploatację 170 polderów zagospodarowano 36000 ha terenów depresyjnych (rys.19).

W innych państwach (p.2.1.5) także znajduje się wiele polderów. Na przykład w Bułgarii (tab.6) jest ich 30 i obejmują odwodnieniem obszar ponad 66700 ha. Ponadto poldery posiadają: Anglia, Chiny, Czechosłowacja, Egipt, Francja, Grecja, NRD, RFN, Rumunia, Szwecja, USA, Włochy, Zambia i inne państwa.

W światowym rozwoju budownictwa polderów duży wkład mają Holendrzy, którzy od wieków brali udział przy odwadnianiu terenów depresyjnych oraz kształcą specjalistów z wielu państw.

Z analizy literatury wynika, że nasilenie tempa robót hydrotechniczno-melioracyjnych (w Holandii i Polsce) następowało po katastrofalnych powodziach.

Dla uświadomienia szczególnie odpowiedzialnej pracy projektantów, wykonawców i eksploatatorów urzędzeń polderowych podano (p.2.2) kilka przykładów klęsk powodziowych, jakie na przestrzeni wieków nawiedziły zagospodarowane tereny depresyjne.

Skuteczność odwadniania i zagospodarowania terenów depresyjnych uzależniona jest od wielu elementów i urzędzeń polderowych. Na przykładzie rysunku 20 omówiono ich lokalizację i pełnione funkcje (p.2.3).

Obszar polderu i jego zlewnia (p.2.3.1) stanowi nader istotny element, gdyż wpływa na rozwiązania projektowe odwodnienia, a także zagospodarowanie. Dość często znajduje się tam żyzna gleba i przy bliskim położeniu względem aglomeracji miejsko-przemysłowych oraz ośrodków sanatoryjnych i wypoczynkowych takie obszary powinny być użytkowane rolniczo.

Dane o wielkości powierzchni polderów (F_p) oraz ich zlewni (F_z) podano w tabelach 1 + 8, 11, a także na rysunkach 17 i 21. Stwierdzono, że

dość często stosunek $\frac{F_z}{F_p} > 1$, dlatego chcąc zmniejszyć koszty pompowania wskazane jest rozważenie celowości grawitacyjnego odprowadzenia do odbiornika tej wody, która pochodzi z wyższej polderowej zlewni. Dla lepszej charakterystyki obszaru polderowego oraz uzyskania bardzo pomocnych informacji do projektowania i eksploatacji autor opracował na przykładzie polderu Załom tabelę 11 i rysunek 21.

Odbiorniki wody (p.2.3.2) położone są zazwyczaj za obwałowaniem zewnętrznym, mogą nimi być także kanały sąsiednich polderów (rys.1j) oraz w uzasadnionych przypadkach zbiorniki wewnętrzne. Od położenia zwierciadła wody w odbiornikach najczęściej zależy geometryczna wysokość pompowania.

Obwałowania (p.2.3.3) pełnią nader ważną funkcję przed zalewem odwadnianego terenu depresyjnego. W zależności od rodzaju polderu (niezatapiany i zatapiany) oraz szeregu innych czynników obwałowania posiadają różne konstrukcje i technologie budowy (rys.10, 13, 14, 22, 23, 24). Przy odwadnianiu użytków zielonych, wały dość często budowane są z gruntu organicznego (torf, mursz, gytia) pozyskanego z wykopu rowów, kanałów i zbiorników. Koszty budowy są wówczas małe, lecz naprawy osiadających i często przerywanych wałów są duże oraz bardzo uciążliwe. Wiele powodzi na terenach depresyjnych następowało właśnie po uszkodzeniu wałów, dlatego konieczne jest zwrócenie większej niż dotychczas uwagi na ten ważny element polderu. W pracy podano wielkości wskaźników obliczonych ze stosunku długości obwałowania do powierzchni polderu oraz informacje o zasadach obliczania dopływu filtracyjnego przez korpus i podłoże wałów.

Przepompownie (p.2.3.4) zapobiegają podtopieniu obwałowanych i zagospodarowanych obszarów depresyjnych lub okresowo depresyjnych. W tym ostatnim przypadku ich obecność i dobre funkcjonowanie jest charakterystyczną cechą polderów w odróżnieniu od zawałi, z których nadmiar wody odpiywa grawitacyjnie poprzez przepusty i śluzy do odbiorników.

Istnieje duża różnorodność przepompowni, które najczęściej budowane są jako stacjonarne (bardzo rzadko pływające i przewoźne). Stacjonarne przepompownie można podzielić na grupy (rys.27 + 29) według 3 kryteriów klasyfikacyjnych (oczywiście może być ich więcej) uwzględniających:

- a) usytuowanie ujęcia, budynku i wylotu (przepompownie zblokowane, rozdzielone i częściowo rozdzielone),
- b) położenia wysokościowego wirników pomp względem zwierciadła wody wewnętrznej i zewnętrznej (układy zatopione, pośrednie i lewarowe),
- c) zespolenia lub rozdzielienia fundamentów budynków i agregatów (fundamenty wspólne lub rozdzielone).

W pracy podano zalety i wady powyższych przepompowni oraz zasady ustalania liczby i proporcji wydajności agregatów pompowych w stosunku do ogólnej wydajności przepompowni.

Na polderach istnieją ponadto zbiorniki wyrównawcze oraz inne elementy (p.2.3.5) służące do odwadniania i użytkowania polderu. Zasadność budowy zbiorników powinna wynikać z analizy techniczno-ekonomicznej rozwiązań projektowych, w której uwzględnić należy zachodzące współzależności między

miarodajnym odpływem wody z polderu, wydajnością pomp i pojemnością wyrównawczą zbiornika. W pracy podano ogólne informacje dotyczące zbiorników wyrównawczych i sieci odwadniającej. Kanały główne na polderach mają ograniczone długości, na których oddziaływanie pracy przepompowni zapewnia odpływ wody z sieci niższego rzędu, a ponadto nie następuje duża nierównomierność odwodnienia obszaru oraz niszczenie skarp zbiorników i kanałów podczas dużej amplitudy wahań zwierciadła wody. Dość często zaleca się, aby ta długość nie przekraczała 6 km, przy czym zależy to od wielu czynników (właściwości i ukształtowania odwadnianych gruntów, prac konserwacyjnych i innych). Na polderach najczęściej stosowana jest odwadniająca sieć w postaci rowów, lecz w ostatnich latach wprowadzane są również systemy kombinowane (rowy + drenowanie). Gęstość i pojemność sieci odwadniającej na polderach jest dość zróżnicowana. W tabeli 11 podano szereg interesujących danych o sieci i obszarze odwadnianym na polderze Załom.

W trzeciej części pracy (p.3) usystematyzowano podstawy ustalania wydajności przepompowni. Dla uzasadnienia dużej istotności tych zagadnień przy projektowaniu i eksploatacji przepompowni na polderach podano syntezę wypowiedzi autorów polskich i obcych (p.3.1). Wynika z nich, że rozwój badań był za mały w stosunku do potrzeb. Metody ustalania wydajności przepompowni niektórych autorów bazują na hydrogramach odpływu $Q = f(t)$, lecz nie podają sposobu ich konstruowania [39], zaś inne nie są poparte obliczeniami bilansowymi [174]. Dotychczasowe gospodarowanie obiegiem wody na polderach oparte jest na działaniach kierowanych intuicyjnie [21]. Istnieje potrzeba badań nad odpływami wody z obszarów polderowych i metodami ustalania wydajności przepompowni [19, 39, 68, 74, 87, 91, 102, 173, 174, 230]. Na podstawie studiów literatury, opracowań polskich i obcych, autor stwierdził, że niektóre dane są kontrowersyjne oraz że informacje są rozproszone w różnych wydawnictwach, a przez to dostępność do nich jest bardzo ograniczona. Korzystając z powyższych materiałów oraz wyników wieloletnich własnych badań podjęto w niniejszej pracy próbę usystematyzowania tych zagadnień. Informacje o wielkościach składników bilansu wodnego na przykładzie polderów holenderskich, radzieckich i polskich podano w p.3.2.

Wyniki badań autora na polderze Załom dotyczące parowania terenowego podano w formie wzorów (8-10) i graficznej (rys.31), natomiast bilans wodny w tabeli 12. Wstępne zagadnienia obliczeń dopływu i pompowania wody przedstawiono w p.3.3 dla zwrócenia uwagi na relacje zachodzące między czasem pracy i wydajnością pomp a czasem trwania i wielkością dopływu. Dość często bowiem podawane w opracowaniach różne wielkości liczbowe wynikają z nieściśłego sprecyzowania jakiego składnika one dotyczą.

Sposoby ustalania wydajności przepompowni (p.3.4) pogrupowano, biorąc pod uwagę te składniki, które stanowią podstawę obliczeń.

I tak do pierwszej grupy (p.3.4.1) zaliczono sposoby obliczeń bazujące na danych empirycznych o wskaźnikach dopływu lub dopływach jednostkowych. W pracy podano wielkości liczbowe tych składników z polderów Polski, ZSRR, Holandii, NRD, RFN, Czechosłowacji, Francji, Anglii, Włoch, Grecji, Jugosławii, Finlandii i USA.

W drugiej grupie metod (p.3.4.2) podstawą obliczeń są opady atmosferyczne. Autor zaprezentował sposób adaptacji (selekcja materiału obserwacyjnego, obliczanie prawdopodobieństwa) metody holenderskiej oraz wyniki obliczeń z 1978 r. (wg 29-letniej serii codziennych pomiarów), a także dane, z których można obliczyć wielkości lub skorzystać z wcześniej wyznaczonych szczegółowych postaci wzorów oraz wykresów przy opracowywaniu analizy techniczno-ekonomicznej. Ponadto do tej grupy wprowadzono informacje podane przez Brochockiego w 1947 r., które wyrażono wzorem (25).

