

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

Jan Klugiewicz

METODY USTALANIA DYNAMIKI
ODPŁYWU WODY Z POLDERÓW
POMORZA ZACHODNIEGO
DO PROJEKTOWANIA
I EKSPLOATACJI PRZEPOMPOWNI

Zeszyty Naukowe nr 64

BUDOWNICTWO 13



BYDGOSZCZ – 1979

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

Jan Klugiewicz

METODY USTALANIA DYNAMIKI
ODPŁYWU WODY Z POLDERÓW
POMORZA ZACHODNIEGO
DO PROJEKTOWANIA
I EKSPLOATACJI PRZEPOMPOWNI

Zeszyty Naukowe nr 64

BUDOWNICTWO 13



BYDGOSZCZ – 1979

REDAKTOR NACZELNY
• doc. dr hab. Juliusz Skonieczny

REDAKTOR NAUKOWY
doc. dr inż. Edward Kujawski

RECENZENCI
prof. zw. dr inż. Zygmunt Sochoń
prof. mgr inż. Władysław Wędziński

OPRACOWANIE REDAKCYJNE I TECHNICZNE
mgr Halina Koziolkiewicz, Alfons Grzenkiewicz

Wydano za zgodą Rektora
Akademii Techniczno-Rolniczej
w Bydgoszczy

Nr inw P. 513/79

WYDAWNICTWO UCZELNIANE AKADEMII TECHNICZNO-ROLNICZEJ
W BYDGOSZCZY

Wydanie I. Nakład 200+25 egz. Ark. wyd. 7,5. Ark. druk. 7,25
Papier druk. sat. kl. V, 70 g, 70×100. Oddano do druku 5.02.79 r. Druk ukończono w marcu 1979 r.
Zam. nr 167/79. Cena zł 25,- MNSzWiT-TR-8
WSiP Zakł. Graf. w Bydgoszczy

79 D.60/21

SPIS TREŚCI

	str.
Przedmowa	5
1. Wstęp	7
1.1. Zarys genezy i historii systemów polderowych . .	7
1.2. Ogólna charakterystyka tematu w świetle literatury	9
2. Metodyka badań	25
2.1. Cel i zakres pracy	25
2.2. Metodyka pomiarów i charakterystyka obiektu badań	27
3. Badania nad zastosowaniem nowych metod ustalania odpływu z polderów do projektowania i eksploatacji przepompowni.	31
3.1. Metody holenderska, Sochonia i autora pracy . .	31
3.2. Metoda Shermana	36
3.2.1. Hydrogram jednostkowy	37
3.2.2. Materiały wyjściowe do opracowania hydrogramu	39
3.2.3. Konstruowanie hydrogramu po epizodycznym opadzie	45
3.2.4. Konstruowanie hydrogramu z wezbrań po opadzie o czasie trwania różnym niż przyjęta jednostka czasu	45
3.2.5. Konstruowanie hydrogramu metodą podziału fali wezbrania	48
3.2.6. Obliczanie fali wezbrań powierzchniowych metodą Shermana przy zastosowaniu stałego i chwilowego współczynnika spływu . .	58

3.3. Analiza obliczeń fali wezbrania ze spływów metodami natężeń granicznych oraz izochronową	68
3.4. Analiza wpływu kształtu zlewni, kierunku spływu i sieci odwadniającej na zależności $F_{CZ} = f(t)$ i $Q = f(t)$	73
3.5. Propozycja nowej metody obliczeń fali wezbrania ze spływów deszczowych na polderach	82
4. Podsumowanie i wnioski	95
5. Literatura	103
6. Streszczenie	111

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA im. J.J. ŚNIADECKICH W BYDGOSZCZY
ZESZYTY NAUKOWE NR 64 - BUDOWNICTWO / 13/ - 1979

Jan Klugiewicz

METODY USTALANIA DYNAMIKI ODPIYWU WODY Z POLDERÓW POMORZA
ZACHODNIEGO DO PROJEKTOWANIA I EKSPLOATACJI PRZEPOMPOWNI

PRZEDMOWA

W pracy przedstawiono wyniki 15-letnich badań i studiów autora nad podstawami hydrologicznymi polderów ze szczególnym uwzględnieniem odpływów, których znajomość jest niezbędna do projektowania i eksploatacji przepompowni. Według literatury i opracowań projektowych można stwierdzić, że mimo wielowiekowego stosowania systemów polderowych, rozwój badań w tym zakresie był niezmiernie słaby. Przy ustalaniu wydajności przepompowni, odpływy z polderów wyznaczano z konieczności wzorami empirycznymi, które wyprowadzone zostały dla dużych obszarów o grawitacyjnym odpływie.

W początkowym okresie badań /1964-1966/ autor przeprowadził wstępną analizę problemu, w oparciu o archiwalne opracowania i bezpośrednie obserwacje przepompowni i polderów Pomorza Zachodniego [24, 25, 27, 32]. Do prowadzenia badań ścisłych urządzony został obiekt doświadczalny na polderze Załom, na którym w latach 1966-1974 dokonywano codziennie od 50 do 250 pomiarów terminowych, a w sposób ciągły rejestrowano 5 przyrządami samopiszącymi elementy hydrologiczno-meteorologiczne. Ponadto analizie statystycznej poddano 29-letnią serię opadów dobowych. W niniejszej pracy przedstawiono zarys genezy i historii rozwoju polderów oraz krótki przegląd literatury związanej z tematem. Następnie podano metodykę badań terenowych i laboratoryjnych

oraz nowe metody obliczeń odpływów dla potrzeb projektowania wydajności przepompowni i ich eksploatacji. Zastosowano następujące metody: holenderską, Sochonia, autora pracy, Shermana /wersji oryginalnej i dwa sposoby jej modyfikacji/, granicznych natężeń i izochronową oraz dwie ostatnio opracowane przez autora. Stwierdzono, że przy ustalaniu wydajności projektowanej przepompowni mogą być wykorzystane nieomal wszystkie prezentowane tu nowe metody, natomiast dla potrzeb eksploatacyjnych jedynie zmodyfikowana /chwilowym współczynnikiem spływu/ metoda Shermana oraz nowe metody /zapropozowane w p. 3.5./, które umożliwiają bieżące prognozowanie dynamiki odpływu.

1. WSTĘP

Zagadnienia dotyczące metod ustalania podstaw hydrologicznych są niezmiernie istotne dla planowania, projektowania, wykonawstwa i eksploatacji wielu obiektów w zakresie budownictwa specjalnego, m.in. przepompowni. Ze względu na obecność naturalnych depresji terenowych i ciągły wzrost sztucznie wytwarzanych obszarów depresyjnych zachodzi konieczność stosowania przepompowni odwadniających. Szczególnie dla potrzeb projektowania i eksploatacji przepompowni bardzo potrzebna jest znajomość metod ustalania dynamiki odpływu wody z polderów, gdyż dotychczasowy stan badań i pomiarów odpływów jest nader skromny zarówno w Polsce jak i za granicą.

Z uwagi na wcześniejsze opublikowanie szczegółowego przeglądu tematycznej literatury [33,39] zdecydowano zamieścić w niniejszej pracy krótką syntezę, uzupełnioną bibliografią z ostatnich lat. Dzięki temu można było przeznaczyć więcej miejsca na omówienie wyników badań i obliczeń wykonanych ostatnio przez autora.

Do opracowania wykorzystano wyniki własnych pomiarów i obserwacji uzyskane w latach 1964-1974 w IMUZ, a ponadto 29-letnią serię obserwacyjną dobowych opadów /PIHM, IMiGW/. Obliczenia i opracowanie niniejszej pracy wykonał autor w okresie od 1975-1978 r. w ramach badań własnych kontynuowanych w Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy.

1.1. Zarys genezy i historii systemów polderowych

W dolinach rzek, a także na obszarach nadmorskich istnieją tereny o depresji względnej i bezwzględnej, pochodzenia naturalnego lub sztucznego. W deltach rzek występują najczęściej naturalne depresje, natomiast w dolinach rzek i zbiorników retencyjnych oraz na obszarach torfowych i gytiowiskowych liczniejsze są depresje sztuczne spowodowane działalnością człowieka

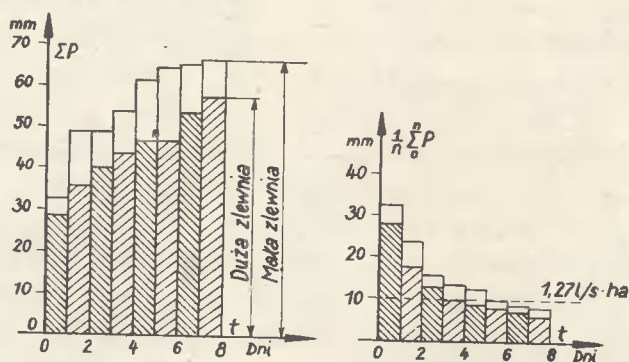
/obwałowania, budowle piętrzące, odwodnienia/. Grawitacyjny odpływ wód z tych terenów nie jest najczęściej możliwy, dlatego zachodzi konieczność budowy przepompowni/stacji pomp, pompowni/, obwałowań i sieci wodno-melioracyjnej oraz innych urządzeń. Właściwa gospodarka wodna /z przeważającym stosowaniem techniki odwodnieniowej/ sprawia, iż obszary te stanowią dużą wartość rolniczą, a ponadto mogą być wykorzystane do zabudowy pozarolniczej np. związanej z gospodarką morską. Prace nad tworzeniem polderów na terenach depresyjnych w delcie Wisły prowadzone są od XIII wieku natomiast później rozpoczęto je w dolinie Odry i na półwyspie Bałtyku. W okresie drugiej wojny światowej uległo zniszczeniu wiele urządzeń hydrotechnicznych, co spowodowało zalanie dużych obszarów polderowych. Powojenne prace skoncentrowano nad odbudową i rekonstrukcją systemów polderowych, a następnie budowano nowe przepompownie na tych terenach oraz w innych rejonach Polski. Powierzchnia obszarów mechanicznie odwadnianych ciągle wzrasta. W związku z budową zbiorników retencyjnych, obwałowań i regulacją rzek szacuje się, że w Polsce 20 tys. hektarów jest odwadnianych mechanicznie, a do 1990 r. nastąpi wzrost o dalsze 100 tys. hektarów [15,75]. W Holandii budowę systemów polderowych zapoczątkowano już około X wieku, przy czym duże nasilenie prac przypada tam na XIII w. Historyczne znaczenie dla rozwoju Holandii posiada projekt Cornelisa Lely /1891 r./, według którego są realizowane od 1920 r. kompleksowe prace zmierzające do powiększenia i zagospodarowania obszarów lądowych. Obecnie nie wyklucza się, że w XXI wieku podjęte zostaną poważne prace nad odwodnieniem morza Wadden [43]. Systemy polderowe znajdują się również w innych państwach jak np.: Anglii, Belgii, Bułgarii, Chinach, Danii, Egipcie, Finlandii, Francji, Grecji, NRD, Rumunii, RFN, USA, Zambii i ZSRR. Spośród wyżej wymienionych państw najbardziej zbliżone warunki hydrogeologiczne i klimatyczne do polskich, mają poldery północno-zachodnich republik Związku Radzieckiego oraz północno-wschodnich okręgów NRD. Pełniejsze informacje i tematyczna bibliografia znajduje się w literaturze [1,9,39,43,44,63,82].

1.2. Ogólna charakterystyka problemu w świetle literatury

Projektowana wydajność agregatów pompowych i objętość zbiorników wyrównawczych jest uzależniona od dynamiki odpływu wód z polderów. Dotychczas brak jest opracowań na temat pomiarów i badań nad metodami ustalania miarodajnego odpływu wody z polderów co uniemożliwia wybór optymalnych rozwiązań techniczno-ekonomicznych projektowanych przepompowni. Nieznajomość dynamiki odpływu utrudnia również prowadzenie właściwej eksploatacji przepompowni i gospodarki wodnej w całym systemie polderowym. Uzasadniony jest więc fakt, że w literaturze [8,9,22,23,32,39,44,50,58,66,70] i na licznych sympozjach, zebraniach itp. krytycznie oceniano dotychczasowy stan badań oraz uzasadniano pilną potrzebę ich rozwoju. Poniżej prezentuje się w syntetycznym ujęciu rozwój sposobów ustalania wydajności przepompowni polderowych.

Przy projektowaniu wydajności przepompowni zlokalizowanych w delcie Wisły, a następnie w ZSRR przyjmowano za miarodajną do odpompowania warstwę wody $H_d = 10$ mm/dobę co stanowi $q_d = 1,16$ l/s·ha. Uwzględniając konieczność stosowania 2÷4 godz/dobę przerw w pompowaniu, w pozostałym okresie należało odpompować $H_p = 10,91 \div 12,00$ mm czyli $q_p = 1,27 \div 1,39$ l/s·ha. Powyższe wielkości przyjmowano najczęściej wg obserwacji Bertrama [2] z początku XX wieku. Z upływem lat stosowano $q_p = 1,5$ l/s·ha, a przed II wojną światową 1,7-2,0 l/s·ha, w zależności od wielkości i charakteru polderu. Podczas komasacji i rekonstrukcji systemów polderowych projektowano przepompownie na $q_p = 1,0$ l/s·ha [7,8,25,70]. Tym sposobem ustalano wydajność przepompowni również w Holandii, przy czym przyjmowano $H_p = 8 \div 12$ mm, co stanowi $q_p = 0,93 \div 1,39$ l/s·ha [21,22,81,87]. W północno-zachodnich republikach Związku Radzieckiego stosowano najczęściej $q_d = 1,0 \div 1,6$ l/s·ha, a sporadycznie $q_d = 0,6$ l/s·ha. Dla polderów obwodu Kaliningradzkiego opracowano normy na q_d , uzależniające wielkości liczbowe od takich czynników jak: rodzaj gleby i użytkowania, pora roku, wielkość zlewni, lesistość i konfiguracja jej powierzchni [39]. Przy ustalaniu wydajności projektowanych przepompowni w Polsce dość często obliczano odpływy z polderów według wzorów Iszkowskiego, które następnie zwiększano o dopływy

wód filtracyjnych zalecane przez normy DIN - 1184 lub TGL-20285. Na polderze Rusnje /Litewska SRR/ ustalono w oparciu o 3-letnie badania $q_d = 1,05-1,17$ l/s-ha dla prawdopodobieństwa występowania $p=5\%$ [39,66]. Ponadto w Litewskiej SRR zaproponowano obliczanie wydajności przepompowni w oparciu o wiosenny odpływ wód drenażowych wynikający z konieczności obniżenia wiosną krzywej depresji od powierzchni terenu do głębokości 0,5-0,6 m [33, 39, 52,88]. Dla polderu Załom podjął autor [33] próbę obliczeń wydajności przepompowni tzw. metodą holenderską, która jest także zalecana w normie DIN - 1184 /rys. 1/. W tym celu dokonano pew-



Rys. 1 Schemat do ustalania wydajności przepompowni metodą holenderską

nej selekcji wyników 24-letniej serii obserwacyjnej dobowych opadów i obliczono maksymalne sumy:

$$\sum_{t=1}^{t-1} P; \sum_{t=2}^{t-2} P; \sum_{t=3}^{t-3} P \dots \dots \dots \sum_{t=n}^{t-n} P \quad (1)$$

oraz średnie arytmetyczne

$$\frac{1}{2} \sum_{t=1}^{t-1} P; \frac{1}{3} \sum_{t=2}^{t-2} P; \frac{1}{4} \sum_{t=3}^{t-3} P \dots \dots \dots \frac{1}{n} \sum_{t=n}^{t-n} P \quad (2)$$

gdzie: P - wysokość opadu /mm/ w czasie - t /dób/

Tablica 1

Równania krzywych prawdopodobieństwa występowania maksymalnych dobowych opadów P [mm] na stacji Szczecin - Lotnisko (1949 - 1972 r.)