W trzeciej grupie (p.3.4.3) podstawą obliczeń są opady atmosferyczne i współczynnik odpompowania. Taki sposób obliczania wydajności przepompowni zastosowany został w ZSRR przez Kadrewicz, Riabkową i innych. Autorki te podały szereg wzorów, które w niniejszej pracy sprowadzono do jednej postaci (26), gdyż istotna różnica polegała na przyjmowaniu różnych okresów sumowania opadów, współczynnika odpompowania i czasu pracy pomp. Ponadto podano informacje o zaleceniach Wołkowa [222], Fiłatowa [39], Wytucznych [22]. Ponieważ w metodach tych najbardziej istotnym i słabo poznanym składnikiem jest współczynnik odpompowania, dlatego zamieszczono wielkości liczbowe wyznaczone przez Bertrama (tab.17 i 18), Kadrewicz (tab.19), autora (tab.20), Riabkową (tab.21) i Solisa (tab.22).

W czwartej grupie (p.3.4.4) podstawą obliczeń są opady deszczu i wolna retencja gruntu. Zaprezentowano metodę Sochonia wraz z informacjami o wynikach własnych obliczeń z 1972 i 1978 r. dla warunków polderu Załom. Najistotniejszym składnikiem w tej metodzie są stany wolnej retencji gruntowej, dlatego podano nomogramy z własnych wieloletnich badań terenowych i laboratoryjnych (rys.36 i 37).

W piątej grupie (p.3.4.5) podstawą obliczeń są ilości pompowanej i dopływającej wody z polderowej sieci wodnej. Zaliczono tu zależność (31) Riabkowej oraz metodę własną (z 1972 r.), uwzględniającą prawdopodobieństwo maksymalnych 1-5-dobowych odpływów, a więc znaczną część kulminacji fali wezbrania. W pracy zamieszczono (tab.24) wskaźniki odpływów odpowiadające decydom d_1 , d_5 , d_9 oraz podano informacje o równaniach i wykresach wyznaczonych przez autora w 1972 r. i 1978 r.

W szóstej grupie (p.3.4.6) podstawą obliczeń są odpływy z drenaży i obcych wód filtracyjnych, które zalecają naukowcy radzieccy do stosowania na polderach z kombinowaną siecią (rowy + dreny) odwadniającą. W pracy podano szereg wzorów do wyznaczania wydajności przepompowni.

W siódmej grupie (p.3.4.7) wydajność przepompowni ustalano według obliczeń bilansowych. Liczne zależności zaproponowali autorzy radzieccy i niemieccy.

Do ostatniej, ósmej grupy (p.3.4.8) włączono inne podstawy obliczania parametrów przepompowni i zbiorników wyrównawczych. Zaprezentowane zostały metody graficzno-analityczne autorów fińskich i radzieckich.

Do projektowania i eksploatacji przepompowni polderowych niezwykle istotne są dane o hydrogramach odpływu wody $Q = f(t)$. Temu celowi poświęcono podrozdział (p.3.5), w którym krótko scharakteryzowano to zagadnienie, a następnie podjęto próbę zastosowania metody Shermana w warunkach polderu

Załam (p.3.5.1). Korzystając z wyników własnych badań (1968 - 1974 r.) podano sposób konstruowania hydrogramu jednostkowego i oddzielania odpływu gruntowego, a następnie obliczania fali wezbrania po opadach deszczu. W celu przystosowania metody Shermana dla eksploatacji przepompowni podano (p.3.5.2) dwa sposoby jej modyfikacji. Ponadto autor zaproponował (p.3.5.3) metodę obliczania fali wezbrań deszczowych wykorzystującą mechanizm formowania się spływów oraz strat (I sposób) i współczynnika spływu (II sposób). Na rysunku 54 porównano złożoną falę wezbrania obliczoną 5 sposobami z falą pomierzoną na polderze Załam.

Według dotychczasowych wyników badań i obserwacji można wysunąć następujące wnioski:

1. Poldery stosowane są od kilku wieków w różnych państwach w celu odwodnienia oraz zagospodarowania terenów depresyjnych i akwenów wodnych. Rozwój ich był zróżnicowany tak pod względem zakresu jak również stosowanych technologii. Średnioroczny przyrost powierzchni odwadnianej tym sposobem w okresie od XVI do XX w. był w Holandii około 30-krotnie większy niż w delcie Wisły.

2. Na polderach Polski, ZSRR i Holandii 19 + 65 % przepompowni posiada tylko po jednym agregacie. Większa liczba agregatów w przepompowni o różnej wydajności ułatwia dopasowanie jej pracy do zmiennych dopływów oraz wpływa na zmniejszenie pojemności wyrównawczej zbiorników (kanałów) i kosztów. Poglądy wyrażone w różnych opracowaniach nie są zbieżne w zakresie stosowania liczby i proporcji wydajności agregatów pompowych. Według autora w przepompowniach należy stosować kilka agregatów pompowych o różnej wydajności oraz dwa niezależne źródła zasilania w energię. Korzystanie z energii elektrycznej należy możliwie ograniczać do okresów poza szczytami jej zapotrzebowania.

3. Wydajność przepompowni (l/s ha) jest zazwyczaj większa na polderach o małej powierzchni. Najczęstszym tego powodem są tam większe spadki powierzchni, prędkości spływu oraz krótsze czasy koncentracji. Na jednostkę powierzchni przypada większy udział wód obcych od strony wysoczyzny i obwałowań, gdzie panują duże gradienty ciśnień między wodą zewnętrzną i wewnętrzną. Pewien wpływ powoduje zbyt skąpy typoszereg produkowanych pomp, zmuszający do doboru zawyżonej wydajności. Na podstawie analizy 368 polderów Polski, ZSRR i Holandii stwierdzono, że 36% polderów posiada powierzchnię do 300 ha oraz 52% do 500 ha. Na takich obszarach wyższe są jednostkowe koszty inwestycyjne i eksploatacyjne, lecz korzystniejsza jest równomierność odwodnienia niż na dużych, płaskich obszarach długie i głębokie kanały.

4. Wielkości jednostkowych wydajności przepompowni q_p (l/s ha) wahają się w szerokich przedziałach: Polska (0,36 - 3,76); ZSRR (0,54 - 20,8); Holandia (0,43 - 4,64); NRD i RFN (1,0 - 1,9); Czechosłowacja (0,63 - 0,67); Francja (1,16); Anglia (0,7 - 2,55); Włochy (1,2 - 3,5); Grecja (2,78); Jugosławia (2,9); Finlandia (4,0 - 8,0) i USA (0,7 - 8,8). Ustalanie wydajności

przepompowni wg empirycznych wskaźników dopływu lub dopływów jednostkowych (p.3.4.1) powinno posiadać ograniczone zastosowanie w projektowaniu. Brak jest bowiem właściwych parametrów, które uzasadniają przyjęcie danej wielkości. Z tego powodu oraz ze względu na prostotę obliczeń ten sposób ustalania może być przydatny we wstępnych pracach projektowych.

5. Obliczenia wydajności przepompowni autor proponuje wykonywać początkowo według kilku prezentowanych metod, w zależności od charakterystyki projektowanego polderu i danych wyjściowych będących w dyspozycji. Szereg cytowanych wzorów empirycznych wymaga sprawdzenia i ewentualnie zmodyfikowania, uwzględniającego elementy prawdopodobieństwa i specyfikę miejscowych warunków.

6. Metodą Shermana (p.3.5.1) można odwzorować falę wezbrań deszczowych $Q = f(t)$ również w warunkach polderowych. Wykorzystać ją można tylko dla potrzeb projektowania wydajności przepompowni i pojemności zbiorników wyrównawczych na podstawie obserwacji historycznych, gdyż średni współczynnik spływu i falę wezbrania można obliczać dopiero po jej przepływie przez przekrój kluczowy. Zaproponowane przez autora dwa sposoby modyfikacji metody Shermana (p.3.5.2) umożliwiają bieżące obliczanie hydrogramu i wykorzystanie również do eksploatacji polderu. Przy projektowaniu i eksploatacji przepompowni na polderach lepiej stosować metodę (p.3.5.3) zaproponowaną przez autora w 1978 r. Uwzględni ona mechanizm formowania się spływów deszczowych oraz strat wody (I sposób) i współczynnika spływu (II sposób). Po wyznaczeniu niezbędnych parametrów, dalsze obliczenia wykonuje się kameralnie.

Z obliczeń złożonej fali wezbrania (od 29.06.1971 r. do 7.07.1971 r.) wykonanych pięcioma sposobami wynika, że średni błąd standardowy nie był duży $\sigma = 1,97 - 2,49$ l/s, przy czym korzystniejsze wpasowanie uzyskano zwłaszcza fali 4 i 6 (rys.54). Ostatnio wymienione cztery sposoby obliczeń można wykorzystać przy projektowaniu i eksploatacji przepompowni.

7. Projektowanie i eksploatację przepompowni można polepszyć poprzez stosowanie dokładniejszych metod obliczeniowych - zwłaszcza takich, które są realne do praktycznego wdrożenia w warunkach polderowych ze względu na dostępność aparatury, obsługę i koszty z tym związane. Prezentowane w pracy metody ustalania dynamiki odpływu wody są realne do wdrożenia w formie wytycznych projektowania i eksploatacji przepompowni na polderach. W tym celu należy kontynuować badania nad wyznaczeniem podstawowych parametrów i praktycznym stosowaniem metod. Realizację ich można przyspieszyć przez równoczesne prowadzenie badań ścisłych na polderach doświadczalnych i obserwacji eksploatacyjnych oraz wykorzystanie wcześniejszych i bieżących wyników badań placówek naukowych.

8. Najbliższe badania nad ustalaniem wydajności przepompowni, z których wyniki można by szybko wdrożyć w praktyce projektowej i eksploatacyjnej powinny obejmować:

- próby zmniejszenia liczby składników we wzorach (71), (75) i (76), a po uzyskaniu bardziej skomplikowanej postaci matematycznej opracować nomo-

gramy,

- pomiary i analizę współzależności parametrów dotyczących prędkości spływu wody z polderów do wyznaczania izochron,
- analizę uwilgotnienia i stanów retencji gleb polderowych,
- analizę konfiguracji terenów depresyjnych, układów sieci wodnej i obwałowań,
- analizę możliwości zastosowania metody SCS [54] do określania opadu skutecznego,
- próby zastosowania różnych metod w praktyce projektowej i eksploatacyjnej,
- analizy ekonomiczne różnych rozwiązań odwadniania terenów depresyjnych,
- próbę opracowania wytycznych do projektowania i eksploatacji przepompowni odwadniających tereny depresyjne.

9. Dotychczasowe informacje o odwadnianiu terenów depresyjnych były nader skromne w stosunku do potrzeb i wielowiekowego stosowania polderów. Ponadto były one rozproszone w różnych publikacjach oraz opracowaniach maszynopisowych polskich i obcych. Ograniczało to dostęp do tych informacji oraz utrudniało właściwe projektowanie i eksploatację, a także planowanie badań i szkolenie kadry technicznej. Niniejsza próba syntezy i usystematyzowania danych literaturowych oraz wyników badań autora być może zmniejszy dotychczasowe braki i przyczyni się do rozwoju wiedzy w zakresie odwadniania terenów depresyjnych.



5. SPIS LITERATURY

- [1] Anciferow J., Jeroszenko M., Jerszowa G.: Opyt osuszenia ziemiel mieszczierskiej nizmiennosti s ispolzowanijem maszynowego wodopodjoma. Jełgawa, s.25 - 32, 1976
- [2] Augustowski B.: Pomorze. PWN, s.350, 1977
- [3] Bac S.: O niektórych zmianach w torfowiskach niskich powstałych wskutek osuszenia i nawodnienia. Inżynieria Rol. nr 2 - 3, s.56 - 154, 1932
- [4] Bac S.: Polowe zużycie wodne roślin uprawnych. Roczn. N.R., seria A, t.74, z.4, s.741 - 792, 1957
- [5] Bertram H.: Die Entwicklung des Deich und Entwässerungswesens, 1907
- [6] Bertram H.: Neuere Grundsätze für Schöpfwerksbauten, 1925
- [7] Bertram H.: Die Auswirkung von Grundwasserstandsschwankungen künstlich entwässerten Poldern. Der Kulturetechnikers, 1931
- [8] Bessler F.: Scheme for the Quattara depression. Wat. Pwr, vol.20, nr12, s.494 - 498, 1968
- [9] Biegljarow S.A., Gankin M.Z., Kondratiew W.W.: Tipowyje projektirowanije melioratiwnych nasosnych stancij na kanałach. Gidr. i Mel. nr 5, s.23 - 32, 1957
- [10] Berzin K.O.: Tiechniko-ekonomiczeskoje obosnowanije primienienija poldiernych sistiem. Mater. Konfer. Tallin 1971
- [11] Błaszczuk W., Roman M., Stamatello H.: Kanalizacja t.I, s.524, Arkady, 1974
- [12] Bobiński E.: Problemy gospodarki i budownictwa wodnego w Holandii. Gosp. Wodna nr 2, s.60 - 66, 1961
- [13] Brandt D.M.: Katastroficzeskoje nawodnienije w Zapadnoj Jewropie. Żurnal Priroda nr 8, 1953
- [14] Brochocki A.: Stacje przepompowań dla odwodnienia zawala a wały wsteczne. Gosp. Wodna nr 2, s.71 - 74, 1947
- [15] Brückner A.: Słownik etymologiczny języka polskiego. Wiedza Powszechna, s.805, 1970
- [16] Bugliarello G., Bhavnagri V.S.: The Role of Flood Plains in the Correlation between Flood Predictions and Dam Design. IAHR Congress, London 1963, nr 2,4, s.21 - 28

- [17] Byczkowski A.: Hydrologiczne podstawy projektowania budowli wodno-melioracyjnych. PWRiL, s.286, 1972
- [18] Cebulak K.: Stacje pomp dla potrzeb melioracji. Mater. Konf. Zielona Góra, s.21 - 43, 1966
- [19] Cebulak K.: Kilka uwag o problematyce wydajności przepompowni odwadniających na Żuławach w Delcie Wisły. Wiad. Mel. i Łąk. nr 4, s. 103 - 105, 1968
- [20] Cebulak K.: System wodno-melioracyjny Żuław, s.319 - 350, w pracy zbiorowej pod red. B. Augustowskiego: Żuławy Wiślane. Ossolineum, Gdańsk, s.662, 1976
- [21] Cebulak K.: Gospodarka wodno-melioracyjna (stan obecny i kierunki rozwoju). Mater. z Sesji Naukowej GTN s.27 - 32, 1977
- [22] Chrisanow N.I.: Wremiennyje rekomendacyi po regulirowaniju wodnogo rieżima obwałowanych (poldiernych) ziemiel. Min. Mel. i Wod. Choz. RSFR s.71, 1980
- [23] Cyberski J., Mikulski Z.: Stosunki hydrologiczne Żuław, s.239 - 288, w pracy zbiorowej pod red. B. Augustowskiego: Żuławy Wiślane. Ossolineum s.662, 1976
- [24] Dąbrowski W., Manteuffel H.: Ocena inwestycji melioracyjnych z punktu widzenia gospodarki narodowej. Maszynopis tłum., Sprawozdania Holenderskiej Komisji d.s. Inwestycji Rolniczych s.54
- [25] Deutscher Normenausschuss, DIN 1184 Schöpfwerke, s.104, 1938
- [26] Dębski K.: Metoda fali jednostkowej i jej zastosowanie do prognozy wezbrań. Wiad. Śl. Hydr. i Met., t.IV, z.1, s.5 - 28, 1952
- [27] Dębski K.: Zagadnienie bezpieczeństwa m. Gdańska i Deltę Wisły. Gosp. Wodna nr 10, s.391 - 395, 1954
- [28] Dębski K.: Prawdopodobieństwo zjawisk hydrologicznych i meteorologicznych. Metoda decylów. Wyd. Komunik. s.83, 1954
- [29] Dębski K.: Hydrologia. Arkady s.368, 1970
- [30] Dębski K.: Regulacja rzek. PWN s.533, 1978
- [31] Drozd P.: Projektowanie i stroitelstwo damb obwałowania na bołotach. Jełgawa s.117-128, 1972
- [32] Dubach A.D.: Osuszenije, selskochoziazstwiennoje isspolzowanije i kolonizacija bołot w Germanii. Trudy Biel. Naucz.-Issl. Ins. Sel. i Les. Choz. Mińsk 1929
- [33] Duda L.: Niektóre problemy bilansu wodnego zlewni rz. Płoni. ZN WSR Szczecin nr 24, s.67 - 90, 1967
- [34] Dzieżyc J.: Kompleksowość prac melioracyjnych i rolniczego użytkowania terenów zmelirowanych w Holandii. Post. Nauk rol. nr 3, s.156-166, 1963

- [35] Ernst L.F.: Grundwater flow in the Netherlands Delta Area and its influence on the salt balance of the future Lake Zeeland Technical Bulletin 64, s.137 - 172, 1969
- [36] Fabianowicz M., Flejszer K.: Bibliografia polskich prac melioracyjnych Biblioteczka „Wiad. IMUZ” nr 28, nr 32, nr 53, PWRIL 1968, 1970, 1977
- [37] Fiałkowski P.G.: Projektowanie melioracyjnych mieroprijatij w GDR. Gidrot. i Mel. nr 5, s.47 - 54, 1957
- [38] Fiałtów W.A.: Opriedielenije raszcziotnych modulej stoka na poldiernych ziemiach w kaliningradzkiej obłasti. Trudy Sew NIIGIM, t.XXV, 1966
- [39] Fiałtów W.A.: Issledowanije osuszenija poldiernych ziemiel s miechaniczskim wodopodjomom w usłowijach kaliningradzkiej obłasti. Maszynopis dysertacji s.174, 1966
- [40] Fiałtów W.A.: Opyt osuszenija poldiernych ziemiel kaliningradzkiej obłasti. Kołos, s.169 - 183, 1974
- [41] Florinskij M.M.: Sowmjestnyje rieżimy raboty osuszytelnych nasosnych stancyj i podwodiaszczich kanałow. Maszynopis dysertacji, s.139, 1953
- [42] Florinskij M.M., Ryczagow W.W.: Nasosy i nasosnyje stancyi. Kołos, s.387, 1967
- [43] Friemann J.: Z dziejów opanowania żywiołu w Holandii. Gosp. Wodna nr 12, s.445 - 447, 1967
- [44] Gabryszewski T.: Wodociągi. PWN, s.616, 1973
- [45] Ganowicz Z.: Urządzenia pompowe w melioracjach i potrzeby na przyszłość w tym zakresie. Gosp. Wodna nr 5, s.190 - 194, 1955
- [46] Gäbler H.J.: Wasserwirtschaft und Landesplanung in den Vierund Marschlanden am Rande des Ballungsraumes Hamburg. Wasser und Boden nr 1, s. 9 - 14, 1966
- [47] Gierat K.: Zagospodarowanie polderów w Holandii. Gosp. Wodna nr 1, s. 16 - 17, 1962
- [48] Główny Urząd Statystyczny: Rocznik Statystyczny Roln. nr 38, s.378, 1971
- [49] Gołowanow A.J.: Gidromielioratiwnyje raboty i issledowanija w Niderlandach. MSCh, s.104, 1971
- [50] De Groot H.: Water control in polder districts Comitee National Netherlands, 1962
- [51] Grundsätze für de Berechnung der Zulaufmenge zu den Schöpfwerken. Z. Der Kulturtechniker H. 5/6, 1937
- [52] Hanczarski J., Sokołowski J.: Problemy zabezpieczenia terenów przyległych do zbiorników wodnych przed skutkami piętrzenia. Gosp. Wodna nr 2, s.34 - 38, 1977