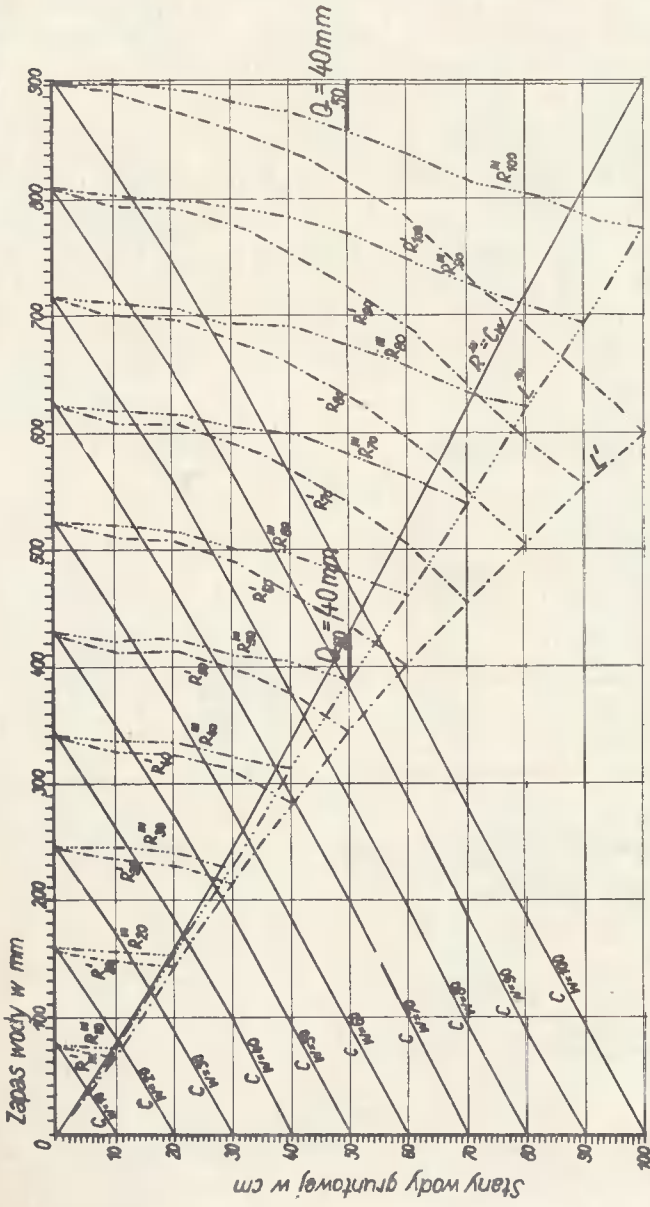
Rodz. opadu	Oznaczenie	Uwzględnienie opadów [mm]	Średni czas trwania dni	OKRESY					
				I - XII	IV - IX	X - III			
			Lp	Lp	Lp	Lp	Lp	Lp	
A - a	P > 0,0		1	P _{pr%} = 31,0 [1+0,52] (P±0,31)	10	P _{pr%} = 29,5 [1+0,58] (P±0,41)	19	P _{pr%} = 14,5 [1+0,60] (P±0,85)	
			B - a	2	P _{pr%} = 17,0 [1+0,68] (P±1,20)	11	P _{pr%} = 15,5 [1+1,00] (P±1,16)	20	P _{pr%} = 9,0 [1+0,59] (P±1,25)
				3	P _{pr%} = 12,5 [1+0,56] (P±0,43)	12	P _{pr%} = 11,0 [1+0,59] (P±0,77)	21	P _{pr%} = 7,0 [1+0,78] (P±0,91)
				4	P _{pr%} = 8,0 [1+1,06] (P±1,29)	13	P _{pr%} = 8,0 [1+1,19] (P±0,95)	22	P _{pr%} = 5,0 [1+0,45] (P±0,67)
				5	P _{pr%} = 7,0 [1+0,86] (P±0,67)	14	P _{pr%} = 6,0 [1+1,08] (P±0,46)	23	P _{pr%} = 2,5 [1+0,90] (P±1,11)
				6	P _{pr%} = 4,5 [1+0,83] (P±0,67)	15	P _{pr%} = 3,5 [1+1,14] (P±0,75)	24	P _{pr%} = 2,5 [1+0,80] (P±1,00)
C - a		1	P _{pr%} = 25,0 [1+0,58] (P±0,62)	16	P _{pr%} = 22,0 [1+0,64] (P±0,86)	25	P _{pr%} = 13,0 [1+0,54] (P±0,86)		
		2	P _{pr%} = 14,0 [1+0,54] (P±0,67)	17	P _{pr%} = 13,0 [1+0,69] (P±0,67)	26	P _{pr%} = 8,0 [1+0,62] (P±0,80)		
		3	P _{pr%} = 5,0 [1+2,00] (P±1,20)	18	P _{pr%} = 8,0 [1+1,25] (P±0,60)	27	P _{pr%} = 4,0 [1+0,75] (P±0,00)		

max

Decylowe rzędne prawdopodobieństwa występowania maksymalnych
dobowych opadów (mm) wg 24 letniej serii obserwacyjnej dla stacji
Szczecin - Lotnisko (1949 - 1972 r)

Tablica 2

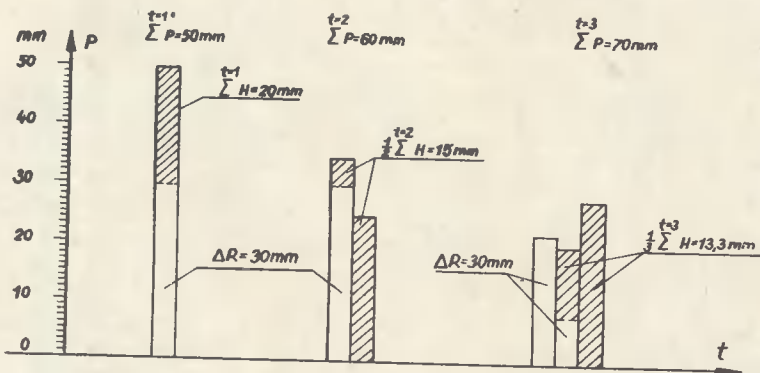
Wariant selekcji	Okresy		I - XII					IV - IX					X - III		
	Decyle		d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉	
	Prawdopodob. %														
1	2		10	50	90	10	50	90	10	50	90	10	50	90	
	3		3	4	5	6	7	8	9	10	11				
P ≥ 0,0 mm	\sum_0^1	P _{max}	49,5	31,0	17,5	50,0	29,5	16,0	27,0	14,5	9,5				
	\sum_0^1	P _{max}	41,0	17,0	11,0	40,0	15,5	9,0	22,0	9,0	6,0				
P > 1,0 mm	$\frac{1}{2} \sum_0^2$	P _{max}	21,0	12,5	7,0	20,0	11,0	7,0	15,0	7,0	4,0				
	$\frac{1}{3} \sum_0^3$	P _{max}	22,0	8,0	5,0	22,0	8,0	3,0	8,0	5,0	3,5				
P > 5 mm	$\frac{1}{4} \sum_0^4$	P _{max}	15,0	7,0	3,0	14,0	6,0	1,0	6,0	2,5	1,5				
	$\frac{1}{5} \sum_0^5$	P _{max}	9,5	4,5	2,0	9,0	3,5	1,0	5,5	2,5	1,5				
	\sum_0^1	P _{max}	44,0	25,0	15,0	42,0	22,0	14,0	23,0	13,0	9,0				
	$\frac{2}{2} \sum_0^2$	P _{max}	24,0	14,0	9,0	25,0	13,0	7,0	15,0	8,0	5,0				
	$\frac{1}{3} \sum_0^3$	P _{max}	21,0	5,0	1,0	21,0	8,0	1,0	7,0	4,0	1,0				



Rys. 2 Zależność zapasów wody i wolnej retencji w profilu glebowym polderu Załom od stanów wód gruntowych i uwilgotnienia strefy aeracji.

Następnie stosując metodę decylów Dębskiego [12] wyznaczono 27 równań /tab. 1/ krzywych prawdopodobieństwa występowania opadów. Wielkości liczbowe /określone wzorem 2/ odpowiadające odciętym decylowym zestawiono w tabelicy 2. Przyjmując za miarodajne prawdopodobieństwo $p=10\%$, niezbędna wydajność przepompowni odpowiada rzędnej dla decylu d_1 .

Według nowej metody, którą zaproponował Sochoń [33], wykonano badania i obliczenia wykorzystując poprzednio wyznaczone prawdopodobieństwa opadów oraz 7-letnie badania stanów wolnej retencji gruntowej Q_h na polderze Załom /rys. 2/. Istotę metody Sochoń przedstawia rysunek 3 oraz zależność:



Rys. 3 Schemat do ustalania wydajności przepompowni metodą Sochoń

$$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{t=n} H_d = \sum_{i=1}^{t=n} P - Q_h \quad (3)$$

w której:

H_d - miarodajny odpływ wody z polderu do przepompowni /mm/,

P - maksymalny opad /mm/ o określonym prawdopodobieństwie występowania,

Q_h - stan wolnej retencji profilu gruntowego /mm/,

t - czas /doby/.

Tablica 3

Obliczenia parametrów hydrologicznych metodą Sochonia

Lp	Wariant	t_d [doby]	P_{max} 10% [mm]	H_d [mm]	q_d [l/s·ha]	H_p [mm]	q_p [l/s·ha]
a. $Q_h = 40$ mm; $h = 50$ cm; L^{III} ; $t_p = 22$ godz/dobę							
1	$P \geq 0,0$ mm	1	50	10,0	1,16	10,9	1,27
2	$p > 1,0$ mm	1	40	0,0	0,00	0,0	0,00
3	$P > 1,0$ mm	2	40	0,0	0,00	0,0	0,00
4	$P > 1,0$ mm	3	66	8,7	1,01	9,5	1,10
5	$P > 1,0$ mm	4	56	4,0	0,46	4,4	0,50
6	$P > 1,0$ mm	5	45	1,0	0,12	1,1	0,13
7	$P > 5,0$ mm	1	42	2,0	0,23	2,2	0,25
8	$P > 5,0$ mm	2	50	5,0	0,58	5,4	0,63
9	$P > 5,0$ mm	3	63	7,7	0,89	8,4	0,97
b. $Q_h = 25$ mm; $h = 43$ cm; L^{III} ; $t_p = 22$ godz/dobę							
1	$P \geq 0,0$ mm	1	50	25,0	2,89	27,3	3,16
2	$P > 1,0$ mm	1	40	15,0	1,74	16,4	1,90
3	$P > 1,0$ mm	2	40	7,5	0,87	8,7	0,95
4	$P > 1,0$ mm	3	66	13,7	1,58	14,9	1,73
5	$P > 1,0$ mm	4	56	7,75	0,90	8,45	0,98
6	$P > 1,0$ mm	5	45	4,0	0,46	4,4	0,50
7	$P > 5,0$ mm	1	42	17,00	1,97	18,5	2,14
8	$P > 5,0$ mm	2	50	12,5	1,45	13,5	1,57
9	$P > 5,0$ mm	3	63	12,7	1,47	13,8	1,59
c. $Q_h = 15$ mm; $h = 30$ cm; L^{III} ; $t_p = 22$ godz/dobę							
1	$P > 0,0$ mm	1	50	35,0	4,06	38,2	4,42
2	$P > 1,0$ mm	1	40	25,0	2,89	27,2	3,14
3	$P > 1,0$ mm	2	40	12,5	1,45	13,6	1,57
4	$P > 1,0$ mm	3	66	17,0	1,97	18,5	2,14
5	$P > 1,0$ mm	4	56	10,5	1,18	11,1	1,28
6	$P > 1,0$ mm	5	45	6,0	0,69	6,5	0,75
7	$P > 5,0$ mm	1	42	27,0	3,12	29,5	3,41
8	$P > 5,0$ mm	2	50	17,5	2,02	19,2	2,21
9	$P > 5,0$ mm	3	63	16,0	1,85	17,5	2,02

Wyniki przykładowych obliczeń wykonanych tą metodą zawiera tablica 3.

Trzecia metoda, którą autor [33,36,39] zastosował na obiekcie doświadczalnym w Załomiu polega na wyznaczeniu prawdopodobieństwa występowania maksymalnych odpływów 1,2,3,4,5-dobowych w oparciu o wyniki pomiarów hydrometrycznych w odwadniającej sieci polderowej. W tym celu hydrogramy z poszczególnych lat, półroczy letnich i zimowych podzielono na przedziały dobowe a następnie wybrano maksymalne sumy odpływów:

$$\sum_{t=1}^{t=4} H_d; \sum_{t=2}^{t=2} H_d; \sum_{t=3}^{t=3} H_d; \dots \dots \dots \sum_{t=n}^{t=n} H_d \quad (4)$$

Wspomnieć należy, że w zależności od kształtu hydrogramu, podczas ustalania H_{\max} , niekiedy trzeba było pominąć chronologię zjawiska /rys. 4/. Po obliczeniu średnich arytmetycznych:

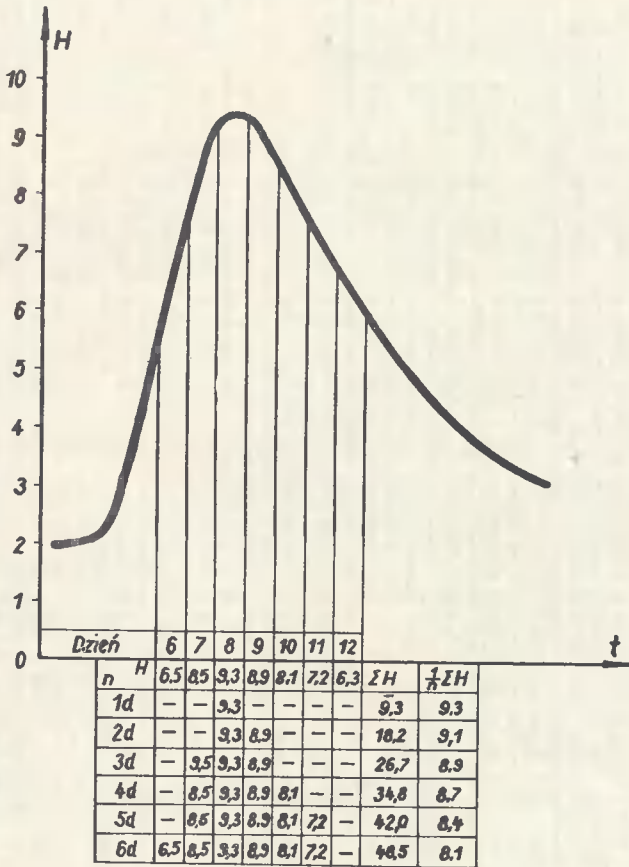
$$\sum_{t=1}^{t=4} H_d; \frac{1}{2} \sum_{t=2}^{t=2} H_d; \frac{1}{3} \sum_{t=3}^{t=3} H_d; \dots \dots \dots \frac{1}{n} \sum_{t=n}^{t=n} H_d \quad (5)$$

wyznaczono 60 równań krzywych prawdopodobieństwa /tab. 4/występowania odpływów z rowów o rozstawie $e=100$ m i drenów $e=9; 18; 27$ m. Odpływy odpowiadające poszczególnym decydom zestawiono w tablicy 5, natomiast przykładowe obliczenia wydajności /dla półrocza letniego $p=10\%$, $t_p=22$ godz/dobę/ zawiera tablica 6.

W CBSiPBW - HYDROPROJEKT opracowano "Wytyczne" [16] dotyczące zasad ustalania miarodajnej wydajności pompowni oraz geometrycznej wysokości podnoszenia wody dla stałego odwodnienia zawałi rzek i zbiorników wodnych. W projekcie tych Wytycznych [60] wyraźnie stwierdzono, iż postanowienia w nich zawarte nie odnoszą się do zasad projektowania pompowni odwadniających poldery. Jako miarodajną wydajność /QM/ zalecają Wytyczne [16,60] przyjmować wartości większe, obliczone ze wzorów:

$$QM_1 = QO + QF_{\max} + QS_{\max} \quad (6)$$

$$QM_2 = 1,5 / QF_{\text{norm}} + QS_{\text{norm}} \quad (7)$$



Rys. 4 Schemat ustalania H_{max} do metody autora.

w których:

QO - dopływ wody do pompowni z opadów,

QF - dopływ z filtracji, maksymalny /max/ lub normalny /norm/,

Qs - dopływ ze zrzutów maksymalny lub normalny.

Wielkości liczbowe składników /we wzorach 6 i 7/ zaleca się obliczać następująco: QO - należy wyznaczyć na podstawie analizy przebiegu miarodajnego wezbrania oraz możliwości zretencjonowania wody w zlewni. Przebieg miarodajnego wezbrania w

Tablica 4

Równania krzywych wezłowodobiadania występowania maźrzymalnych odbiływów wody z sieci rowów obiektu doświadczalnego Zatom (1966 - 1972 r.)

Rodzaj systemu	Rozstaw H_{row} [m]	Średnica d_{row} [cm]	O K R E S Y			
			I - XII	IV - IX	X - XIII	Lp
Rowy (r)	100	1	$H_{\text{row}} = 19,0$ [±0,60] [p10,35]	$H_{\text{row}} = 14,0$ [±0,64] [p10,44]	$H_{\text{row}} = 16,2$ [±0,80] [p10,51]	41
		2	$H_{\text{row}} = 17,0$ [±0,59] [p10,20]	$H_{\text{row}} = 12,0$ [±0,64] [p10,58]	$H_{\text{row}} = 14,5$ [±0,78] [p10,51]	42
		3	$H_{\text{row}} = 14,0$ [±0,59] [p10,55]	$H_{\text{row}} = 10,5$ [±0,62] [p10,61]	$H_{\text{row}} = 13,0$ [±0,81] [p10,57]	43
		4	$H_{\text{row}} = 11,0$ [±0,68] [p10,93]	$H_{\text{row}} = 9,0$ [±0,64] [p10,61]	$H_{\text{row}} = 10,5$ [±0,81] [p10,81]	44
		5	$H_{\text{row}} = 10,0$ [±0,70] [p10,86]	$H_{\text{row}} = 8,0$ [±0,62] [p10,60]	$H_{\text{row}} = 10,0$ [±0,77] [p10,58]	45
		6	$H_{\text{row}} = 12,0$ [±1,10] [p10,64]	$H_{\text{row}} = 10,0$ [±1,12] [p10,67]	$H_{\text{row}} = 9,5$ [±1,47] [p10,86]	46
Dreny (z)	9	7	$H_{\text{row}} = 10,0$ [±1,20] [p10,98]	$H_{\text{row}} = 8,0$ [±1,12] [p10,67]	$H_{\text{row}} = 7,5$ [±1,57] [p10,89]	47
		8	$H_{\text{row}} = 8,5$ [±1,26] [p10,60]	$H_{\text{row}} = 6,0$ [±1,32] [p10,91]	$H_{\text{row}} = 6,0$ [±1,72] [p11,01]	48
		9	$H_{\text{row}} = 7,0$ [±1,37] [p10,63]	$H_{\text{row}} = 5,0$ [±1,50] [p10,93]	$H_{\text{row}} = 5,5$ [±1,65] [p10,97]	49
		10	$H_{\text{row}} = 5,5$ [±1,59] [p10,86]	$H_{\text{row}} = 4,5$ [±1,50] [p10,81]	$H_{\text{row}} = 4,5$ [±1,95] [p11,07]	50
		11	$H_{\text{row}} = 5,0$ [±2,40] [p11,50]	$H_{\text{row}} = 3,5$ [±1,71] [p11,50]	$H_{\text{row}} = 4,5$ [±2,69] [p11,55]	51
		12	$H_{\text{row}} = 4,5$ [±2,03] [p11,39]	$H_{\text{row}} = 3,0$ [±1,55] [p11,44]	$H_{\text{row}} = 4,0$ [±2,29] [p11,50]	52
Dreny (z)	18	13	$H_{\text{row}} = 3,5$ [±2,21] [p11,48]	$H_{\text{row}} = 2,7$ [±1,39] [p11,36]	$H_{\text{row}} = 3,0$ [±2,58] [p11,61]	53
		14	$H_{\text{row}} = 3,0$ [±2,45] [p11,54]	$H_{\text{row}} = 2,5$ [±1,34] [p11,28]	$H_{\text{row}} = 2,5$ [±2,94] [p11,67]	54
		15	$H_{\text{row}} = 2,5$ [±2,50] [p11,55]	$H_{\text{row}} = 2,0$ [±1,50] [p11,36]	$H_{\text{row}} = 2,5$ [±2,39] [p11,53]	55
		16	$H_{\text{row}} = 3,5$ [±1,64] [p11,30]	$H_{\text{row}} = 2,5$ [±2,00] [p11,40]	$H_{\text{row}} = 3,5$ [±1,64] [p11,30]	56
		17	$H_{\text{row}} = 3,0$ [±1,70] [p11,34]	$H_{\text{row}} = 2,0$ [±1,80] [p11,33]	$H_{\text{row}} = 2,5$ [±2,20] [p11,45]	57
		18	$H_{\text{row}} = 2,5$ [±1,88] [p11,40]	$H_{\text{row}} = 1,5$ [±2,30] [p11,46]	$H_{\text{row}} = 2,0$ [±2,42] [p11,51]	58
Dreny (h)	27	19	$H_{\text{row}} = 2,0$ [±2,15] [p11,49]	$H_{\text{row}} = 1,2$ [±2,75] [p11,51]	$H_{\text{row}} = 1,5$ [±2,97] [p11,60]	59
		20	$H_{\text{row}} = 1,5$ [±2,00] [p11,33]	$H_{\text{row}} = 1,0$ [±2,90] [p11,45]	$H_{\text{row}} = 1,3$ [±2,58] [p11,40]	60

Tablica 5

Decylowe rzędne krzywych prawdopodobieństwa występowania maksymalnych dobowych odpływów (mm) na polderze Załom (1966 - 1972 r.)

Sieć odwadniająca r - rowy d - dreny e - rozstawa (m)	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
	prawdop. (%)	10	50	90	10	50	90	10	50	90
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
r; e = 100	$\sum_0^1 H_{max}$	32,5	19,0	9,5	25,0	14,0	7,0	32,5	16,2	6,5
	$\frac{1}{2} \sum_0^2 H_{max}$	28,0	17,0	8,0	22,0	12,0	6,5	28,8	14,5	6,0
	$\frac{1}{3} \sum_0^3 H_{max}$	25,5	14,0	7,5	19,0	10,5	6,0	26,5	13,0	5,5
	$\frac{1}{4} \sum_0^4 H_{max}$	22,0	11,0	7,0	16,5	9,0	5,0	23,5	10,5	5,0
	$\frac{1}{5} \sum_0^5 H_{max}$	20,0	10,0	6,0	14,5	8,0	4,5	20,0	10,0	4,5
d; e = 9	$\sum_0^1 H_{max}$	29,5	12,0	3,0	25,0	10,0	2,5	29,5	9,5	1,5
	$\frac{1}{2} \sum_0^2 H_{max}$	25,5	10,0	1,5	20,0	8,0	2,0	24,5	7,5	1,0
	$\frac{1}{3} \sum_0^3 H_{max}$	22,5	8,5	1,0	17,5	6,0	1,5	21,5	6,0	0,9
	$\frac{1}{4} \sum_0^4 H_{max}$	20,0	7,0	0,8	16,0	5,0	1,0	19,0	5,5	0,8
	$\frac{1}{5} \sum_0^5 H_{max}$	18,0	5,5	0,5	14,0	4,5	0,5	18,0	4,5	0,4
d; e = 18	$\sum_0^1 H_{max}$	26,0	5,0	2,0	14,5	3,5	2,0	26,0	4,5	1,8
	$\frac{1}{2} \sum_0^2 H_{max}$	20,0	4,5	1,7	11,0	3,0	1,7	20,0	4,0	1,7
	$\frac{1}{3} \sum_0^3 H_{max}$	17,0	3,5	1,5	9,0	2,7	1,5	17,0	3,0	1,5
	$\frac{1}{4} \sum_0^4 H_{max}$	16,0	3,0	1,3	8,0	2,5	1,3	16,0	2,5	1,3
	$\frac{1}{5} \sum_0^5 H_{max}$	13,5	2,5	1,1	7,0	2,0	1,0	13,0	2,5	1,1
d; e = 27	$\sum_0^1 H_{max}$	13,0	3,5	1,5	11,0	2,5	1,0	13,0	3,5	1,5
	$\frac{1}{2} \sum_0^2 H_{max}$	11,5	3,0	1,3	8,0	2,0	0,8	12,0	2,5	1,0
	$\frac{1}{3} \sum_0^3 H_{max}$	10,5	2,5	1,1	7,5	1,5	0,6	10,5	2,0	0,8
	$\frac{1}{4} \sum_0^4 H_{max}$	9,5	2,0	0,9	7,0	1,2	0,4	9,5	1,5	0,6
	$\frac{1}{5} \sum_0^5 H_{max}$	6,5	1,5	0,5	6,0	1,0	0,2	7,0	1,3	0,3

Obliczenie parametrów hydrologicznych metodą autora

Tablica 6

Rodzaj sieci odwadniającej	Odpływ z polderu do przepompowni		Do przepompowania w czasie 22h/dobę	
	$H_d = \frac{\text{mm}}{\text{dobę}}$	$q_d \frac{\text{l}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$	$H_p \frac{\text{mm}}{22\text{h}}$	$q_p \frac{\text{l}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$
	2	3	4	5
Rowy o rozstawie e = 100 m	25,0	2,89	27,3	3,16
Dreny — " — e = 9 m	25,0	2,89	27,3	3,16
Dreny — " — e = 18 m	14,5	1,68	15,8	1,83
Dreny — " — e = 27 m	11,0	1,27	12,0	1,38

zlewniach o powierzchni $F > 100 \text{ km}^2$ można określić wg obserwacji wodowskazowych, metodami analogii lub schematyzacji fali. Ponadto zakłada się, że dla terenów nizinnych powinna być zachowana nierówność $1,0 \leq Q_0 \leq 2,0 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$. Dla zlewni $5 < F \leq 100 \text{ km}^2$ można zastosować metodę izochron, a w zlewniach o powierzchni $F < 5 \text{ km}^2$ inne sposoby analityczne. Wielkości liczbowe Q_F należy wyznaczyć z projektu regulacji stosunków wodnych odwadnianego obszaru, natomiast Q_S jako sumę zainwentaryzowanych i planowanych objętości przepływu pochodzącego ze zrzutów wód komunalnych, przemysłowych, rolniczych lub innych, które mogą wystąpić równocześnie. Przy określaniu wielkości liczbowych Q_S wskazane jest wykorzystanie prac [44,54,59,68,69].

W Czernigowskiej filii Ukriprowodchoza opracowano [41] metodę obliczeń hydrologicznych dla terenów okresowo depresyjnych, leżących w ujściach rzek północno-wschodniej części Polesia USRR. Metoda ta polega na wykorzystaniu wieloletnich danych hydrometrycznych rzeki - analogia, do analizy wahań wody w odbiorniku i na polderze w celu określenia przedziałów czasu, w których jest możliwy odpływ grawitacyjny lub konieczne jest pompowanie. W przedziale czasu, w którym konieczne jest pompowanie wyznacza się okres przedsięwzięcia Δt_1 oraz niezbędną wydajność przepompowni:

$$q_1 = \frac{W_1}{\Delta t_1} \quad \text{m}^3/\text{s} \quad (8)$$

gdzie: W_1 obliczeniowa objętość $/\text{m}^3/$ wody pompowanej, którą w warunkach Polesia stanowią wody roztopowe i opadowe. W drugim przedziale Δt_2 , wydajność przepompowni q_2 wyznacza się ze wzoru:

$$q_2 = \frac{W_2}{\Delta t_{kr}} \quad \text{m}^3/\text{s} \quad (9)$$

w którym: W_2 - obliczeniowa objętość $/\text{m}^3/$ wody pompowanej pochodzącej z nawalnych deszczów, Δt_{kr} - dopuszczalny czas $/\text{s}/$ zatopienia upraw.

Wydażność przepompowni w przedziale Δt_2 proponuje się również obliczać, biorąc za podstawę sumową krzywą spływu i maksymalną wielkość akumulacji wody na polderze. Niezbędne wielkości $W_1, W_2, \Delta t_1, \Delta t_2$ można określić metodą graficzno-analityczną wykorzystując obserwacje z rzeki analoga i odbiornika wodnego oraz temperatury z najbliższej stacji meteorologicznej /w celu ustalenia okresu przedsięwzięcia i przedziałów $\Delta t_1, \Delta t_2$ /.

W literaturze podane są również inne parametry hydrologiczne, które mogą ułatwić programowanie inwestycji hydrotechnicznych. Stosunek objętości wody pompowanej H_p do opadowej P dla rozważanego czasu i obszaru nazywa się współczynnikiem odpompowania α /

$$\alpha = \frac{H_p}{P} \quad 0 \leq \alpha \leq 1,0 \quad (10)$$

$$\alpha = \frac{H_p}{P} \quad 0 \leq \alpha \leq 100\% \quad (11)$$

Wielkości liczbowe zostały podane w kilku pracach [2,8,19,33,39,66]. Znając α dla konkretnych warunków, można obliczyć wskaźnik odpompowania H_p ze wzoru:

$$H_p = \alpha \cdot P \quad (12)$$

Najczęściej jednak H_p wyznaczany był jako liniowa funkcja opadu rocznego [39]. Przykładowo dla polderu Rusnje [66]

$$H_p = 0,68 / P + 70/ \quad (13)$$

Na podstawie analizy 132 przepompowni i 124 polderów Pomorza Zachodniego autor wyznaczył [24,25,32] stosunek $q_p/F_p, q_p/F_z$ oraz $N/F_p, N/F_z$. Zazwyczaj ze wzrostem powierzchni polderu F_p i zlewni F_z maleją jednostkowe wydażności pomp q_p i zapotrzebowanie mocy N zainstalowanych silników [8,65,67]. Dla potrzeb eksploatacyjnych pomocne mogą być również wyniki obliczeń korelacji między wysokością opadów a zużyciem energii elektrycznej [45,46] i czasem pracy pomp [61]. Bardziej szczegółowo scharakteryzowano powyższy problem w pracach [33,39]. W podsumowaniu

można stwierdzić, że przy ustalaniu wydajności projektowanych przepompowni najczęściej bazowano na obserwacjach / Bertrama / funkcjonowania istniejących systemów polderowych lub przewidywaniu odpływu ze wzorów empirycznych ustalonych dla zlewni rzek. W pierwszym przypadku zakładano, że sieć wodna i użytkowanie polderu, jak również przebieg warunków hydrologiczno-meteorologicznych itp. będą podobne w okresie eksploatacji obecnie projektowanego systemu polderowego. W przypadku drugim, konieczne było przyjęcie podobieństwa odpływu z polderu i ze zlewni rzecznych. W okresie jaki upłynął od obserwacji Bertrama, uległy znacznym zmianom sieć wodna i użytkowanie polderów. Ponadto dla obecnych potrzeb projektowania, a szczególnie analiz techniczno-ekonomicznych konieczne jest, aby obliczone odpływy posiadały określone prawdopodobieństwo występowania. Wobec powyższego można uznać, że do 1972 r. sposoby ustalania odpływów z polderów nie mogły spełniać tych wymagań. Za niekorzystne zjawisko należy uznać fakt, iż zarówno w starych systemach polderowych jak i w nowo wybudowanych nie prowadzi się systematycznie pomiarów odpływu wody. Utrudnia to wykonanie analiz w zakresie oceny poprawności zaprojektowanych rozwiązań i prowadzenia gospodarki wodnej.