- [53] Hohendorf E., Toczkiewicz W.: Pomiary opadów atmosferycznych na powierzchni gruntu oraz na wysokości 1 i 2 m w Bydgoszczy. Wiad. IMUZ t.9, nr 4, s.85-93, 1970
- [54] Ignar S.: Zastosowanie metody SCS do określania opadu skutecznego. Wiad. Mel. i Łąk. nr 8-9, s.239-241, 1979
- [55] Ilnicki P.: Osiadanie powierzchni torfowisk niskich w dolinie Noteci będących w długotrwałym rolniczym użytkowaniu w zależności od ich budowy i intensywności odwodnienia. WSR Szczecin, Rozprawy 30, s.63, 1972
- [56] Janert H.: Lehrbuch der Bodenmelioration. Berlin 1961
- [57] Jangol A.M.: O normach osuszenia pri dwustoronne regulowaniu wodnego rieżima torfianych poczw Ukrainy. Gidr. i Melior. nr 5, s.94-100, 1967
- [58] Jankowski W.: Budowle wodno-melioracyjne. Podstawy projektowania, Arkady s.364, 1957
- [59] Janiak Z., Parzonka W.: Ocena wpływu polderów na przepływy powodziowe w dolinie Górnej Odry. Gosp. Wodna nr 3, s.90-94, 1968
- [60] Jendo B.: Katalog pompowni (1967-1972) Hydroprojekt 1975
- [61] Jurjanja M.: O poldiernych nasosnych stancjach i nasosach. Mater. Konf. Tallin 1971
- [62] Juszkaukas J.: Proizwoditielnost nasosow i racjonalnaja dlina magistralnych kanałow w usłowjach zimnich poldierow. Trudy Lit. NIIGIM, t.V, s.127-147, 1966
- [63] Juszkaukas J.: Issledowanije rieżima raboty nasosnoj stancij i miery jego uluczszienija na zimnich poldierach Lit. SRR. Trudy Lit. NIIGIM, t.VI, s.251-266, 1968
- [64] Juszkaukas J.: Opyt naucznych issledowanij po melioracyi obwałowanych pojmiennych ziemiel w Lit. SRR. Kołos s.256, 1974
- [65] Juszkaukas J.A.: Poldiernoje osuszenije w Lit. SRR. Perjodyka s.110, 1974
- [66] Juszkaukas J.A., Rimidis A.: Osobiennosti eksploatacyi zimnich i letnich poldierow. Mater. Konf. Tallin 1971
- [67] Kadrewicz T.A.: Osuszenije s miechaniczeskim wodopodjomom zabołoczennych ziemiel w primorskoj zonie Łat. SRR. Gidr. i Melior. nr 3, s.28-38, 1957
- [68] Kadrewicz T.A.: Issledowanije woprosow osuszenija s miechaniczeskim wodopodjomom primorskich nizitielnostiej Łat. SRR. Maszynopis dysertacji s.264, 1958
- [69] Kadrewicz T.A.: Rieżim otkaczki na niezatopiajemych poldierach Łat. SRR. Trudy NIIGIM nr 6, 1967

- [70] Kadrewicz T.A.: Wodobalansowyje rasczioty pri projektirowanii poldierow w Pribałtike. Sb. Naucz. Trudow Łat. SCh A wyp. XXXI, s.20-22, 1970
- [71] Kardasz P., Somorowski C.: Zagadnienia hydrologiczne w projektach melioracyjnych. Biblioteczka „Wiad. IMUZ” nr 37, s.102, 1971
- [72] Keller H.: Opisanije bassejnow riek Niemana, Pregoła i Wisły. Pier. s. niem. t.II i III Wod. Choz. 1899
- [73] Kisielewski Z.: Melioracje na Żuławach w delcie Wisły. Gosp. Wodna nr 3, s.113-117, 1951
- [74] Kisielewski Z.: Podstawy hydrologiczne budowy stacji pomp dla odwodnienia. Gosp. Wodna nr 4-5, s.152-156, 1951
- [75] Klimko A., Palienow A., Chrisanow H.: Sostojanije i pierspektiwy polidernogo osuszenija w niecziermoziemnoj zonie RSFSR. Jeigawa s.5-10, 1976
- [76] Kluczyński Z.: Techniczeskije problemy po woprosam miechaniczeskogo osuszenija nadriecznych dolin na primierie nasosnych stancij postrojennych w sewiero-zapadnych rajonach Polski. Mater. Konf. Tallin 1971
- [77] Klugiewicz J.: Analiza techniczna stacji pomp i polderów woj. szczecińskiego. Maszynopis IMUZ s.32 + mapa, 1965
- [78] Klugiewicz J.: Stacje pomp i poldery woj. szczecińskiego. Wiad. Mel. i Łąk. nr 6, s.163-167, 1966
- [79] Klugiewicz J.: Przyrząd do pobierania próbek gruntu o strukturze nie naruszonej. Wiad. Mel. i Łąk. nr 12, s.362-364, 1968
- [80] Klugiewicz J.: Analiza stacji pomp i polderów woj. koszalińskiego. Maszynopis IMUZ s.14, 1969
- [81] Klugiewicz J., Lupa H.: Problemy budownictwa wodno-melioracyjnego na węglanowych osadach jeziornych w świetle przeprowadzonych badań na o-biekcie Dębina. Zesz. Probl. Post. N.R. nr 107, s.241-253, 1971
- [82] Klugiewicz J.: Próba wyznaczenia współzależności pomiędzy siłą ssącą, stanem wód gruntowych i wilgotnością w profilu piasku pylastego. Wiad. IMUZ, t.X, z.1, s.55-65, 1971
- [83] Klugiewicz J.: Wpływ wzniesienia deszczomierzy nad powierzchnią terenu na objętość mierzonych opadów. Wiad. Mel. i Łąk. nr 1, s.16-18, 1971
- [84] Klugiewicz J.: Niektóre zagadnienia mechanicznego odwodnienia polderów Pomorza Zachodniego. Wiad. Mel. i Łąk. nr 8-9, s.248-250, 1972
- [85] Klugiewicz J.: Analiza zapasów wody w profilu glebowym piasku pylastego, luźnego przy różnych stanach wód gruntowych. Roczniki N.R. ser.F, t.78, s.61-70, 1972
- [86] Klugiewicz J., Puchalska H.: Statystyczna ocena zróżnicowania plonowania roślinności łąkowej w łanie odwadnianym rowami. Prace Nauk. Polít. Szcz. nr 9, s.19-28, 1973

- [87] Klugiewicz J.: Metoda ustalania podstaw hydrologicznych do projektowania stacji pomp na terenach depresyjnych. Maszynopis pracy doktorskiej s.198, 1973
- [88] Klugiewicz J.: Metody ustalania odpływów jednostkowych z polderów do projektowania stacji pomp. Wiad. IMUZ t.XII, s.53-61, 1975
- [89] Klugiewicz J.: Urządzenie do ciągłej rejestracji przepływu cieczy w przewodach otwartych. Gosp. Wodna nr 5, s.156-158, 1975
- [90] Klugiewicz J.: Metodyka badań w zakresie podstaw hydrologicznych do projektowania stacji pomp na polderach. Wiad. Mel. i Łąk. nr 1, s.5-8, 1975
- [91] Klugiewicz J.: Hydrologiczne podstawy projektowania przepompowni na terenach depresyjnych. Zesz. Nauk. ATR Bydgoszcz nr 35, Budownictwo 9, s.125, 1976
- [92] Klugiewicz J.: Wpływ rozwiązań urbanistycznych miast na projektowanie sieci kanalizacyjnej. Mater. Sesji Nauk. IBL ATR s.93-108, 1977
- [93] Klugiewicz J.: Metody ustalania dynamiki odpływu wody z polderów Pomorza Zachodniego do projektowania i eksploatacji przepompowni. Zesz. Nauk. ATR Bydgoszcz nr 64, Budownictwo 13, s.116, 1979
- [94] Kobiak J., Stachurski W.: Konstrukcje żelbetowe. Cz.I, s.661, Arkady, 1967
- [95] Kopalifski W.: Słownik wyrazów obcych i zwrotów obcojęzycznych. Wiedza Powszechna. s.164-165, 1967
- [96] Kostiakow A.N.: Osnovy melioracyj. Selchoz'giz 1951, 1960
- [97] Kostiakow A.N.: Podstawy melioracji. PWRIL, s.658, 1965
- [98] Kostrzewa S.: Budowa polderów w Holandii. Wiad. Mel. i Łąk. nr 11, s.292-295, 1975
- [99] Kostrzewa S.: Badania nad ustaleniem norm odpływu drenarskiego z terenów nizinnych południowo-zachodniej Polski. Zesz. Nauk. AR Wrocław nr 3, Rozprawa habilitacyjna s.61, 1977
- [100] Kowalczyk J.: Problemy nawadniania polderów deficytowych w wodę. Wiad. Mel. i Łąk. nr 4, s.88-89, 1967
- [101] Kowalik P.: Bilans wodny. Mater. Sesji Nauk. GTN s.18-26, 1977
- [102] Kowalik P.: Gospodarka wodna na Żuławach Wiślanych. Peribalticum GTN, s.125-130, Ossolineum Gdańsk, 1980
- [103] Kowalik P.: Zastosowanie modeli matematycznych do sterowania procesów eksploatacji systemów melioracyjnych na przykładzie delty Wisły. Mater. Sem. nr 14 IMUZ oraz Kom. Melior. PAN s.22-33, 1980
- [104] Koźucharow J., Łojewski S.: Wpływ wysokości opadów na wielkość i koszty energii elektrycznej zużywanej przez stacje pomp na Żuławach. Wiad. Mel. i Łąk. nr 2, s.57-58, 1968