2. METODYKA BADAŃ

2.1. Cel i zakres pracy

Praca ma na celu przedstawienie kilku nowych metod ustalania odpływu wody z polderów dla potrzeb projektowania wydajności agregatów pompowych i objętości zbiorników wyrównawczych oraz eksploatacji przepompowni. W 15-letnim okresie badań autora w zagadnieniach polderów można wyróżnić 3 etapy. Pierwszy z nich realizowany był w latach 1964-1966 i 1969 r., kiedy to studiuwano literaturę oraz dokumentacje projektowe i inwentaryzacyjne a ponadto konfrontowano i uzupełniano dane bezpośrednio na obiektach polderowych. Wyniki analizy technicznej przedstawiono w pracach [24,25,27,32]. W okresie tym wykonane zostały również krótkie serie badań w kilku obiektach /Załom, Dębina, Szczecin - Lotnisko, Czarna Łąka, Łąki Nowogardzkie, Wyspa Pucka i innych/ w celu zebrania danych dla potrzeb różnych instytucji oraz wypracowania metodyki pomiarów, analiz i dokonania ostatecznego wyboru obiektu do badań ścisłych [28,29,31,34,51]. Po odpowiedniej przebudowie i oprzyrządowaniu obszaru doświadczalnego na polderze Załom, w drugim etapie /1966-1972 r./ prowadzono tam systematyczne i ciągłe pomiary, a na polderze Czarna Łąka i Wyspa Pucka - pomiary okresowe. Część wyników uzyskanych z tych badań oraz 24-letnią serię codziennych opadów /PIHM/ opracował autor i przedstawił w kilku publikacjach [30,33,35,36,39,64] i maszynopisach, które przekazano zainteresowanym instytucjom. W trzecim etapie badań /1973-1978 r./, w latach 1973 - 1974 kontynuowano pomiary jak w etapie II, a ponadto do połowy 1978 r. zbierano dalsze wyniki pomiarów opadów dla stacji Szczecin - Lotnisko i porównywano je z wynikami uzyskanymi na stacji Załom. Następnie przeprowadzono analizę statystyczną 29-letniej serii codziennych opadów oraz 9-letniej serii ciągłych odpływów wody z obszaru doświadczalnego. Podjęto próbę obliczeń wydaż -

ności przepompowni wg metod: holenderskiej, Sochonia i autora pracy, wykorzystując wydłużone serie obserwacyjne w stosunku do II etapu.

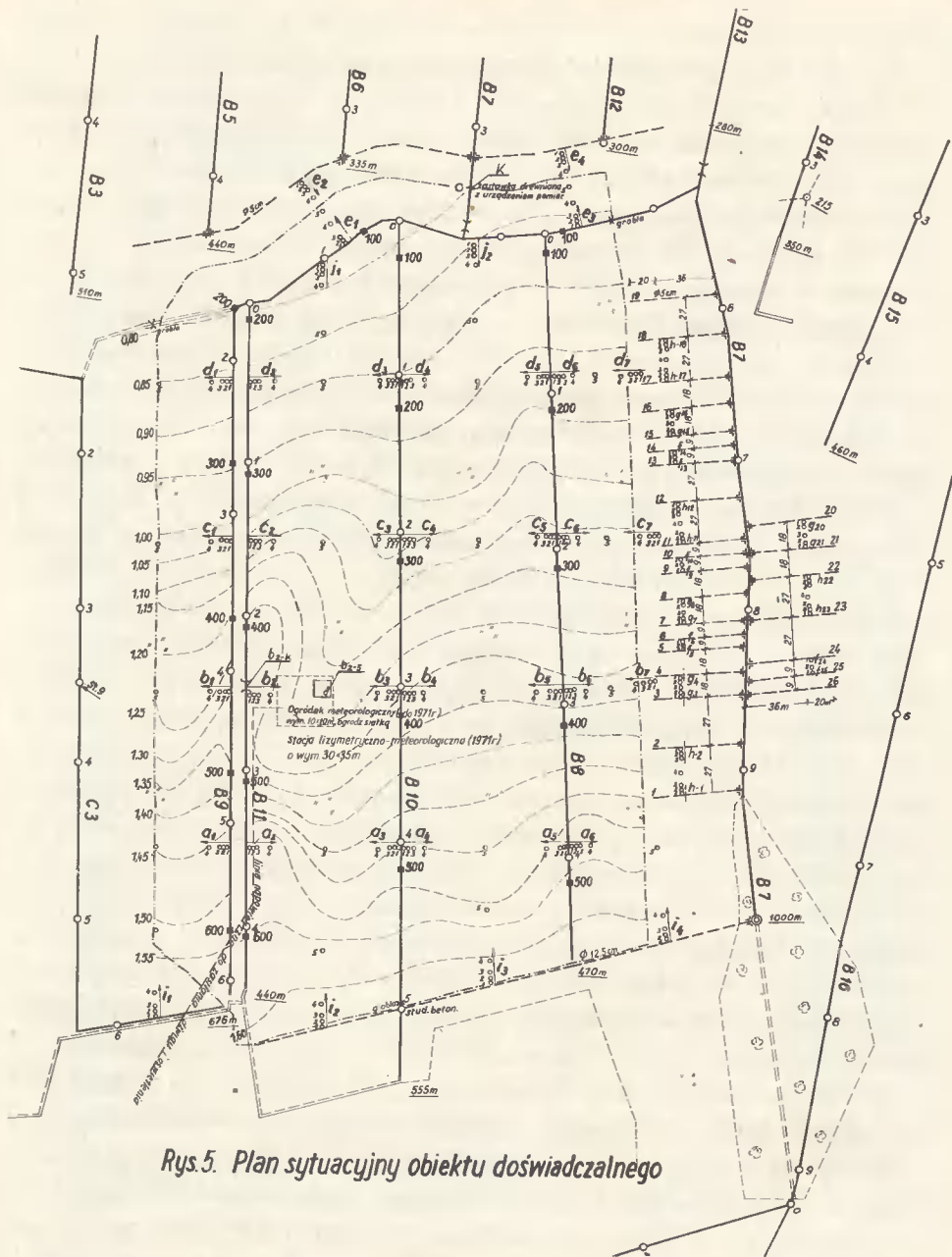
Należy wspomnieć, że opracowanie niniejszej pracy umożliwiły wyniki badań i studiów autora z każdego wymienionego etapu, jednak starano się, aby ta praca zawierała najwięcej wyników nowych, uzyskanych w etapie trzecim, które dotąd nie były publikowane. Dla potrzeb projektowania a także i eksploatacji przepompowni podjęto próbę obliczeń dynamiki odpływu z polderów nowymi metodami.

W pracy zastosowano metodę Shermana w oryginalnej wersji oraz zaproponowano dwa sposoby jej modyfikacji. W tym celu wykorzystano wyniki pomiarów uzyskane na polderze Załom, a zwłaszcza te, które pochodziły z przyrządów samopiszących. Ponieważ najistotniejszym elementem metody Shermana jest tzw. hydrogram /hydrograf, fala/ jednostkowy, dlatego zaprezentowano 4 sposoby jego opracowania. Do pracy załączono wyniki obliczeń rzędnych 16 hydrogramów jednostkowych, z których wyznaczone średnie posłużyły do obliczeń fali wezbrania z zastosowaniem znanego /po przejściu fali/ współczynnika spływu oraz chwilowego współczynnika spływu określonego wzorami empirycznymi wprowadzonymi przez autora. Poddano również analizie metody izochronową oraz natężeń granicznych /stosowaną przy wymiarowaniu kanalizacji deszczowej/, jak również wpływ kształtu zlewni, kierunku spływu i sieci wodnej na odpływ. Stwierdzono, że upowszechnienie metody izochronowej ograniczone jest przez nieznaną właściwą prędkość spływu z polderu. Analiza powyższych metod doprowadziła autora do opracowania nowej metody obliczania fali wezbrań deszczowych, w której rozdziału opadu deszczu na jednostkowe fale odpływu dokonuje się wg zależności $F_{CZ} = f(t)$. Dalsza procedura obliczeń tą metodą polega na zastosowaniu wzorów empirycznych na chwilowe wartości strat /I sposób/ lub współczynnika strat /II sposób/ wody w procesie jej spływu do przekroju kluczowego zlewni.

2.2. Metodyka pomiarów i charakterystyka obiektu badań

W poprzednich pracach autora [33,37,38,39] podano liczne szczegóły dotyczące metodyki pomiarów i zastosowanych przyrządów. Ogólnie można więc stwierdzić, że w okresie 9-letnich badań terenowych na obiekcie w Załomiu wykonywano codziennie od 50-250 pomiarów terminowych [62] a ponadto 5 elementów rejestrowano w sposób ciągły. Na pobranych w terenie próbkach gruntu laboratoryjnie określano charakterystykę właściwości fizycznych, chemicznych i wodnych. Pomiarów odpływów wody z sieci rowów były wykonywane urządzeniem skonstruowanym przez autora [38] oraz okresowo metodą podstawionego naczynia. Tę ostatnią metodę stosowano przy codziennych pomiarach odpływu z 12 wylotów drenarskich. Opady mierzono 4 deszczomierzami, z których 2 /ombrograf i ombrometr/ o powierzchni chwytnej $f=200 \text{ cm}^2$ wzniesione były 1 m nad powierzchnią terenu [62]. Pozostałe / $f=200 \text{ cm}^2$ i $f=2000 \text{ cm}^2$ / usytuowano w poziomie terenu, ze względu na stwierdzone zróżnicowanie wyników [30] oraz podobne usytuowanie 20 lizymetrów / $f=2000 \text{ cm}^2$ $h=120 \text{ cm}$ / do pomiaru parowania terenowego i jednego / $f=2000 \text{ cm}^2$ / do pomiaru parowania z wolnej powierzchni wodnej. Ponadto pomiar parowania wykonywano ewaporometrem Piche'a. Charakterystyczne i aktualne stany uwilgotnienia i retencji gruntowej badano metodą grawimetryczną na ok. 7500 próbkach pobranych w naturalnym stanie z odkrywek lub bezpośrednio - przyrządem skonstruowanym przez autora [26]. Mierzono także w terenie siłę ssącą przy pomocy 18 tensjometrów [80] a w laboratorium wyznaczono pF przy użyciu komór wysokociśnieniowych Richardsa, bloków pyłowych i pyłowo-kaoliny. Dynamikę wahań zwierciadła wód gruntowych i powierzchniowych mierzono w 206 studzienkach i 34 łąkach wodowskazowych. W okresie badań wykonywano również szereg innych pomiarów, z których wyniki podane w pracach [30,33,35,64] stanowią uzupełnienie charakterystyki obiektu badań. Rozmieszczenie ważniejszych punktów pomiarowych na obiekcie badań ścisłych przedstawia rysunek 5, który zawiera także warstwice zróżnicowane wysokościowo co 5 cm.

Polder Załom położony jest w woj. szczecińskim nad jeziorem Dąbie. Powierzchnia jego wynosi 846 ha, na której zalegają tor-



Rys.5. Plan sytuacyjny obiektu doświadczalnego

fowiska niskie. Trwałe użytki zielone na tym polderze stanowią bazę surowcową dla miejscowej suszarni mechanicznej [35,64]. Obiekt badań ścisłych został zlokalizowany na obszarze ok. 30 ha w południowo-wschodniej części polderu. Powierzchnia zlewni odwadniana siecią rowów /rys. 5/, z której odpływy rejestrowane były urządzeniem [38] w sposób ciągły wynosiła 15,12 ha. Na pozostałym obszarze znajdowały się kombinowane systemy odwodnienia /rowy+dreny/ oraz strefy zabezpieczające prawidłowe funkcjonowanie obiektu badań. Na całym obszarze prowadzono ponadto okresowe pomiary filtracji w warunkach "in situ" oraz laboratoryjnych. W okresie badań wykonywano stałą konserwację sieci, z której odpływ wody zapewniała istniejąca przepompownia typu blokowego [67] o łącznej wydajności pomp około 1450 l/s.

3. BADANIA NAD ZASTOSOWANIEM NOWYCH METOD USTALANIA ODPIYWU Z POLDERÓW DO PROJEKTOWANIA I EKSPLOATACJI PRZEPOMPOWNI

3.1. Metody holenderska, Sochonia i autora pracy

W latach 1973-1978 zebrał autor dalsze wyniki pomiarów codziennych opadów i odpływów. Postanowiono więc wykonać ponowne obliczenia wydajności przepompowni wymienionymi metodami, które zastosowano już w 1972 roku [33]. W tym celu utworzono 29-letnie ciągi chronologiczne i rozdzielcze maksymalnych opadów dla różnych wariantów selekcji materiału obserwacyjne-go. Prawdopodobieństwo wystąpienia opadów obliczono metodą decylów Dębskiego [12] i kwantylów Kaczmarka [17]. W pracy zamieszczono końcowe wyniki obliczeń [12] w formie 27 rónanń krzywych /tab. 7/ i rzędnych tych krzywych dla odciętych decylowych /tab. 8/, które stanowią wynik zastosowania metody holenderskiej. Następnie wykorzystując ustalone wyżej prawdopodobieństwa opadów i stany wolnej retencji gruntowej z rysunku 2 lub z innych prac [28,29,34,37,54,76,77] można uzyskać końcowy wynik z zastosowania metody Sochonia. Należy wspomnieć, iż dla upowszechnienia metody Sochonia pomocne byłyby zależności /rys. 6/ wyznaczone dla warunków polskich w sposób podobny, jak to zrobiono w Holandii [81]. Następnie zastosowano ponownie metodę autora [36], wykorzystując 9-letnie cią-głe pomiary hydrometryczne odpływów z sieci rowów /dominującej na polskich polderach/. Równania 15 krzywych prawdopodobieństwa maksymalnych odpływów 1-5-dobowych zestawiono w tabelicy 9, natomiast rzędne dla odciętych decylowych - w tabelicy 10. Kolumna 6 ostatniej tabelicy stanowi niezbędną wydajność przepompowni przy całodobowej pracy i prawdopodobieństwie wystąpienia odpływów $p=10\%$. Należy nadmienić, że wszystkie wyznaczone krzywe prawdopodobieństwa spełniły test zgodności /Kolmogorowa/ z przyjętym typem rozkładu, mimo że by-

Równania krzywych prawdopodobieństwa występowania maksymalnych opadów dobowych
wg 29 letniej serii obserwacyjnej dla stacji Szczecin - Lotnisko (1949 - 1977 r.)

Tablica 7

Rodz. opadu	Oznaczn.	Uwzględn. opad, mm	Średni z n^{ci} dni	O K R E S Y				
				I - XII	IV - IX	X - III		
				Lp	Lp	Lp		
max	A - a	$P > 0,0$	1	$P_{p\%} = 30,0 [1+0,50 \bar{\Phi} (p;0,40)]$	10	$P_{p\%} = 28,0 [1+0,55 \bar{\Phi} (p;0,58)]$	19	$P_{p\%} = 16,0 [1+0,57 \bar{\Phi} (p;0,82)]$
	B - a		1	$P_{p\%} = 18,0 [1+0,69 \bar{\Phi} (p;1,04)]$	11	$P_{p\%} = 16,0 [1+0,87 \bar{\Phi} (p;1,43)]$	20	$P_{p\%} = 12,0 [1+0,54 \bar{\Phi} (p;1,23)]$
	- b	$P > 1,0$	2	$P_{p\%} = 12,0 [1+0,54 \bar{\Phi} (p;0,46)]$	12	$P_{p\%} = 11,0 [1+0,54 \bar{\Phi} (p;0,66)]$	21	$P_{p\%} = 8,0 [1+0,69 \bar{\Phi} (p;0,54)]$
	- c		3	$P_{p\%} = 8,0 [1+1,19 \bar{\Phi} (p;1,37)]$	13	$P_{p\%} = 8,0 [1+1,25 \bar{\Phi} (p;1,20)]$	22	$P_{p\%} = 5,0 [1+0,45 \bar{\Phi} (p;0,67)]$
	- d		4	$P_{p\%} = 6,0 [1+0,75 \bar{\Phi} (p;0,67)]$	14	$P_{p\%} = 5,0 [1+1,05 \bar{\Phi} (p;0,67)]$	23	$P_{p\%} = 3,0 [1+0,58 \bar{\Phi} (p;0,86)]$
	- e		5	$P_{p\%} = 4,5 [1+0,83 \bar{\Phi} (p;0,67)]$	15	$P_{p\%} = 3,5 [1+1,14 \bar{\Phi} (p;0,75)]$	24	$P_{p\%} = 2,5 [1+0,80 \bar{\Phi} (p;1,00)]$
	C - a		1	$P_{p\%} = 23,0 [1+0,59 \bar{\Phi} (p;0,67)]$	16	$P_{p\%} = 23,0 [1+0,61 \bar{\Phi} (p;0,71)]$	25	$P_{p\%} = 12,0 [1+0,58 \bar{\Phi} (p;0,93)]$
	- b	$P > 5,0$	2	$P_{p\%} = 14,0 [1+0,50 \bar{\Phi} (p;0,57)]$	17	$P_{p\%} = 14,0 [1+0,54 \bar{\Phi} (p;0,67)]$	26	$P_{p\%} = 10,0 [1+0,50 \bar{\Phi} (p;0,80)]$
	- c		3	$P_{p\%} = 5,0 [1+2,00 \bar{\Phi} (p;1,20)]$	18	$P_{p\%} = 8,0 [1+1,25 \bar{\Phi} (p;0,60)]$	27	$P_{p\%} = 4,0 [1+0,75 \bar{\Phi} (p;0,00)]$

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

Wariant selekcji	Okresy		I - XII				IV - IX				X - III			
	Decyle	Prawdop. %	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
P ≥ 0,0 mm	$\sum_0^1 P_{max}$		48,0	30,0	18,0	48,0	28,0	17,0	48,0	28,0	17,0	27,0	16,0	10,0
	$\sum_0^2 P_{max}$		37,0	18,0	12,0	38,0	16,0	10,0	38,0	16,0	10,0	23,0	12,0	9,0
P > 1,0 mm	$\frac{1}{2} \sum_0^2 P_{max}$		20,0	12,0	7,0	19,0	11,0	7,0	19,0	11,0	7,0	15,0	8,0	4,0
	$\frac{1}{3} \sum_0^3 P_{max}$		24,0	8,0	5,0	24,0	8,0	4,0	24,0	8,0	4,0	8,0	5,0	3,5
	$\frac{1}{4} \sum_0^4 P_{max}$		12,0	6,0	3,0	12,0	5,0	1,5	12,0	5,0	1,5	5,5	3,0	2,0
	$\frac{1}{5} \sum_0^5 P_{max}$		9,5	4,5	2,0	9,0	3,5	1,0	9,0	3,5	1,0	5,5	2,5	1,5
P > 5,0 mm	$\sum_0^5 P_{max}$		41,0	23,0	14,0	42,0	23,0	14,0	42,0	23,0	14,0	24,0	12,0	9,0
	$\frac{1}{2} \sum_0^6 P_{max}$		23,0	14,0	9,0	24,0	14,0	9,0	24,0	14,0	9,0	17,0	10,0	7,0
	$\frac{1}{3} \sum_0^7 P_{max}$		21,0	5,0	1,0	21,0	8,0	1,0	21,0	8,0	1,0	7,0	4,0	1,0

Równania krzywych prawdopodobieństwa występowania maksymalnych
 odpływów - $H_{p\%}$ [mm] z sieci rowów obiektu doświadczalnego Załom (1966 - 1974 r.)

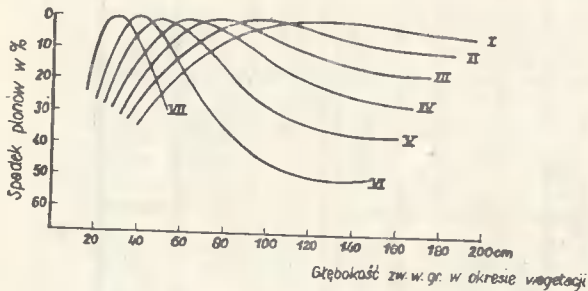
Tablica 9

		O K R E S Y					
Srednia z dni	Lp	IV - IX	Lp	X - III	Lp	I - XII	
1	1	$H_{p\%}=12,5 [1+0,82 \phi (p;0,44)]$	6	$H_{p\%}=16,0 [1+0,75 \phi (p;0,50)]$	11	$H_{p\%}=19,0 [1+0,54 \phi (p;0,63)]$	
2	2	$H_{p\%}=11,0 [1+0,81 \phi (p;0,44)]$	7	$H_{p\%}=16,0 [1+0,72 \phi (p;0,26)]$	12	$H_{p\%}=16,0 [1+0,59 \phi (p;0,53)]$	
3	3	$H_{p\%}=9,0 [1+0,78 \phi (p;0,28)]$	8	$H_{p\%}=13,0 [1+0,77 \phi (p;0,80)]$	13	$H_{p\%}=14,5 [1+0,59 \phi (p;0,40)]$	
4	4	$H_{p\%}=7,0 [1+0,93 \phi (p;0,92)]$	9	$H_{p\%}=12,0 [1+0,73 \phi (p;0,51)]$	14	$H_{p\%}=12,5 [1+0,60 \phi (p;0,80)]$	
5	5	$H_{p\%}=7,0 [1+0,79 \phi (p;0,54)]$	10	$H_{p\%}=11,0 [1+0,86 \phi (p;0,74)]$	15	$H_{p\%}=11,5 [1+0,78 \phi (p;1,00)]$	

Tablica 10

Decylowe rzędne krzywych prawdopodobieństwa występowania maksymalnych dobowych odpływów (mm) z sieci rowów na polderze Załom (1966 - 1974 r.)

Sieć odwadniająca r - rowy e - rozstawa	Okresy decyle	I - XII			IV - IX			X - III		
		d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉	d ₁	d ₅	d ₉
1; e = 100 m	prawdop. %	10	50	90	10	50	90	10	50	90
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	$\sum_0^1 H_{\max}$	32,5	19,0	12,0	25,0	12,5	4,5	31,0	16,0	7,0
	$\frac{1}{2} \sum_0^2 H_{\max}$	28,0	16,0	9,0	22,0	11,0	4,0	29,0	16,0	6,0
	$\frac{1}{3} \sum_0^3 H_{\max}$	26,0	14,5	9,0	17,0	9,0	3,0	27,0	13,0	7,0
$\frac{1}{4} \sum_0^4 H_{\max}$	23,0	12,5	8,0	16,5	7,0	3,5	23,0	12,0	5,5	
$\frac{1}{5} \sum_0^5 H_{\max}$	25,0	11,5	7,0	14,0	7,0	3,0	24,0	11,0	5,0	



Rys. 6 Zależność pomiędzy spadkiem płoń, a głębokością zw. wody gruntowej dla różnych typów (I- VII) gleb w Holandii.

ły ustalone w oparciu o różne okresy synoptyczne. W metodzie holenderskiej i Sochonia elementami prognozy były odpowiednio opady oraz opady i wolna retencja gruntowa, natomiast w metodzie autora rzeczywiste odpływy z siłci polderowej. Odpływy te obejmowały zarówno lata suche /1969, 1971, 1972, 1973/ jak i mokre /1966, 1967, 1968, 1970, 1974/, co można uznać za korzystną sytuację dla wyników obliczeń.

3.2. Metoda Shermana

Istota metody Shermana /jednostkowego lub elementarnego hydrografu/ polega na wykorzystaniu podobieństwa wykresów spływu z danej zlewni, po deszczach o zbliżonej charakterystyce lecz dających różną ilość odpływu powierzchniowego. Przyjęte przez Shermana założenia można sformułować następująco:

- Czas trwania spływu powierzchniowego, stanowiący podstawę wykresu spływu /hydrogramu, hydrografu, fali/ jest dla tej samej zlewni wielkością stałą dla wszystkich deszczów charakteryzujących się jednolitym /choć różnym co do wielkości/ natężeniem oraz identycznym czasem trwania.
- Rzędne fali wezbrania powierzchniowego dla danej zlewni po tym samym czasie od momentu pojawiania się deszczu skutecznego, są proporcjonalne do całkowitych objętości od-

spływu powierzchniowego spowodowanych przez deszcze, niezależnie od ich natężenia.

c. Złożona fala wezbrania powierzchniowego, uformowana przez deszcze długotrwałe lub spadłe z przerwami, jest sumą fal jednostkowych spływu pochodzącego od poszczególnych deszczów spadłych w przyjętej jednostce czasu, przy czym sumowania rzędnych dokonuje się na zasadzie superpozycji.

Metoda fali jednostkowej została opublikowana przez Shermana w 1932 r., później zaś różni badacze /Collins, Bernard, Clark, Mc Carthy i inni/ dokonywali jej modyfikacji, zwłaszcza w zakresie sposobów opracowania wykresów jednostkowych. W Polsce metodę tę pierwszy opisał Dębski [11] i podjął próbę zastosowania do prognozowania wezbrań w górnej Wiśle. Następne przypadki zastosowań metody Shermana opisują Lambor [48], Soczyńska [71,72,73,74] i Wołoszyn [84]. Odnosiły się one jednak do górnego biegu rzek rejonów górskich. W niniejszej pracy podjęto po raz pierwszy próbę zastosowania metody Shermana do ustalenia fali wezbrań ze spływów deszczowych w warunkach polderowych. Według obserwacji autora na polderach Pomorza Zachodniego, maksymalne amplitudy przepływów powodują spływy roztopowe i deszczowe. Znajomość tych ostatnich jest szczególnie istotna przy wymiarowaniu budowli hydrotechnicznych a także dla ochrony upraw w okresie ich wegetacji. Przepływy pochodzenia gruntowego są znacznie mniejsze lecz trwają długo i wpływają dość istotnie na wielkość rocznego zużycia energii elektrycznej w przepompowniach.

3.2.1. Hydrogram jednostkowy

Hydrogram /fala/ jednostkowy jest pomocny przy ustalaniu rzędnych i kształtu fali wezbrania powierzchniowego, gdyż stanowi on pewnego rodzaju klucz do rozdziału opadu skutecznego na poszczególne przedziały czasu trwania spływu. Rzędne fali wezbrania po deszczu skutecznym trwającym jednostkę czasu /np. 6 godz./ ustala się z iloczynu poszczególnych rzędnych hydrogramu jednostkowego /6 godzinowego/ i wielkości opadu skutecznego. Ponadto hydrogram jednostkowy jest stosowany w obliczeniach rzędnych złożonej fali wezbrania przy pomocy metody Shermana, którą opisano w dalszej części niniejszej pracy

/p. 3.2.6./.

Na wstępie należy wspomnieć, iż w początkowym okresie stosowania metody fali jednostkowej usiłowano ; jak podaje Lambor [48] , opracować hydrograf elementarny, czyli taki, który jest wynikiem spływu powierzchniowego po opadzie epizodycznym o wysokości 1 cala /2,54 mm/. Późniejsze badania Bernarda i Perla wykluczyły tę konieczność i pozwoliły wykorzystać do tego celu dowolny opad o jednolitym natężeniu w przyjętej jednostce czasu. Zdaniem Dębskiego [11] "metodę fali jednostkowej można stosować do odpływu wywołanego opadami płynnymi, jednak nie do wzebrań spowodowanych roztopami wiosennymi". Późniejsze badania Soczyńskiej [74] potwierdziły, że istnieje także możliwość prognozowania wzebrań roztopowych.

Podstawową jednostką /podziałką/ na osi odciętych hydrogramu jednostkowego jest czas trwania deszczu /np. 1, 6, 12, 24 godz./. Deszcz ten powinien być jednolity / $I = \text{const}$ / oraz skuteczny /efektywny/ tj. powodujący falę wzebrania powierzchniowego. Rzędne hydrogramu jednostkowego można wyrazić w l/s, milimetrach oraz procentach sumy odpływu powierzchniowego /wówczas suma rzędnych równa się 100%/ i w jednostkach bezwymiarowych /suma rzędnych równa 1,0/. Ostatnie dwie jednostki są stosowane najczęściej i wskazują jaka część opadu skutecznego $H = \bar{\alpha} \cdot P$ odpłynie w pierwszym oraz następnych przedziałach czasu. Dla dowolnego deszczu skutecznego lecz trwającego przez jednostkę czasu, można to wyrazić wzorem:

$$H = P \cdot \bar{\alpha} = H / \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \dots + \beta_k / = \quad (14)$$

$$= H_1 + H_2 + H_3 + \dots + H_k$$

w którym:

- H - odpływ powierzchniowy /opad skuteczny/ dla całej fali wzebrania, mm,
- P - wysokość opadu deszczu, mm,
- współczynnik spływu powierzchniowego,
- $\beta_{1,2,3 \dots k}$ - rzędne /bezwymiarowe/ hydrogramu jednostkowego w kolejnych przedziałach czasu /1,2,3...k/ liczonych od początku deszczu,

H_1, H_2, \dots, H_k - cząstkowe odpływy ze spływów w kolejnych przedziałach czasu, mm.

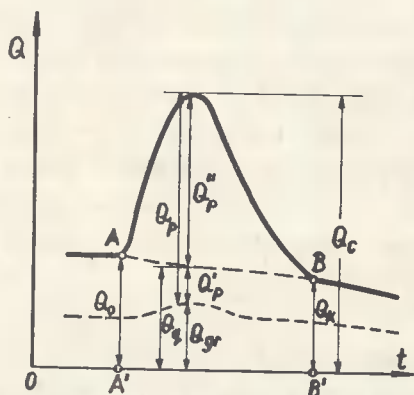
Dobór podstawowej jednostki /przedziału/ czasu jest istotny podczas konstruowania hydrogramu jednostkowego i obliczania fali wezbrania powierzchniowego, zwłaszcza jego części kulminacyjnej. W literaturze [11,48,72] wspomina się, iż obserwacje amerykańskie udowadniają także duży wpływ wielkości zlewni a zwłaszcza czasu koncentracji /okres czasu między kulminacją opadu i odpływu/. Zaleca się, aby jednostkowy czas trwania opadu skutecznego /stanowiący podstawę opracowania hydrogramu jednostkowego/ wynosił od 0,25-0,33 czasu koncentracji spływu ze zlewni najmniejszych, natomiast w zlewniach o powierzchni $F=50 \text{ km}^2$ czas deszczu $t_d=2$ godz. oraz przy $F=250 \text{ km}^2$, $t_d=6 \div 8$ go - dzin. Ponadto na kształt hydrogramów rejestrowanych w przekroju kluczowym dużych zlewni wpływa nierównomierność zadeszczenia. Jeżeli deszcz występuje w pobliżu przekroju kluczowego /K/, wówczas spływ pojawia się prawie natychmiast i posiada wysoką kulminację, natomiast gdy deszcz pada na część zlewni oddaloną od przekroju K, powoduje on powolne i płaskie wezbrania. Stachy [78] stwierdza, że największe przepływy w małych zlewniach wywołane są najczęściej przez opady nawalne /burzowe/, charakteryzujące się krótkim czasem trwania i dużą intensywnością. Obszar objęty opadem nawalnym jest niewielki i odpowiada podstawie chmury Cumulonimbus, która nie przekracza na ogół 50 km^2 . Zagadnienia nierównomierności zadeszczenia zlewni zostały szczegółowo omówione w pracach [13,49,89]. Zdaniem Soczyńskiej [72], nierównomierność zadeszczenia można pominąć w zlewniach $F \leq 1000 \text{ km}^2$, natomiast metodę Shermana zaleca się stosować w zlewniach $F \leq 1500 \text{ km}^2$.