- [105] Król P.: Uproszczone metody obliczeń filtracji nieustalonej w wałach przeciwpowodziowych. Wiad. Mel. i Łąk. nr 12, s.356 - 359, 1981
- [106] Krupin W.A., Sztykow W.I., Kutobajew N.B.: Issledowanije woprosow primienienija nowych konstruktivnych elementow iz polimernych matieriałow na gidromelioratiwnych sooruzenijach maszynogo osuszenija. Trudy S. NIIGiM s.54 - 56, 1980
- [107] Kryszan C., Czerny B., Homan C.: Zbiór projektów typowych budowli wodno-melioracyjnych. Bud. i Arch. s.24, 1956
- [108] Kurkin K.: Norma osuszenija ługow. Ługa i Past. nr 4, s.30, 1967
- [109] Krzemiska H.: Koszty eksploatacji stacji pomp na Żuławach w latach 1960 - 1963. Maszynopis IMUZ, s.59, 1964
- [110] Lambor J.: Metody prognoz hydrologicznych. W.K. i Ł. s.339, 1962
- [111] Lambor J.: Gospodarka wodna na zbiornikach retencyjnych. Arkady, s.258, 1962
- [112] Lambor J.: Hydrologia inżynierska. Arkady, s.362, 1971
- [113] Lenczewski W.: Filtracja ze spiętrzonych rzek na tereny przyległe. Wiad. Mel. i Łąk. nr 2, s.55 - 57, 1980
- [114] Leźnicki A.: Niektóre kryteria projektowania melioracji na polderach nizinnych. Zesz. Nauk. Polit. Szcz. nr 93, Budow. 7, s.127-133, 1967
- [115] Leźnicki A.: Wpływ warunków hydrogeologicznych na sieć osuszającą przymorskich polderów nizinnych. Maszynopis pracy habilitacyjnej, s.67, 1972
- [116] Liapiczew P.A.: Wriemiennyje tiechniczeskije ukazanija po wodochoziajstwiennym i gidrawliczeskim rascziotam osuszytelnych sistiem s miechaniczieskim wodopodjomom w kaliningradskoj obłasti. Maszynopis Roswodstroj 1949
- [117] Lupa H., Klugiewicz J.: Wstępne wyniki badań nad sposobami meliorowania kredowych osadów jeziornych. Zesz. Nauk. Polit. Szcz. 93, Budownictwo 7, s.115 - 125, 1967
- [118] Lupa H.: Wyznaczanie optymalnej rozstawy drenowania systematycznego. Maszynopis pracy doktorskiej, s.124, 1967
- [119] Ławrow A.W.: Osuszenije bołot i zabołocziennych ziemiel w GDR. Izd. M.S. 1956
- [120] Łazarkiewicz S., Trokolewski A.T.: Pompy wirowe. PWT, s.553, 1959
- [121] Łudin K.: Izmienienije wodno-fiziczieskich swojstw torfa w rezultacie osuszenija. Minsk. Boł. St. 50 let. 1963
- [122] Łukianan A.Ł.: Zawisimost rasstojanij mieždu drenami ot ukłona ziemi. Gidr. i Mellior. nr 12, s.62 - 69, 1967
- [123] Łukianan A., Juszkaukas J.: Rascziot i projektirowanije nasosnych stancij na poldiernych sistiemach. Mater. Konf. Tallin 1971

- [124] Łukianas A., Juszkaukas J.: Rascziot i projektirowanije nasoŋnych stancyj na poldiernych sistiemach. Jeŋgawa s.85 - 95, 1972
- [125] Majewski K.: Rozwój hydrograficzny delty Wisły w okresie historycznym. Przegląd Geofizyczny. R.14, z.1, s.37, 1969
- [126] Majewski A.: Osiągnięcia melioracyjne w Bułgarii. Wiad. Mel. i Łąk. nr 5, s.154 - 156, 1970
- [127] Maliszkauskas A.P., Juszkaukas J.A.: Puti sowierszenstwowanija osuszenija s maszynnym wodopodjomom. Gidr. i Melior. nr 5, s.59-62, 1977
- [128] Małafjejuk J., Woźniak R.: Wykonawstwo i eksploatacja stacji pomp. Mater. z Konf. Nauk.-Techn. SITWM + NOT Zielona Góra 1966
- [129] Małankina J.: Tiechniko-ekonomiczeskije pokazatieli poldiernych sistiem w białaruskom Polesje. Jeŋgawa wyp.I, s.11 - 18, 1978
- [130] Monthey T., Gilewski J.: Określenie natężenia transportu rumowiska w postaci unoszonej i wlezionej w ujściowym odcinku rzeki Wisły. Osso-lineum, s.179 - 214, 1980
- [131] Martell A.: Zur Geschichte des Deichwesens. Der Kulturtechniker nr 3, 1931
- [132] Materiały k tiechniczskim usłowijam i normam projektirowanija osuszytelnych sistiem w sielskom choziajstwie. Wyp.12. Osuszenije ziemiel maszynnym wodopodjomom. Rosgiprowodchoz, 1959
- [133] Mielcarzewicz E.W.: Melioracje miejskie i przemysłowe. PWN, s.436, 1970
- [134] Mikulski Z.: Wiekowe zmiany hydrograficzne w delcie Wisły. Gaz. Obser. PIHM nr 3, s.3-7, 1964
- [135] Ministerstwo Rolnictwa: Wytyczne techniczne projektowania. Budowle hydrotechniczne. Pompownie. Wyd. Kat. C. s.17, 1973
- [136] Mioduszewski W.: Budowle wodno-melioracyjne i drogi rolnicze na torfach. Biblioteczka „Wiad. IMUZ” nr 55, s.98, PWRiL 1978
- [137] Mocepelija A.B.: Prieobrazowanije Kolchidy. Izd. AN-SSSR 1954
- [138] Molga M.: Meteorologia rolnicza. PWRiL, s.571, 1958
- [139] Muotiala S.: Poldiernoje osuszenije w Finlandii. Jeŋgawa s.14-23, 1972
- [140] Müller E.: Vollmelioration mit Vorfluterverrohrung in Kehdingen. Wasser und Boden t.19, nr 10, s.310 - 311, 1963
- [141] Naumienko T.: Atlas świata. Śl. Topogr. W.P. s.111, 1962
- [142] Nowacki R.: Holenderski „Plan Delta”. Gaz. Obser. PIHM nr 4, s.10-13, 1964
- [143] Nowacki R.: Powstanie Zatoki Zuiderzee, zamknięcie jej i częściowe osuszenie. Gaz. Obser. PIHM nr 6, s.5 - 8, 1964

- [144] Obuchowski A.: Ogólne założenia budowy stacji pomp. Mater. Konf. Zielona Góra, s.3-20, 1966
- [145] Orlewicz S.: Obwałowanie rzek i odwadnianie zawałi. Tablice Inżynierskie, t.V. Budownictwo wodne s.601-602, PWN 1958
- [146] Ostromęcki J.: O niektórych związkach funkcyjnych między fizykalnymi właściwościami torfu i torfowiska. Roczn. Łąk. Torf. t.1, s.129-202, 1936
- [147] Ostromęcki J.: Regulowanie czynnika wodnego przez melioracje nawadniające. Zesz. Probl. PNR, z.3, s.60-77, 1956
- [148] Ostromęcki J.: Wykorzystanie wskaźników parowania i retencji do obliczania bilansów wodnych. Gosp. Wodna nr 9, s.360-364, 1955
- [149] Ostromęcki J.: Obliczanie surowych bilansów wodnych przy łącznym uwzględnieniu wskaźników parowania i retencji. Roczn. N.R. ser.F, t.71, z.3, s.627-671, 1956
- [150] Ostromęcki J.: Wstęp do melioracji rolnych. PWRiL, s.311, 1964
- [151] Ostrowski J.: W sprawie Żuław województwa Gdańskiego. Gosp. Wodna nr 1-3, s.37-41, 1948
- [152] Ouast J.: Drängewasserzuflüsse zu Flusspoldergebieten. Meliorations-Inf. Bad. Freienwalde Ig 4. H 4, s.2-14, 1970
- [153] Otcziot o komandirowkie, sowieckich specjalistów w Czechosłowackuju Rzespubliku po izuczieniju opyta melioracujj ziemiel. Izd. MSCh SSSR, 1957
- [154] Otto W.M.: Reclamation and development of the Ysselmeerpolders in the Netherlands. Rijsk. voor de Ijssel 1968
- [155] Pachnik D.: Określenie wydatku instalowanego przepompowni odwadniających zawałi rzek i zbiorników. Wyt. Instr. Proj. Maszynopis Hydroprojekt Redakcja II, 1971
- [156] Panadiadi J.A.: Issledowanije niekotorych osobienosti osuszytelnych sistiem s miechaniczskim wodopodjomom. Maszynopis dysertacujj. t.I, s.209, t.II, s.109, 1969
- [157] Panadiadi J.A.: Rascziot wodnogo rieżima kornieobitajemogo słoja osuszytelnych sistiem. Kołos s.96-109, 1974
- [158] Panadiadi A.D.: Opriedielenije godowego objjoma otkaczki. Exs. Ins. Mel. i Wod. Ch., ser.2, wyp.5, MM1WCh. s.3-13, 1979
- [159] Pawłow W.N., Pfafenrogt G.W.: Selskochozjajstwiennyje melioracujj w Danii. Gidr. i Mellior. nr 2, 1967
- [160] Pietrucien C.: Zagadnienia korelacji pracy stacji pomp na polderach żuławskich z warunkami atmosferycznymi. Gosp. Wodna nr 11, s.404-408, 1969
- [161] Planing Pump Drainage Outlets. Agricultural Engineering t.37, nr 1, 1956

- [162] Praca zbiorowa: From fishermen's paradise to farmer's pride. Netherlands Government Information Service, 1959
- [163] Praca zbiorowa: Flévoland facts and figures. Rijksdienst voore de Ijsselmeerpolders, Lelystad 1973
- [164] Praca zbiorowa: Van Zee Tot Land nr 49, Rijksdienst voor de Ijssel, 1971
- [165] Praca zbiorowa: Wodociągi i kanalizacja. Arkady, s.1138, 1971
- [166] Priedwaritel'naja instrukcyja niemieckiego komiteta po kulturtechnike dla opriedielenija wielicziny pritoka k' nasosnym ustanowkam (Schirmer) pierewod s niemieckiego, Magdeburg, 1930
- [167] Projektirowanije, stroitelstwo i eksploatacyja poldiernych sistem. Jełgawa 1971
- [168] Program rozwoju melioracji użytków rolnych. Min. Rol. s.20, zał.28, 1971
- [169] Projektirowanije osuszytelnych sistem s maszynym wodopodjomom. Giprowodchoz. 1963
- [170] Puchalska M., Klugiewicz J.: Zastosowanie metod statystycznych w doświadczalnictwie terenowym nad rozstawami drenów. Prace Nauk. Pol. lit. Szcz. nr 9, s.3-18, 1973
- [171] Rekomendacyi po primienieniju poldiernych osuszytelnych sistem. Perjodyka s.51, 1975
- [172] Rembeza L.: Obliczanie przepływu filtracyjnego pod ciśnieniem w terenach przyległych do zbiornika. Wiad. Mel. i Łąk. nr 6, s.120-125, 1982
- [173] Riabkowa G.A.: Wodnyj bałans poldiera (na primierie poldiera Rusnie Lit. SSR). Gidr. i Melior. nr 10, s.22-26, 1970
- [174] Riabkowa G.A.: Wodnyj rieżim i wodnyj bałans poldiernych ziemiel (na primierie poldiera Rusnie Lit. SSR). Maszynopis dysertacji, s.145, 1971
- [175] Rigby W.: Nasosnyje stancyi dla osuszenija pól w Anglii. B.M. 1957
- [176] Roguski W.: Proces gładowienia i różnicowania się bagiennych łąk w dorzeczu Noteci. Maszynopis rozprawy habilitacyjnej IMUZ Bydgoszcz, s.78, 1972
- [177] Ryczagow W.W.: Awankamiery nasosnych stancyj bałocznoego tipa pri wodozborie iz kanała. Maszynopis dysertacji 1943
- [178] Schallitz G.: Einige spezielle Probleme des Standortes und der Vegetation der Oderpolder bei Schwedt. Z. Landeskult. Bd 11, H.5, s. 375-387, 1970
- [179] Schocklitsch A.: Handbuch des Wasserbauess, s.1072, Wien 1962