3.2.2. Materiały wyjściowe do opracowania hydrogramu

Do stosowania metody Shermana najcenniejsze są te wyniki pomiarów, które uwzględniają element czasu. Tak więc dla opadów będą to pluwiogramy, a dla odpływów rzeczywiste hydrogramy $Q = f(t)$, a najczęściej limnigramy $H=f(t)$ łącznie z aktualnymi krzywymi konsumcyjnymi $Q=f(h)$. Przy braku takich materiałów zachodzi konieczność wykorzystania obserwacji terminowych,

lecz wówczas końcowe wyniki obliczeń będą tym dokładniejsze, im przedziały czasu między terminami obserwacji będą mniejsze a ponadto przypadną na kulminacje przepływów lub stanów wody. Przed przystąpieniem do obliczeń wezbrań powierzchniowych należy opracować co najmniej kilka hydrogramów jednostkowych i z nich obliczyć średnie. Dębski [11] i Soczyńska [72] zalecają, aby średnie arytmetyczne obliczać po uprzednim przesunięciu kulminacji wszystkich hydrogramów jednostkowych do wspólnego przedziału czasu.

Wstępną czynnością przy konstruowaniu hydrogramu jednostkowego jest oddzielenie od całkowitego wykresu przepływu $Q_c = f(t)$ tej części, którą stanowi odpływ gruntowy $Q_{gr} = f(t)$. Do wykonania tych czynności mogą być pomocne metody opublikowane przez Kicińskiego [20], Dębskiego [13] i Lambora [48, 49]. Zaleca się aby oddzielać tylko tę część fali wezbrania powierzchniowego, która faktycznie jest wynikiem rozpatrywanego opadu skutecznego [48]. W celu omówienia tego zagadnienia, autor opracował schemat hydrogramu /rys. 7/, na którym wydzielono



- Q_c przepływ całkowity w przekroju kluczowym zlewni
- Q_p przepływ powierzchniowy
- Q_p' przepływ powierzchniowy z minionego deszczu
- Q_p'' przepływ powierzchniowy z obecnego deszczu
- Q_z przepływ podstawowy
- Q_{gr} przepływ gruntowy
- Q_0 przepływ na początku wezbrania
- Q_k przepływ na końcu wezbrania

Rys. 7 Schemat hydrogramu z podziałem na przepływy cząstkowe

przepływy cząstkowe o zróżnicowanej genezie. Linie podziału poprowadzono tak, aby się nie przecinały i nie były punktowo styczne w przedziale czasu A' B'. Jak wiadomo, po deszczu skutecznym następują zmiany wielkości całkowitego przepływu Q_C w czasie t. Pomierzony przepływ całkowity Q_C mogą stanowić w przedziale A' B' przepływy cząstkowe o następującej genezie:

$$Q_C = Q_{gr} + Q'_p + Q''_p = Q_{gr} + Q_p \quad (15)$$

$$Q_C = Q_{gr} + Q''_p \quad (16)$$

$$Q_C = Q''_p \quad (17)$$

Ponadto, gdy zaistniały opad nie powoduje spływów powierzchniowych, a tylko wzrost odpływów gruntowych poza punktem B', wówczas Q_C mogą stanowić:

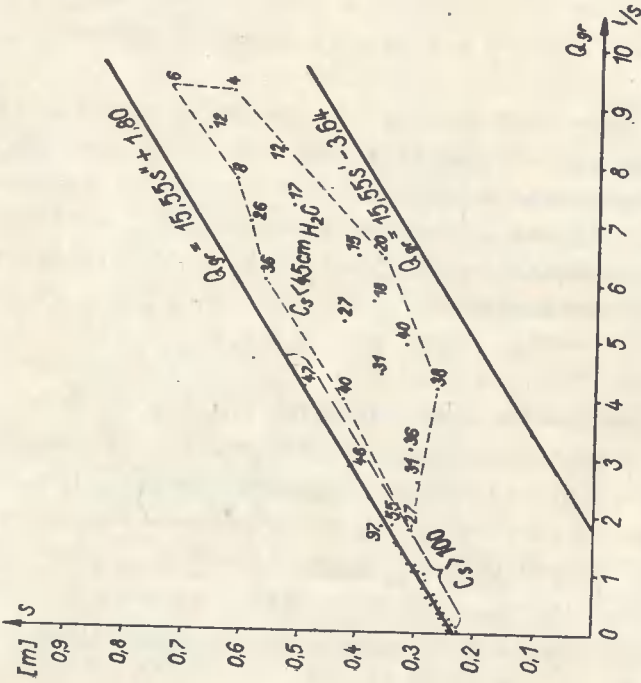
$$Q_{gr} + Q'_p = Q_q \text{ lub } Q_{gr} \quad (18)$$

Znaczenie poszczególnych składników we wzorach (15-18) podano na rysunku 7. Linie podziału /AB/ między Q'_p oraz Q''_p można często poprowadzić według charakterystycznych załamania hydrogramu. Dla oddzielenia przepływu gruntowego Q_{gr} wyznaczona została przez autora zależność $Q_{gr} = f(s)$, którą przedstawiono na rysunku 8. Równanie prostej:

$$Q_{gr} = 15,55 \cdot s' - 3,64 \quad (19)$$

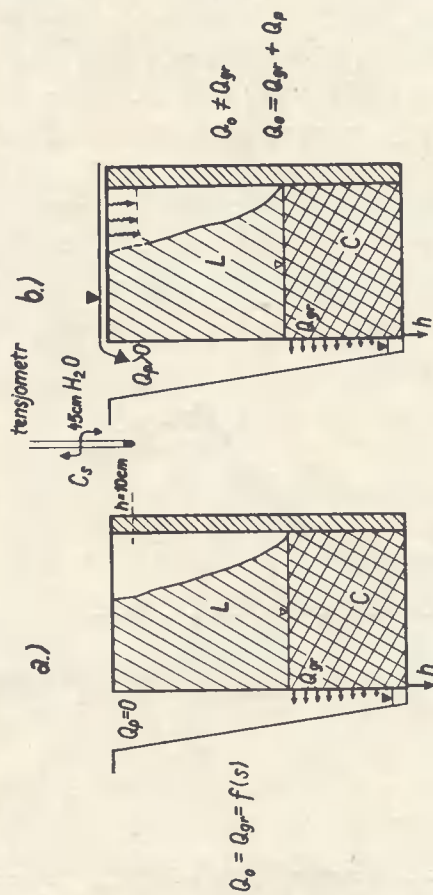
zostało wyprowadzone z uwzględnieniem różnicy s' rzędnych zwierciadeł wody w reprezentatywnej studzience b_{2-5} i rowie b_{2-k} /rys. 5/. Zdarzały się jednak przypadki zaniku wody w b_{2-k} , co utrudniało wyznaczenie s' mimo, że urządzenie pomiarowe [38] rejestrowało przepływy Q_p ; Q_{gr} pochodzące z przyległej do niego zlewni, jak również Q_{gr} z górnych części zlewni. Po dokładnej analizie stwierdzono, że w tych przypadkach hydroizohipsy zmieniły kierunek, nie reagując na istnienie rowów. Dlatego pożądane było wyznaczenie drugiej zależności:

$$Q_{gr} = 15,55 \cdot s'' + 1,80 \quad (20)$$



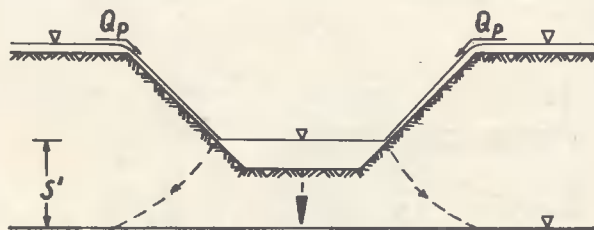
s' - różnica rzędnych zw. wody w studzience $b_{s'}$ i rowie b_{s-k}
 s'' - różnica rzędnych zw. wody w studzience $b_{s''}$ i na poniżej urządzenia [36].

Rys. 8 Zależność odpływu gruntowego od wielkości S , przy ciśnieniu ssącym $C_s > 45 \text{ cm H}_2\text{O}$



Rys. 9 Schemat ścisłości związku $Q = f(s, s')$ w zależności od wielkości ciśnienia ssącego C_s

w której: S'' jest różnicą rzędnych zwierciadeł wody w studzien-
 ce b_{2-5} i na górnym stanowisku /ponurze/ urządzenia pomiarowego
 [38]. Powyższe zależności powstały w wyniku analizy odpowied-
 nych wielkości liczbowych uzyskanych z pomiarów na obiekcie do-
 świadczalnym polderu Załom. Punkty układały się według linii
 prostych (19 i 20) tylko wówczas, gdy na tensjometrach [80] za-
 głębionych 10 cm od powierzchni terenu ciśnienie ssące było $C_s >$
 $45 \text{ cm H}_2\text{O}$ i przepływ całkowity $/Q_c/$ był pochodzenia gruntowego
 $/Q_{gr}/$. Natomiast kiedy w skład Q_c wchodził przepływ ze spły-
 wów powierzchniowych $/Q_p/$, wówczas obserwowano $C_s < 45 \text{ cm H}_2\text{O}$ i
 znaczny wzrost przepływów nie skorelowanych liczbowo z wielkoś-
 ciami S , C_s . Na rysunku 8 rozrzut punktów pokazano przykłado-
 wo dla jednej prostej. Przy znanych wielkościach S' , S'' moż-
 na więc wyznaczyć analitycznie z zależności (19), (20) lub gra-
 ficznie z rysunku 8 odpowiadające im wielkości przepływów grun-
 towych Q_{gr} , które są potrzebne do wyznaczenia spływów powierz-
 chniowych $Q_p = Q_c - Q_{gr}$. Omówione wyżej dwa przypadki zobrazowano
 na rysunku 9, natomiast na rysunku 10 przypadek trzeci, który



Rys. 10 Schemat strata wody ze spływów Q_p na infiltrację wody z kanału.

jest możliwy po opadzie skutecznym, gdy różnica zwierciadeł wo-
 dy w $b_{2-5} - b_{2-k} = - S'$ co powoduje straty wody ze spływów, w
 wyniku infiltracji jej wzdłuż obwodu zwilżonego kanałów,

3.2.3. Konstruowanie hydrogramu jednostkowego z wezbrań po epizodycznym opadzie

Opracowanie hydrogramu jednostkowego nie sprawia trudności, gdy w serii obserwacyjnej są opady $I = \text{const}$ trwające przez przyjętą jednostkę czasu i powodujące odpływ $V \geq 1$ cal [72]. Po oddzieleniu przepływu pochodzącego ze spływu, należy podzielić go na przedziały o szerokości równej I lub wielokrotnie mniejszej / długości czasu trwania opadu t_d . Dla wyznaczonych w ten sposób przedziałów, należy określić przepływy średnie w l/s a najlepiej w jednostkach bezwymiarowych lub w procentach całego spływu V .

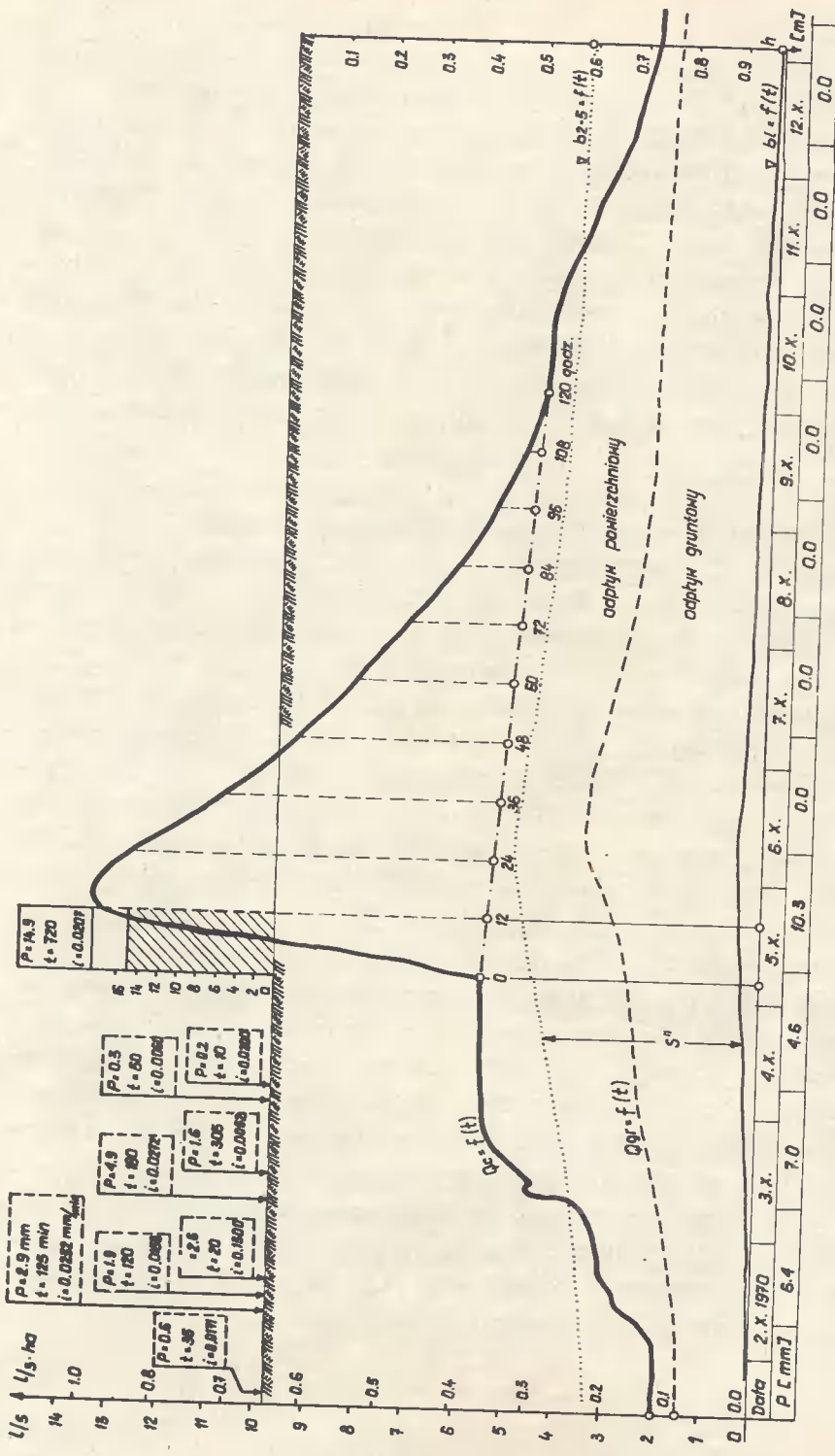
3.2.4. Konstruowanie hydrogramu z wezbrań po opadzie

o czasie trwania różnym niż przyjęta jednostka czasu

W pracy zamieszczono obliczenia tylko dla dwóch wezbrań spośród licznych, które zarejestrowano na obszarze doświadczalnym polderu Załom. Pierwsza fala wezbrania /rys. 11/ została spowodowana pojedynczym opadem $P=14,9$ mm/ trwającym 12 godzin, który wystąpił 5.10.1970 r. W tablicy 11 przedstawiono wyniki obliczeń rzędnych fali jednostkowej /RHJ/ w przedziałach 2-godzinnych. Rzędne fali 12-godzinnej /kol.7/wskazują ile procent sumy przepływu z danej fali wezbrania powierzchniowego stanowi pomierzony przepływ w przedziale 2-godzinnym /kol. 5/. W celu otrzymania większej dokładności przy praktycznym zastosowaniu metody Shermana do obliczania wezbrań, przyjęto podstawową jednostkę czasu 6 godzin, ponieważ jest ona najkrótszym odstępem czasu między pomiarami opadów ombrometrem na stacjach synoptycznych [62,72]. W tej sytuacji zaistniała konieczność dokonania transformacji fali 12-godzinnej na 6-godzinną, gdyż tylko wówczas można obliczać średnie rzędne z wielu hydrogramów, kiedy posiadają one identyczny czas jednostkowy.

Powyższą transformację przeprowadzono w tablicy 11 /kol.8-12/ metodą S czyli krzywą sumową [72]. Krzywa sumowa /S/ powstaje w wyniku sumowania przepływów Q na zasadzie superpozycji, co można wyrazić wzorami:

$$S_0 = RHJ_0 \quad (21)$$



Rys.11 Hydrogram odpływu z oddzieloną falą wezbrania powierzchniowego po 12-godzinym opadzie.

Tablica 11

Obliczenia rzędnych fali jednostkowej 12-godzinnej i transformacja jej metodą S na falę 6-godzinną

Data	Godzina	Przepływ pomierzony l/s			Godziny od początku spływu powierzchniow.	Rzędne fali jednostkowej %	Rzędne krzywej S %	Przesunięcie krzywej S %	Różnica %	Rzędne (%) fali	
		całkowity	podstawowy	powierzchniowy						obliczone 12h-kol.10	wyrównane
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
	6	6,5	5,6	0,9	2	0,46	0,46		0,46	0,92	0,92
	8	7,5	5,6	1,9	4	0,97	0,97		0,97	1,94	1,94
	10	9,3	5,6	3,7	6	1,90	1,90	0,00	1,90	3,80	3,80
	12	11,0	5,5	5,5	8	2,82	2,82	0,46	2,36	4,72	4,72
	14	13,0	5,5	7,5	10	3,84	3,84	0,97	2,87	5,74	5,74
	16	13,3	5,5	7,8	12	4,00	4,00	1,90	2,10	4,20	5,50
	18	13,5	5,4	8,1	14	4,15	4,61	2,82	1,79	3,58	5,25
	20	13,5	5,5	8,0	16	4,10	5,07	3,84	1,23	2,46	4,58
	22	13,4	5,5	7,9	18	4,05	5,95	4,00	1,95	3,90	4,00
	24	13,1	5,4	7,7	20	3,95	6,77	4,61	2,16	4,32	3,75
	6.10.1970	2	12,8	5,4	7,4	22	3,79	7,63	5,07	2,56	5,12
4		12,6	5,4	7,2	24	3,69	8,48	5,95	1,74	3,48	5,50
6		12,3	5,4	6,9	26	3,54	9,34	6,77	1,38	2,76	5,50
8		11,9	5,4	6,5	28	3,33	10,20	7,63	0,77	1,54	5,50
10		11,4	5,3	6,1	30	3,23	11,05	8,48	0,49	2,98	5,80
12		11,0	5,3	5,7	32	3,15	11,90	9,34	1,15	3,50	6,20
14		10,8	5,3	5,5	34	2,92	12,75	10,20	2,15	4,30	6,50
16		10,5	5,3	5,2	36	2,82	13,60	11,05	1,33	2,66	6,80
18		10,3	5,3	5,1	38	2,67	14,45	11,90	0,92	1,84	7,10
20		10,3	5,2	5,1	40	2,62	15,30	12,75	0,47	0,94	7,40
22		10,0	5,2	4,8	42	2,46	16,15	13,60	1,13	2,26	7,70
24		9,8	5,2	4,6	44	2,36	17,00	14,45	1,44	2,88	8,00
7.10.1970	2	9,4	5,2	4,2	46	2,26	17,85	15,30	1,79	3,58	8,30
	4	9,2	5,1	4,1	48	2,15	18,70	16,15	1,02	2,04	8,60
	6	9,0	5,1	3,9	50	2,10	19,55	17,00	0,66	1,32	8,90
	8	8,7	5,1	3,6	52	2,00	20,40	17,85	0,21	0,42	9,20
	10	8,7	5,1	3,6	54	1,84	21,25	18,70	0,82	1,64	9,50
	12	8,6	5,1	3,5	56	1,79	22,10	19,55	1,13	2,26	9,80
	14	8,3	5,1	3,2	58	1,64	22,95	20,40	1,44	2,88	10,10
	16	8,2	5,1	3,0	60	1,59	23,80	21,25	1,79	3,58	10,40
	18	8,0	5,1	2,9	62	1,49	24,65	22,10	2,15	4,30	10,70
	20	7,9	5,0	2,9	64	1,49	25,50	22,95	2,56	5,12	11,00
	22	7,6	5,0	2,6	66	1,33	26,35	23,80	3,01	6,00	11,30
	24	7,5	5,0	2,5	68	1,28	27,20	24,65	3,42	6,90	11,60
8.10.1970	2	7,3	5,0	2,3	70	1,18	28,05	25,50	3,84	7,80	11,90
	4	7,1	5,0	2,1	72	1,08	28,90	26,35	4,25	8,70	12,20
	6	7,0	4,9	2,1	74	1,08	29,75	27,20	4,66	9,60	12,50
	8	6,8	4,9	1,9	76	0,97	30,60	28,05	5,07	10,50	12,80
	10	6,7	4,9	1,8	78	0,92	31,45	28,90	5,48	11,40	13,10
	12	6,5	4,9	1,6	80	0,82	32,30	29,75	5,89	12,30	13,40
	14	6,3	4,9	1,4	82	0,72	33,15	30,60	6,30	13,20	13,70
	16	6,2	4,9	1,3	84	0,67	34,00	31,45	6,71	14,10	14,00
	18	6,1	4,8	1,3	86	0,67	34,85	32,30	7,12	15,00	14,30
	20	5,9	4,8	1,1	88	0,56	35,70	33,15	7,53	15,90	14,60
	22	5,8	4,8	1,0	90	0,51	36,55	34,00	7,94	16,80	14,90
	24	5,7	4,8	0,9	92	0,46	37,40	34,85	8,35	17,70	15,20
9.10.1970	2	5,6	4,8	0,8	94	0,41	38,25	35,70	8,76	18,60	15,50
	4	5,5	4,8	0,7	96	0,36	39,10	36,55	9,17	19,50	15,80
	6	5,4	4,7	0,7	98	0,36	40,00	37,40	9,58	20,40	16,10
	8	5,3	4,7	0,6	100	0,31	40,85	38,25	10,00	21,30	16,40
	10	5,2	4,7	0,5	102	0,26	41,70	39,10	10,41	22,20	16,70
	12	5,1	4,7	0,4	104	0,20	42,55	40,00	10,82	23,10	17,00
	14	5,0	4,7	0,3	106	0,15	43,40	40,85	11,23	24,00	17,30
	16	5,0	4,7	0,3	108	0,15	44,25	41,70	11,64	24,90	17,60
	18	4,9	4,6	0,3	110	0,15	45,10	42,55	12,05	25,80	17,90
	20	4,8	4,6	0,2	112	0,10	45,95	43,40	12,46	26,70	18,20
	22	4,7	4,6	0,1	114	0,05	46,80	44,25	12,87	27,60	18,50
	24	4,7	4,6	0,1	116	0,05	47,65	45,10	13,28	28,50	18,80
10.10.1970	2	4,6	4,5	0,1	118	0,05	48,50	46,00	13,69	29,40	19,10
	4	4,5	4,5	0,0	120	0,00	49,35	46,85	14,10	30,30	19,40
		504,5	309,4	195,1		100,00				100,00	

$$S_{12} = RHJ_{12} + RHJ_0 = RHJ_{12} + S_0 \quad (22)$$

$$S_{24} = RHJ_{24} + RHJ_{12} + RHJ_0 = RHJ_{24} + S_{12} \quad (23)$$

$$S_{36} = RHJ_{36} + RHJ_{24} + RHJ_{12} + RHJ_0 = RHJ_{36} + S_{24} \quad (24)$$

$$S_{48} = RHJ_{48} + RHJ_{36} + RHJ_{24} + RHJ_{12} + RHJ_0 = RHJ_{48} + S_{36} \quad (25)$$

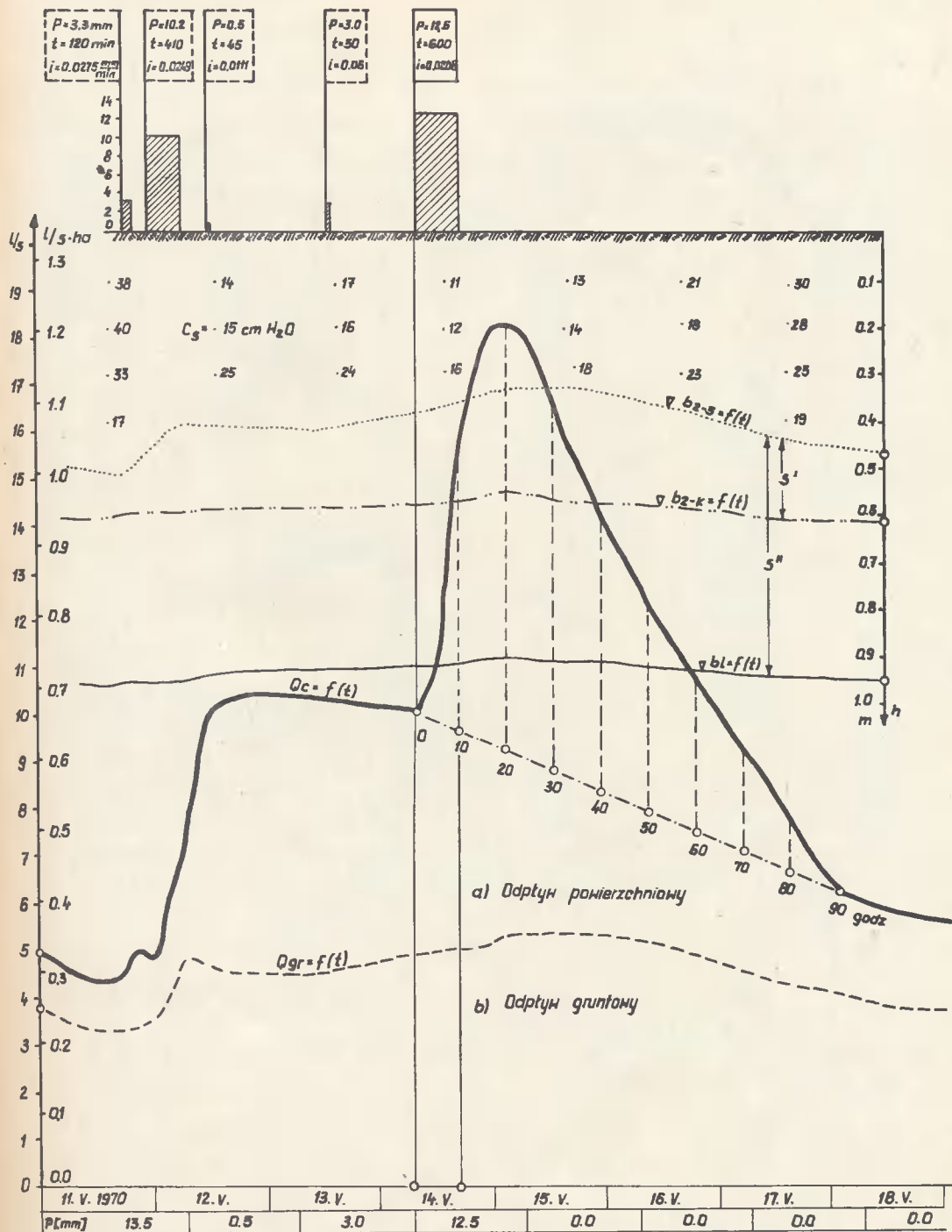
.....

Indeksy liczbowe przy rzędnych hydrogramu /fali/ jednostkowego /RHJ/ oraz krzywej S, wskazują ile godzin upłynęło od początku spływu. W tabelicy 11 rzędne krzywej S obliczono w kolumnie 8, natomiast w kolumnie 9 przesunięto te same rzędne o 6 godzin. Następnie obliczono /kol. 10/ różnice między wyjściową krzywą S /kol. 8/ a przesuniętą /kol. 9/, które pomnożone przez stosunek czasów $t_{12}:t_6=2$ stanowią obliczone /kol. 11/ rzędne 6-godzinnej fali jednostkowej. Te ostatnie, po graficznym wyrównaniu są właściwymi rzędnymi 6-godzinnego hydrogramu jednostkowego /kol. 12/.

Druga fala wezbrania ze spływu powierzchniowego /rys. 12/ powstała po pojedynczym 10-godzinnym opadzie $P=12,5$ mm. Obliczenia rzędnych 10-godzinnego hydrogramu jednostkowego /rozdzielczego/ i transformację jego na 6-godzinny przedstawiono w tabelicy 12.

3.2.5. Konstruowanie hydrogramu metodą podziału fali wezbrania

W praktyce może się zdarzyć, że w krótkim ciągu obserwacyjnym nie ma wezbrań powstałych po pojedynczych opadach /jakie omówiono w punktach 3.2.3. i 3.2.4./, wówczas hydrogram jednostkowy można wyznaczyć również z fali złożonej, wywołanej deszczami o czasie trwania obejmującym kilka przyjętych jednostek czasu. Graficzno-analityczną metodę podziału złożonej fali wezbrania opracował Sherman, a w Polsce publikowali ją Dębski [11] i Lambor [48]. Ponieważ do prac tych zakradła się prawdopodobnie pomyłka drukarska, dlatego

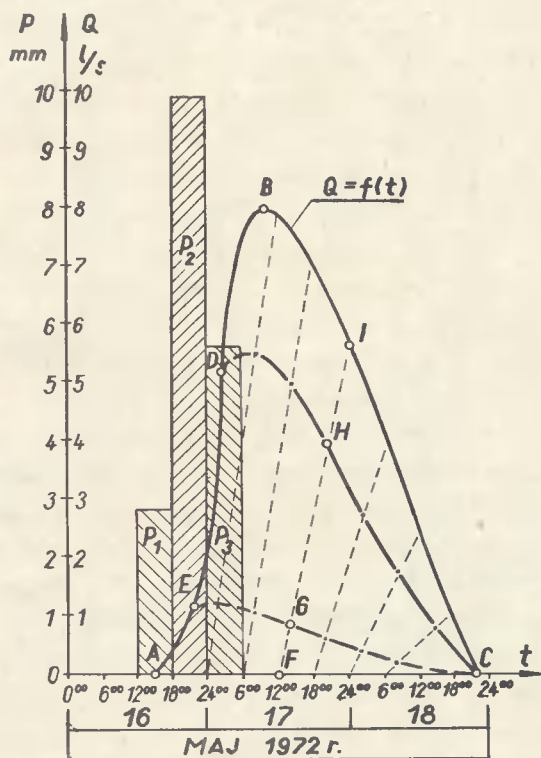


Rys.12 Hydrogram odptywu z oddzielną falą wezbrania powierzchniowego po 10-godzinym opadzie.