- [180] Schröder G.: Landwirtschaftlicher Wasserbau. 1937, 1950, Springer Verlag 1968
- [181] Schroeder G.: Melioracje wodne w rolnictwie. Arkady, s.728, 1972
- [182] Schulze-Pillote: Neuzeitliche Schöpfwerkspumpenanlagen. Der Kulturtechniker 1939
- [183] Sidoncow Ł.N.: Opyt awtomatizacyi nasosnych stancyj w kaliningradzkiej obłasti. Gidr. i Melior. nr 1, s.56-62, 1969
- [184] Sławski F.: Słownik etymologiczny języka polskiego. Tow. Miłośników jęz. polskiego t.I, s.599, 1952-1956; t.II, s.560, 1958-1965; t.III, s.502, 1966-1969; t.IV, s.480, 1970-1974
- [185] Słownik języka polskiego t.I, s.382, PWN 1978
- [186] Sochoń Z.: Kierunki ulepszania systemów melioracyjnych w dostosowaniu do kośno pastwiskowego gospodarowania na użytkach zielonych, Maszynopis referatu NOT-SITWM Szczecin, s.10, 1969
- [187] Sochoń Z.: Sposoby podwyższenia efektywności melioracyjnych systemów na polderach w Polsce w приспособлении к современному сельскому хозяйству. Mater. Konf. Tallin s.21, 1971
- [188] Sochoń Z.: Systemy melioracyjne na polderach w Estonii. Wiad. Mel. i Łąk. nr 7, s.219-222, 1972
- [189] Soczyńska U.: Teoria fali jednostkowej oraz próba jej zastosowania. Biul. PIHM nr 10, s.15-31, 1961
- [190] Soczyńska U.: Metody przewidywania wezbrań w górskich rejonach Polski w oparciu o charakterystyki fali jednostkowej. Wiad. Sz. Hydr. i Met. t.II, z.57, s.3-34, 1964
- [191] Soczyńska U.: Analiza i prognoza formowania się kulminacji wezbrań z opadów w rejonach górskich. Wiad. Sz. Hydr. i Met. t.III, z.3-4, s.37-47, 1967
- [192] Soczyńska U.: Prognozowanie przebiegu wezbrań roztopowych w dorzeczu górnego Dunajca metodą fali jednostkowej. Wiad. Sz. Hydr. i Met. t.V, z.1-2, s.43-53, 1969
- [193] Sojecki C.: Mała encyklopedia powszechna. PWN, s.213 i s.822, 1969
- [194] Sokołowski J.: Zagadnienia odwadniania terenów przyległych do zbiorników nizinnych. Wiad. Mel. i Łąk. nr 5, s.120-122, 1977
- [195] Solis E.: Odwodnienie pól drenowanych przy pomocy pompowania w Dreźnie. Gosp. Wodna nr 10, s.287-293, 1948
- [196] Somorowski C.: Charakterystyczne rozkłady wilgotności w profilach glebowych przy różnych głębokościach wód gruntowych. Wiad. IMUZ, t. IV, z.4, s.49-84, 1964
- [197] Somorowski C.: Zasoby wilgoci gruntowej w bilansie wodnym zlewni rzecznej. Wyd. SGGW, s.79, 1965

- [198] Somorowski C.: Zasoby retencyjne zlewni nizinnej w okresie wegetacji. Prace i Stud. Kom. Inż. i G.W. PAN nr VIII, s.11- 19, 1967
- [199] Somorowski C., Marciłonek Ś., Mitosek H.: Polowe zużycie wody przez niektóre rośliny uprawne w Polsce. Zesz. Probl. PNR nr 82, s.44, 1968
- [200] Somorowski C.: Zasoby wody profilu glebowego w bilansie wodnym zlewni rzecznych. Wiad. IMUZ, t.VII, z.1, s.14-46, 1967
- [201] Somorowski C.: Gospodarka wodna w rolnictwie na tle kompleksowego programu „Wisła”. Gosp. Wodna nr 10-11, 1979
- [202] Stryjewski F.: Drenowanie. PWN, s.327, 1978
- [203] Stepnowski C.: Zabezpieczenie doliny środkowej Wisły przed powodzią. Gosp. Wodna nr 11, s.424-426, 1963
- [204] Sutton J.G.: Design and operation of Drainage Pumping Plants. 1950
- [205] Świdzińska L.: Zátopione doliny. PZWS, s.114, 1954
- [206] Szuniewicz J.: Zmiany stosunków wodnych w profilu glebowym torfowiska niskiego wywołane osuszeniem i procesami murszenia. Maszynopis pracy doktorskiej, Biebrza 1966
- [207] Tjechniczeskije usłowija i normy projektowaniija orositelnych sistiem. Giprowodchoz., 1959
- [208] Tuska A.: Zamknięcie Wschodniej Skaldy. Gosp. Wodna nr 7, s.221-222, 1980
- [209] Vegners M.: Polderi, vinu ickārta un rentabilitate, Rīgā 1931
- [210] Vegners M.: Meliorācijas darbai Rītprūsijā, Mērniecības un kultūrtehnikas vēstnesis, nr 1-2, Rīgā 1931
- [211] Vegners M.: Meliorācijas darbi Rīgas pilsētas „Ganības” Mērniecības un kultūrtehnikas vestnesis, nr 9-10, Rīgā 1933
- [212] Volker A.: Major water control in deltaic areas. Comitete National Netherlands 1962
- [213] Wagret P.: Polderlands, Mathuen a CO ITD, s.288, 1968
- [214] Wagret P.: Les polders. Dunod 1959
- [215] Watutin G.: Sowriemiennoje sostojanije i piersplektiwu rozwitija sistiemy miechaniczeskogo osuszenija w kaliningradskoj oblasti. Mater. Konf. Tallin 1971
- [216] Watutin G.J.: Eksploatacyja poldierow w kaliningradskoj oblasti. Gidr. i Mellior. nr 6, s.56-62, 1974
- [217] Wesseling J., van't Leven A.J.: Drainage of the polder districts in the Netherlands, Techn. Bulletin nr 18, s.13, 1960
- [218] Wędziński W.: Kierunki rozwoju melioracji na Żuławach delty Wisły. Zeszyty Nauk. Pol. Gd. nr 160, Bud. wodne z.14, s.117-123, 1970

- [219] Wielka encyklopedia powszechna. PWN, t.8, s.815, 1966
- [220] Wierzbicki J., Szpindor A.: Zaopatrzenie w wodę i kanalizacja osiedli wiejskich. Arkady, s.528, 1978
- [221] Wołkow R.J.: Rieżim raboty osuszycielnych nasosnych stancyj i sposoby jego ukutszenija. Gidr. i Melior. nr 1, s.39-47, 1963
- [222] Wołkow R.J.: Rieżim raboty osuszycielnych sistiem s maszynym wodopodjomom w niecziernoziemnoj zonie RFSSR. Maszynopis dysertacji, s.203, 1975
- [223] Wołoszyn J.: Przegląd metod obliczania odpływu wielkich wód z małych zlewni przy ograniczonych obserwacjach hydrometrycznych. Gosp. Wodna nr 3, s.88-92, 1967
- [224] Wołoszyn J.: Regulacja rzek i potoków. PWN, s.463, 1974
- [225] Woźniak R., Postojałko M., Mazanowicz A.: Stacje pomp na terenach depresyjnych. Mater. Konf. Lublin, s.26-28, 1958
- [226] Zaitsoff O.: Stok s poldierow. Jełgawa s.77-84, 1972
- [227] Zakaszewski C.: Melioracje rolne, t.I, s.366, t.II, s.348, PWRIL, 1956
- [228] Zawadzki S.: The influence of mechanical composition of soils on soil moisture retention. Pol. J. Soil. Sci. vol.III, No 1, s.11-16, 1970
- [229] Zawadzki S.: An aproximate method of determining water retention capacity of soils. Pol. J. Soil. Sci. vol.III, No 2, s.9-13, 1970
- [230] Zielionka E., Czejczis J., Juszkauskas J.: Osobiennosti raboty osuszycielnych sistiem na poldierach w nizowje rieki Niemana. Gidr. i Melior. nr 6, s.61-69, 1968
- [231] Zielionka E., Juszkauskas J.: Poldiernyje sistiemy osuszenija. Kołos s.112, 1969
- [232] Zielionka E., Juszkauskas J.: Melioratiwnyje issledowanija na poldiernych ziemiach nizowje rieki Niamunas. Trudy Lit. NIIGIM, t.VII, s.93-109, 1970
- [233] Ziwieriew A.A., Berzin K.O.: Projektirowanije i stroitelstwo poldierow w Łatwii. Gidr, i Melior, nr 11, s.80-92, 1968



Осушивание депрессионных территорий.

Резюме

В научном исследовании представлены вопросы осушения депрессионных территорий, с особым учетом основ определения производительности насосных станций. Работа основана на собственных 20-тилетних исследованиях, а также на изучении материалов польских и зарубежных авторов.

В первой части работы рассматривается вопрос о генезисе и терминологии депрессионных территорий и польдеров (под.1). Часть вторая содержит синтез развития польдеров в нескольких странах (под.2). Третья часть показывает систематику основ определения производительности насосных станций для проектирования и эксплуатации польдеров (под.3).

В научной литературе применяется различная классификация польдеров (под.1.3). Это является результатом принятых чаще всего различных, отличающихся друг от друга критериев. По мнению автора, в предварительной классификации надо различать польдеры затопляемые (охватывающие летние польдеры и текущие водоемы) и незатопляемые (охватывающие зимние, морские и приморские польдеры), так как от этого в большой степени зависят конструкции некоторых элементов польдера, а прежде всего возможность застройки и освоения депрессионных территорий.

Из синтеза эволюции водных отношений и развития строительства польдеров, представленных во второй части работы следует, что проходили они с различной интенсивностью в отдельных странах. Решающим фактором были естественные условия (морские и речные наводнения) и деятельность человека (регулирование рек, речные валы и строительство польдеров). Строительство польдеров в дельте Вислы началось на переломе 13/14 в.в. и в течение 550 лет было отвоевано свыше 21 тыс. га плодородных земель. В Польше работает 452 насосные станции, осушающих 366 тыс. га. Общий синтез данных о польских польдерах (под.2.1) содержат таблицы I - 4; 7 и рисунки 5 - 7.

На голландском побережье Северного моря в течение последних 2 тыс. лет эволюция водных отношений была очень большой (рис.8,9,11,12). Эти значительные преобразования являются результатом разрушающего воздействия морских волн на слабую, оседающую сушу, а также в результате проводимых с 1200 г. гидротехнических мелиоративных работ. В итоге этой деятельности создано 2800 польдеров и осушено (1540-1968г.г.) около 482 тыс. га (таб. 5). В подразделе (под.2.1.2) подробно обсуждаются проекты конструкции и технологии (рис.10 - 15), а также освоение земель на бывшем заливе Зейдер-зе, Вадден-зе и работы по Плану Дельта.

В СССР (под.2.1.3) польдеры занимают 400 тыс. га, причем большинство из них находится в Калининградской обл. (102 тыс. га), в Литовской ССР (50 тыс. га), в Белорусской ССР (50 тыс. га) и в Латвийской ССР (30 тыс. га).

В Финляндии (под.2.1.4) на 170 польдерах освоено 36 тыс. га депрессионной территории.

В других странах (под.2.1.5) находится тоже много польдеров.

Например в Болгарии (таб.6) находится 30 польдеров, обеспечивающих осушение на площади 66,7 тыс. га. Польдеры находятся также в Англии, Китае, Чехословакии, Египете, Франции, Греции, ГДР, ФРГ, Румынии, Швеции, США, Италии, Замбии и в других государствах.

В мировую практику развития строительства польдеров большой вклад вносят голландцы, которые испокон веков осушают депрессионные территории и обучают специалистов из многих стран.

На депрессионных территориях очень часто имеют место наводнения (под. 2.2), результатом которых чаще всего является интенсификация гидромелиоративных работ. Эффективность осушения и освоения, а также затраты зависят от многих факторов и польдерных установок. На примере рис.20 обсуждено их размещение и выполняемые функции (под.2.3). Поверхность польдеров и его водосбор (под.2.3.1) занимают во время проектирования и эксплуатации существенное место. Чаще всего находятся там плодородные земли. Если эти земли расположены в ближайшем соседстве с городской - промышленными агломерациями, санаториями и домами отдыха, должны подвергаться интенсивной сельскохозяйственной обработке. Данные о величинах поверхности польдеров (F_p) и их водосборах (F_z) приведены в табл. I - 8, II и на рисунках 17, 21. Чаще всего отношения $F_z/F_p > 1$, что увеличивает объем воды и стоимость перекачки. В состав водоемов, расположенных обычно за внешними валами (под.2.3.2), входят моря, реки, озера и каналы соседних польдеров. В необходимых и обоснованных случаях, когда качество окружающей воды плохое и нельзя ее использовать для орошения и для скота, можно применять внутренние водоемы. Обвалование польдеров имеет большое значение, защищая перед затоплением депрессионные территории. Много наводнений на депрессионных территориях является результатом плохого функционирования валов. В работе приведены информации о применяемых конструкциях и технологии строительства валов в нескольких странах, а также величины показателей вычисленных из отношения длины обвалований к поверхности польдеров и применяемые принципы расчетов фильтрационного притока через корпус и основание валов.

Насосные станции (под.2.3.4) предотвращают подтопление обвалований и освоенных депрессионных территорий или временных депрессионных территорий. В последнем случае наличие станций перекачки и обвалований, а также соответствующее осушение должно быть характерной чертой польдеров. Насосные станции строятся чаще всего стационарными (рис.27 - 29) и делятся по 3 классификационным критериям:

- по местонахождению устья, сооружения и выпуска (сопряженные насосные станции, отдельные или частично отдельные.)
- по высотному размещению насосных роторов по отношению к внутренней и внешней поверхности воды. (системы затопленные, промежуточные и сифонные)
- по сопряжению или разделению фундаментов сооружения и агрегатов (фундаменты сплошные или разделенные).

В работе указаны преимущества и недостатки выше упомянутых насосных станций, принципы определения числа и пропорции производительности агрегатов по отношению к общей производительности насосных станций.

Главные каналы польдеров имеют ограниченную длину, которая зависит

от многих факторов (особенности формирования осушаемых грунтов, правильная консервация). Предлагается, чтобы эта длина не превышала 6 км. Для обстоятельного осушения данной территории чаще всего применяется сеть канав, а в данное время начали вводить комбинированные системы (канавы + дренажные трубки). Густота и объем осушительной сети на польдерах очень дифференцирована. Автор привел на таб. II подробные данные касающиеся сети и поверхности польдера Залом.

Третья часть работы посвящена систематизированию основ определения производительности насосных станций. Из анализа польской и зарубежной литературы следует, что развитие исследований этих проблем до сих пор слишком малое по отношению к потребностям.

Методы определения производительности насосных станций часто базируются на гидрограммах стока воды, но не приводят способа их консервирования, другие не поддержаны балансными расчетами. До настоящего времени ведение хозяйства круговоротом воды чаще всего основано на действиях по интуиции. Существует единство мнений о необходимости исследований над стоками воды из польдерных территорий и определения производительности насосных станций.

В работе приведены информации о величинах составных частей водного баланса голландских, советских и польских польдеров. Способы определения производительности насосных станций (под.3.4) усистематизированы в 8-м группах, принимая за основу существенные основные части необходимые для расчетов. В первую группу (под.3.4.1) зачислены способы расчетов базирующиеся на эмпирических данных о единичных результатах стока и притока. Единичное производство станций перекачки (л/с-га) колеблется в широких пределах: Польша (0,36 - 3,76), СССР (0,54 - 20,8), Голландия (0,43 - 4,64), ГДР и ФРГ (1,0 - 1,9), Чехословакия (0,63 - 0,67), Франция (1,16), Англия (0,7 - 2,55), Италия (1,2 - 3,5), Греция (2,78), Югославия (2,9), Финляндия (4 - 8) и США (0,7 - 8,8). Очень простой расчет и низкая точность подсказывают, чтобы этот метод применять лишь во вступительных проектах.

Во второй группе методов (под.3.4.2) основой расчетов являются атмосферные осадки. Автор привел способ приспособления голландского метода (отбор наблюдаемого материала, расчеты вероятности), а также собственные результаты расчетов по 29-ти годичной серии ежедневных измерений осадков. Кроме того, в эту группу включены информации приведенные Брохцим и выражены формулой (25).

В третьей группе (под.3.4.3) основой расчетов являются атмосферные осадки и коэффициент откачки. Этот способ определения производительности предлагают советские авторы (Кадревич, Рябова и другие), которые привели ряд формул. В работе этой сведены они к формуле (26), так как существенная разница между ними основана была на различных методах суммирования осадков, коэффициентов откачки и времени работы насосов. В этих методах наиболее существенной и слабо изученной составной частью является коэффициент откачки, поэтому в работе помещены таблицы 17 - 22 численных величин назначенных из собственных исследований и научных работ многих других авторов.

В четвертой группе основной расчетов являются дождевые осадки и свободная грунтовая ретенция. В этом месте приведен метод Сохоня совместно с информацией о результатах собственных расчетов с 1972г. и 1978г., для условий польдера Залом. В этом методе существенны информации о свободной грунтовой ретенции, поэтому в работе помещены результаты собственных исследований, разработаны в виде номограмм (рис.36 - 37).

В пятой группе (под.3.4.5) за основу принято количество откачиваемой или приливной воды из польдерной осушительной сети. Зачислена здесь зависимость Рябковой (31) и собственный метод с 1972г., принимающий во внимание вероятность выступления максимальных 1,2..... n-суточных стоков. В работе помещены (таб.24) показатели стоков соответствующие децилевой величине и информации о уравнениях и диаграммах назначенных автором в 1972 и 1978г.г.

В шестой группе (под.3.4.6) за основу расчетов приняты стоки из дренажей и других фильтрационных вод, которые советские ученые предлагают применять на польдерах с комбинированной осушительной сетью (канавы + дренажные трубки). В работе приведено ряд формул для назначения производительности насосных станций.

В седьмой группе (под.3.4.7) производительность насосных станций определена по балансным расчетам, для которых приведены различные формулы немецких и советских авторов.

В последнюю, восьмую группу (под.3.4.8) включены другие основы расчетов параметров насосных станций и компенсационных водоемов. В работе приведены графико - аналитические методы финских и советских авторов.

Во время проектирования и эксплуатации насосных станций очень важным являются данные о гидрограммах стока воды с польдеров. Этой цели служат подразделы 3.5, в которых кратко охарактеризована проблема а дальше приведен (под.3.5.1) способ и результаты применения метода Шермана в условиях польдера Залом. Исползованные здесь результаты собственных исследований (1968 - 1974г.г.) и новый способ определения грунтового стока и приведена процедура расчета зложной волны паводка. С целью применения метода Шермана также для эксплуатационных нужд предложено (под.3.5.2) два способа его совершенствования. Кроме того автор привел (под.3.5.3) новый метод расчета волны дождевых паводков, в котором использован механизм формирования стоков и потерь (1 способ), и коэффициент стока (2 способ).

На рисунке 54 сравнено сложную волну паводка, рассчитанную 5-ью способами, над волной измеренной самопишущей установкой на польдере Залом. Константировано, что методом Шермана можно рассчитать дождевую волну паводка тоже в польдерных условиях, однако годится он только во время проектирования. Для эксплуатации метод Шермана не годится, так как средний коэффициент стока устанавливается только после переплывтия волны через разрез запирающего створа. Предложенные автором 2 способа совершенствования метода Шермана (под.3.5.2), а также новый метод под.3.5.3 позволяющий вести расчеты гидрограмм и использование их также во время эксплуатации польдеров.

DRAINING OF DEPRESSION LAND

Summary

The dissertation deals with problems of draining depression areas with particular regard to bases for determining pumping-stations outputs. The work includes the author's 20-year investigation and observation as well as studies of the Polish and foreign literature.

The first part includes the origin and terminology of depression areas and polders (p.1). The second one deals with a synthesis of the development of polders in several countries (p.2). The third one presents a basic system of determining the output of pumping stations for designing and utilization of polders (p.3).

Various divisions of polders are made in the literature (p.1.3) which most frequently - is the result of taking different classification criteria. According to the author it is necessary to single out inundated (including summer polders) and non-inundated polders (including winter, sea, sea-shore ones) while making an initial division, since that determines, to a great extent, the construction of some elements of a polder, particularly the possibility of building and management of a depression area. It follows from the synthesis of the evolution of water conditions and the development of polder building, presented in the second part, that they take place with different intensity in particular countries. Natural factors (floods from the direction of rivers and sea) and man's activity (flood control and polder building) were decisive. In the Vistula estuary polder building was begun in the turn of the 13th century and during 550 years there gained more than 21 thousand hectares of the fertile land. There are 452 pumping stations draining 366 ha in Poland. A general synthesis of data of Polish polders (p.2.1.1) is included in Tables 1-4, 7 and Figures 5-7.

On the Dutch sea-shore of the North Sea the evolution of water conditions was considerable during the last 2000 years (Figs 8, 9, 11, 12). Such great changes were the result of the destructive action of the sea waves against a weak and subsiding land, which was caused by hydrotechnical and drainage works having been done since 1200. 2800 polders were built and about 482 thousand hectares (Table 5) were drained (1540-1968). In section p.2.1.2 there are discussed in detail design conceptions and technologies (Figs 10-15) as well as building on the former Zuider Zee Bay, the Wadden Sea and those realized according to the Delta Plan.

In the USSR (p.2.1.3) polders embrace the area of 400 thousand hectares and most of them are situated in the Kaliningrad Province (102 thousand hectares) and in the republics: Lithuania (50 thousand ha), White Russia (50 thousand hectares) and Latvia (30 thousand hectares).

In Finland (p.2.1.4) on 170 polders there have been utilized 36 thousand of the depression area Fig.19 .

In other countries (p.2.1.5) there are a lot of polders as well. For in Bulgaria (Tab.6) there are 30 and they ensure draining of 66,6 thousand hectares. There are also polders in the following countries: Great Britain, China, Czechoslovakia, Egypt, France, Greece, the GDR, the FRG, Roumania, Sweden, the USA, Italy, Zambia and other.

The Dutch have a great contribution into the world development of polder building since they have taken part in draining depression areas for centuries and train specialists from many countries. On depression areas there took place floods rather often (p.2.2) and after them there was an increase in the rate of hydrotechnical and drainage works.

Draining efficacy and building as well as costs are dependent on a number of polder elements and equipment. On the basis of Fig.20, there is discussed their localization and functions (p.2.3). The area of the polder and its reception basin are essential elements during designing and exploitation (p.2.3.1). Most frequently there is a fertile soil. When situated in a close vicinity of a town and industrial agglomeration as well as sanatoriums and recreation centres, a depression land should be intensively exploited by agriculture. Data on polder areas (F_p) and their reception basins (F_z) are given in Tables 1-8, 11 and in Fig.17, 21. Quite often the ratio $F_z/F_p > 1$ which increases water volume and pumping costs. Water collectors (p.2.3.2) are generally situated outside embankments and they seas, rivers, lakes as well as canals of neighbouring polders. When necessary, one can use inside reservoirs, particularly when the poor quality of water outside makes it impossible to take it for watering. Polder embankments (p.2.3.3) perform considerably important functions preventing from flooding a depression land. A number of floods on depression areas resulted from bad functioning of embankments. The dissertation gives some information on constructions and technologies applied for polder embankments in several countries as well as magnitudes of indices calculated from the ratio of the embankment length to the polder area, and the applied principles of calculating of a filtration inflow via the embankment body and basis.

Pumping-stations (p.2.3.4) prevent from flooding a depression or periodically depression land embanked and brought into cultivation. In the latter case their presence and appropriate draining should be a characteristic feature of polders. Pumping-stations are usually built as stationary devices (Figs 27-29). They are divided according to the three classification criteria:

- intake, building and outlet situation (assembled pumping-stations separated or partially separated)
- height of pump rotors as regards internal and external water surface (underwater, intermediate and siphon systems)
- junction or separation of building and aggregates foundations (joint or separated)

The dissertation gives advantages and disadvantages of the above-mentioned pumping-stations as well as principles of determining number and

output proportions of aggregates in relation to the total output of a pumping-station.

Main canals on polders are of limited length which depends on many factors properties and configuration of land, correct preservation. The length not exceeding 6 km. is often recommended. For a thorough drainage of an area, a system of ditches is usually used, and at present combined systems (ditches + drain-pipes) have been used. The closeness and capacity of a drainage system on a polder is fairly differentiated. Few data on the subject can be found in the literature. The author gives detailed data (Tab.11) concerning the network and area of the Załom polder.

The third part of the dissertation (p.3) is devoted to the systematization of principles of determining pumping-stations output. It follows from the analysis of the Polish and foreign literature that the previous development of the research on the problems has been too slow as regards the needs. Methods of determining pumping-stations outputs are often based on hydrograms of water outflow but they do not give the way of their construction, whereas other ones are not accompanied by balance calculations. Hitherto exploitation of water circulation on polders is most often based on intuitive actions. There is an agreement on the need of the research on water outflow from polder areas and methods of determining pumping-stations outputs.

In the dissertation there is given some information on the magnitude of water balance components on Dutch, Soviet and Polish polders. Ways of determining pumping-stations outputs (p.3.4) are systematized in eight groups, taking the most essential components necessary for calculations as a basis.

The first group (p.3.4.1) includes the ways of calculating basing on empirical data as for inflow indices or unit inflows. Unit outputs of pumping-stations (l/s ha) range considerably: Poland (0,36 - 3,76), USSR (0,54 - 20,8), Holland (0,43 - 4,64), GDR and FRG (1,0 - 1,9), Czechoslovakia (0,63 - 0,67), France (1,16), Great Britain (0,7 - 2,55), Italy (1,2 - 3,5), Greece (2,78), Yugoslavia (2,9), Finland (4 - 8) and USA (0,7 - 8,8). A great simplicity of calculations and low accuracy make it possible to apply this way to initial designs only.

The calculations principle in the second group of methods (p.3.4.2) is precipitation. The author gives the way of the adaptation of the Dutch method (selection of observation material, calculating probability) as well as the results of own calculations according to 29-year series of every day precipitation measurements. Apart from that, they group includes the information given by Brochocki which is expressed by the formula (25).

The precipitation and pumping coefficient are the basis for calculations in the third group (p.3.4.2). This way of determining the output is recommended by the Soviet authors (Kadrewicz, Riabkova and others) who gave a number of formulae. In the present work they are reduced to the formula (26) since the essential difference among them depended on taking

various periods of precipitation summing, pumping coefficients and the time of pumps operation. The pumping coefficient is a hardly known and the most essential component of the methods, that is why the dissertation gives Tables 17 - 22 with magnitudes determined on the basis of the author's research and others.

The precipitation and ground free retention are the basis for calculations in the fourth group. The Sochoń method is given here together with the information on the author's calculations made in 1972 and 1978 for the Załom polder. The information on ground free retention is essential in the method, thus the dissertation includes the results of the author's investigation presented in the form of nomograms (Figs 36 and 37).

In the fifth group (p.3.4.5) the author assumed the volume of pumped or inflow water from polder draining network as a basis. There are include here the Riabkowa dependence (31) and the own method (1972) taking into consideration the probability of occurrence of maximum 1,2,...,n-day outflows. The dissertation includes (Tab.24) outflow indices corresponding to final values as well as some information on the equations and diagrams determined by the author in 1972 and 1978.

In the sixth group (p.3.4.6) as a basis of calculations, there were taken drain outflows and other filtration waters, which are recommended by the Soviet scientists, for use on polders with a combined network (ditches + drain-pipes). There are given several formulae for determining pumping-stations output.

In the seventh group (p.3.4.7), pumping-stations outputs were determined according to balance calculations for which there were given numerous formulae of the Soviet and German authors.

The last, eighth group (p.3.4.8), includes other basis for calculating parameters of pumping-stations and conservation of storage reservoir. The analytical and graphic methods of the Finnish and Soviet authors are given in the dissertation.

During designing and operation of pumping-stations, data on hydrograms of water outflow from polders are of great importance. Section (p.3.5) is devoted to this aim, where the author characterizes briefly the problem and then gives (p.3.5.1) the way and the results of the application of the Sherman method under the conditions of the Załom polder. The results of the author's research (1968 - 1974) as well as a new way of determining ground outflow are applied, and there is presented the calculation procedure of the combined flood wave. In order to adapt the Sherman method also for exploitation needs, there are suggested two ways of the modification. Additionally, the author presents (p.3.5.3) a new method of calculating the wave of rainfall floods, which makes use of the mechanism of flow formation as well as losses (the first way) and the flow coefficient (the second way).

In Fig.54 there are compared the combined flood wave calculated by five ways and the wave measured by the self-recording device on the Załom

polder. It has been ascertained that by means of the Sherman method it is possible to calculate the wave of rainfall floods under polder conditions as well. It is, however, useful only for designing. The Sherman method is not useful for exploitation since the mean flow coefficient is determined after the flow of the wave through the cross-section. The two ways of modifications of the Sherman method (p.3.5.2) suggested by the author as well as a new method (p.3.5.3) make it possible to make actual calculating of hydrograms and their application during the exploitation of a polder.



**Biblioteka Główna ATR
w Bydgoszczy**

63021