Tablica 12

Obliczenia rzędnych fali jednostkowej 10-godzinnej i transformacja jej metodą S na falę 6-godzinna

Data	Godzina	Przepływ pomierzony l/s			Godziny od początku spływu powierzchni.	Rzędne fali jednostkowej %	Rzędna krzywej S %	Przesunięcie krzywej S %	Różnica %	Rzędne (%) fali 6-godzinnej	
		całkowity	podstawowy	powierzchniowy						obliczone 10h	wyrównane kol. 10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
14.05.1970	8	10,1	10,1	0,0	0	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
	10	10,3	10,0	0,3	2	0,15	0,15		0,15	0,25	0,25
	12	10,8	9,9	0,9	4	0,45	0,45		0,45	0,75	0,75
	14	12,3	9,8	2,5	6	1,25	1,25		1,25	2,09	2,09
	16	14,0	9,7	4,3	8	2,14	2,14	0,00	0,15	3,32	4,58
	18	16,0	9,6	6,4	10	3,19	3,19	0,45	2,74	4,58	5,32
	20	17,0	9,5	7,5	12	3,74	3,69	1,25	2,64	4,41	5,20
	22	17,9	9,5	8,4	14	4,18	4,63	2,14	2,49	4,16	5,40
	24	18,2	9,4	8,8	16	4,38	5,63	3,19	2,44	4,07	5,10
	15.05.1970	2	18,3	9,3	9,0	18	4,48	6,62	3,69	2,73	4,56
4		18,3	9,2	9,1	20	4,53	7,72	4,63	3,09	5,16	4,60
6		18,2	9,1	9,1	22	4,53	8,42	5,63	2,79	4,66	4,30
8		18,1	9,0	9,1	24	4,53	9,16	6,62	2,54	4,24	4,15
10		17,6	9,0	8,6	26	4,28	9,91	7,72	2,19	3,66	4,00
12		17,1	8,9	8,2	28	4,08	10,70	8,42	2,28	3,61	4,00
14		16,6	8,8	7,8	30	3,87	11,60	9,16	2,44	3,61	3,55
16		16,0	8,7	7,3	32	3,63	12,05	9,91	2,14	3,57	3,35
18		15,7	8,6	7,1	34	3,54	12,70	10,70	2,00	3,54	3,20
20		15,2	8,5	6,7	36	3,34	13,25	11,60	1,65	2,75	3,00
16.05.1970	2	14,6	8,5	6,1	38	3,04	13,74	12,05	1,69	2,82	2,90
	4	14,3	8,4	5,9	40	2,94	14,54	12,70	1,64	3,07	2,75
	6	13,8	8,3	5,5	42	2,74	14,79	13,25	1,54	2,97	2,60
	8	13,5	8,2	5,3	44	2,64	15,34	13,74	1,60	2,67	2,40
	10	13,1	8,1	5,0	46	2,49	15,74	14,54	1,20	2,00	2,30
	12	12,7	8,0	4,7	48	2,34	16,08	14,79	1,29	2,15	2,11
	14	12,5	7,9	4,6	50	2,29	16,83	15,34	1,49	2,49	1,90
	16	12,0	7,8	4,2	52	2,09	16,88	15,74	1,14	1,90	1,80
	18	11,6	7,7	3,8	54	1,94	17,28	16,08	1,20	2,00	1,70
	20	11,4	7,6	3,8	56	1,89	17,63	16,83	0,80	1,34	1,60
17.05.1970	2	11,7	7,6	4,1	58	1,84	18,12	16,88	1,24	2,07	1,45
	4	10,8	7,5	3,3	60	1,64	18,47	17,28	1,19	1,99	1,30
	6	10,5	7,4	3,1	62	1,54	18,42	17,63	0,73	1,32	1,25
	8	10,2	7,3	2,9	64	1,44	18,72	18,12	0,60	1,00	1,15
	10	9,9	7,2	2,7	66	1,34	18,97	18,47	0,50	0,83	1,05
	12	9,7	7,2	2,5	68	1,25	19,37	18,42	0,95	1,59	0,95
	14	9,3	7,1	2,2	70	1,10	19,57	18,72	0,85	1,42	0,80
	16	9,0	7,0	2,0	72	1,00	19,42	18,97	0,45	0,75	0,75
	18	8,6	6,9	1,7	74	0,85	19,57	19,37	0,20	0,33	0,70
	20	8,5	6,8	1,5	76	0,75	19,72	19,57	0,15	0,25	0,60
18.05.1970	2	8,0	6,7	1,3	78	0,65	20,02	19,42	0,60	0,92	0,45
	4	7,7	6,6	1,1	80	0,55	20,12	19,57	0,55	0,92	0,40
	6	7,4	6,5	0,9	82	0,45	19,87	19,72	0,15	0,25	0,40
	8	7,1	6,4	0,7	84	0,35	19,92	20,02	-0,10	-0,17	0,35
	10	6,8	6,4	0,4	86	0,20	19,92	20,12	-0,20	-0,33	0,30
	12	6,6	6,3	0,3	88	0,15	20,17	19,87	0,30	0,50	0,15
24	6,2	6,2	0,0	90	0,00	20,12	19,92	0,20	0,33	0,00	
		575,0	374,2	200,8		100,00					100,00



Rys.13 Podział złożonej fali wezbrania na trzy fale jednostkowe



poniżej podano tok postępowania, w zakresie niezbędnym do wyjaśnienia istoty tej metody. Na podstawie pomiarów hydrometrycznych wykonanych na polderze Załom wyznaczono złożoną falę wezbrania powierzchniowego $Q=f(t)$. Fala ta /rys. 13/ przechodzi przez punkty AEDBIC i posiada kulminację w punkcie B dnia 17.05.1972 r. o godzinie 11⁰⁰. Uformowana ona została pod wpływem deszczu trwającego przez 3 kolejne przedziały 6-godzinne. Dnia 16.05.1972 r. w godzinach od 12⁰⁰ - 18⁰⁰ $P_1=2,8$ mm, a od 18⁰⁰ - 24⁰⁰ $P_2=9,9$ mm, natomiast 17.05.1972 r. od 0⁰⁰ - 6⁰⁰ $P_3=5,6$ mm. Całkowitą objętość spływu powierzchniowego obrazuje powierzchnia zawarta między krzywą $Q=f(t)$ i osią czasu t . Powierzchnię tę podzielono na 3 części przynależne do każdego 6-godzinnego opadu wychodząc z założenia, że spływ z deszczu P_3 rozpoczyna się później o dwie jednostki czasu /2·6h=12h/ niż spływ z P_1 . Stosując tę zasadę poprowadzono odcinki /np. FI/ w taki sposób /rys.13/, aby odległość między punktem F a rzutem punktu I na oś t , stanowiła dwie przyjęte jednostki czasu, czyli 12 godzin. Wszystkie wykreślone w ten sposób odcinki podzielono na 3 części o długości proporcjonalnej do wysokości opadów 6-godzinnych. W prezentowanym tu przykładzie kolejne opady w stosunku do sumy / $P=18,3$ mm/ stanowiły następujące procenty: 15,3;54,1;30,6, według których wyznaczono punkty pośrednie GH dzielące odcinki FI na 3 części. Przez te punkty poprowadzono krzywe EGC oraz DHC, które podzieliły falę na 3 pola. Pole AEGCF obrazuje objętość spływu z deszczu P_1 , pole EDHCG z deszczu P_2 oraz pole DBICH z deszczu P_3 . Na rys.14 odniesiono rzędne powyższych hydrogramów do poziomej podstawy a następnie połączono je liniami. Kształt hydrogramu jednostkowego $Q_1=f(t)$ oczywiście pozostał taki sam, jak na rys. 13. Kulminacja jego przypadła 17.05.1972 r. o godzinie 2⁰⁰. Pozostałe 2 hydrogramy zmieniły znacznie swe kształty, chociaż kulminacje ich przypadły również w tym samym dniu, przy czym $Q_2=f(t)$ kulminował o godz. 9⁰⁰, natomiast $Q_3=f(t)$ o godzinie 14⁰⁰. Częstkowe pola hydrogramów /rys. 14/ wyznaczyły prostopadłe do osi t , wystawione w 6-godzinnych odstępach. W tych cząstkowych przedziałach wyznaczono przepływy średnie /tab. 13/ oddzielnie dla każdego hydrogramu jednostkowego. W tablicy 14

Tablica 13

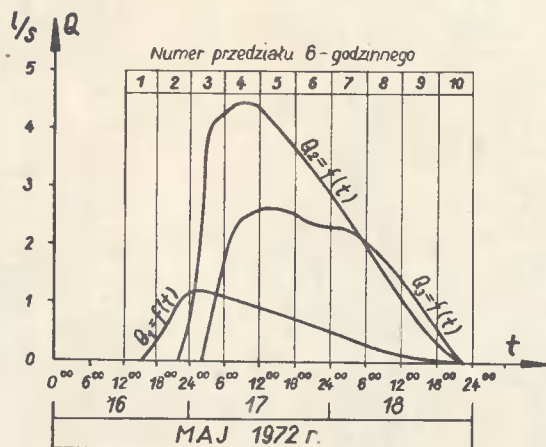
Średnie przepływy w przedziałach 6-godzinnych

Numer przedziału 6-godzinnego	Średnie przepływy (l/s) hydrogramów		
	Q_1	Q_2	Q_3
1	2	3	4
1	0,075	0,000	0,000
2	0,842	0,083	0,000
3	1,185	2,850	0,496
4	1,012	4,455	2,350
5	0,826	4,002	2,653
6	0,635	3,350	2,417
7	0,420	2,400	2,252
8	0,218	1,650	1,750
9	0,105	0,750	1,400
10	0,085	0,218	0,117
Suma	5,403	19,758	13,135

Tablica 14

Obliczenia rzędnych hydrogramu jednostkowego metodą
graficzno - analityczną

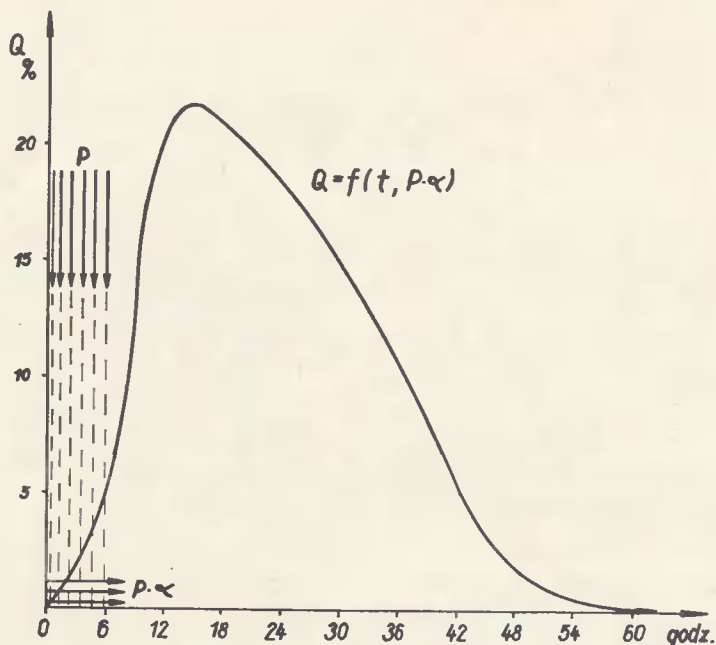
Numer przedziału 6-godzinnego	Średnie przepływy (l/s) hydrogramów o kulminacjach przesuniętych do jednego przedziału			Suma	
	Q_1	Q_2	Q_3	l/s	%
1	2	3	4	5	6
1	0,075	0,083	0,496	0,654	1,71
2	0,842	2,850	2,350	6,042	15,78
3	1,185	4,455	2,653	8,293	21,66
4	1,012	4,002	2,417	7,431	19,40
5	0,826	3,350	2,252	6,428	16,79
6	0,635	2,400	1,750	4,785	12,49
7	0,420	1,650	1,100	3,170	8,28
8	0,218	0,750	0,117	1,085	2,83
9	0,105	0,218	-	0,323	0,84
10	0,085	-	-	0,085	0,22
Suma	5,403	19,758	13,135	38,296	100,00



Rys.14 Hydrogramy jednostkowe sprowadzone do wspólnego poziomu odniesienia.

/kol. 2-4/ przesunięto wartości liczbowe rzędnych w ten sposób, aby kulminacje znalazły się w tym samym przedziale czasu. W kolumnie 5 /tab. 14/ obliczono sumaryczne przepływy w l/s, które następnie przekształcono na procenty odpływu /kol. 6/. Te ostatnie stanowią rzędne wypośredkowanego 6-godzinnego hydrogramu jednostkowego /rozdzielczego/. Rysunek 15 ilustruje ostateczny kształt tego hydrogramu, którym można rozdzielić opad skuteczny na różne przedziały czasu, podczas obliczania fali wezbrań spływu.

W podsumowaniu zagadnień konstruowania hydrogramu jednostkowego należy stwierdzić, że istnieją również inne sposoby ustalania hydrogramu ze złożonej fali wezbrania. Do nich zaliczyć można metodę kolejnych przybliżeń Collinsa. Jeden przykład obliczeń amerykańskich cytowano w polskiej literaturze [71,72]. Autor podejmował próby obliczeń hydrogramu metodą Collinsa dla 15 przypadków wezbrań i dla każdego z nich wykonał 6-32 kolejnych przybliżeń, jednak końcowe rezultaty nie były zadowalające. Ponieważ w niniejszej pracy rzędne hydrogramów zostały wy-



Rys. 15 Hydrogram jednostkowy złożonej fali wezbrania

znaczone poprzednio prezentowanymi metodami dla 16 przypadków przy różnych α , P , zatem istniały podstawy do obliczania uśrednionego hydrogramu jednostkowego dla obiektu doświadczalnego na polderze Załom. Soczyńska [71,72] zaleca, aby hydrogram średni został wyznaczony z kilku do kilkunastu pojedynczych hydrogramów /np. 14/ po uprzednim sprowadzeniu ich kulminacji do wspólnego przedziału. W tablicy 15 zestawiono rzędne 16 hydrogramów jednostkowych spływu, które zbadano w latach 1968 - 1974 na obiekcie doświadczalnym w Załomiu. Średnie arytmetyczne z tych rzędnych obliczono z zachowaniem chronologii / β'_{sr} , wiersz 17/ oraz po uprzednim przesunięciu kulminacji do wspólnego /kol. 7/ przedziału czasu / β''_{sr} , wiersz 18/. W tym ostatnim sposobie obliczeń współczynnika β''_{sr} , aby otrzymać 120 godzinny czas przepływu dla uśrednionego hydrogramu jednostkowego oraz sumę jego rzędnych 100%, te liczby

Procentowy wpływ powierzchniowy w przedziałach 6 i 24 godzinnych

Tablica 15

Lp	Początek 5- godz. opadu	Współczynnik	Współczynniki $(\beta = \frac{Q_p}{Q_p})$ na przedziały czasu liczone od początku deszczu																								Suma 0-120 godz.	
			0-6	6-12	12-18	18-24	24-30	30-36	36-42	42-48	48-54	54-60	60-66	66-72	72-78	78-84	84-90	90-96	96-102	102-108	108-114	114-120	26	27	28			
1	16.07. 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	3,61	3,15	17,06	3,05	2,84	2,62	2,37	10,88	2,31	2,05	1,96	1,84	8,16	100
2	29.08. 1969	0,724	9,44	12,79	15,79	13,68	51,90	10,74	9,16	7,19	5,21	32,3	3,63	3,04	2,21	1,70	10,58	1,30	1,03	0,75	0,67	3,79	0,59	0,36	0,28	0,20	1,43	100
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	3,45	2,55	15,70	1,80	1,20	0,45	0,00	3,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100
4	25.05. 1970	0,615	3,00	8,22	11,86	9,82	32,60	8,13	6,38	5,64	5,61	25,76	4,88	4,87	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
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	3,66	3,46	16,52	4,40	3,28	3,18	3,14	14,00	2,93	2,45	0,74	0,21	6,13	100
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	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
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	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
8	1.08. 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	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
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	8,44	0,22	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
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	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
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	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
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	4,74	3,30	20,06	2,10	1,69	1,45	1,31	6,75	0,87	0,63	0,31	0,22	2,03	100
13	24.07. 1973	0,783	2,32	4,43	8,96	8,66	24,57	7,12	7,63	7,21	6,75	28,71	6,43	6,10	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
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	2,48	1,66	11,10	1,38	0,44	0,00	0,00	1,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100
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	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
16	3.06. 1974	0,063	0,00	0,49	1,16	10,60	30,25	6,47	7,26	7,14	7,14	28,01	7,14	7,14	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
17	β_{ar}	0,432	2,06	8,50	11,85	12,13	34,54	10,97	9,30	7,84	6,32	34,83	5,29	4,60	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
18	β_{max}		1,21	4,84	10,71	13,93	30,69	11,95	9,79	8,12	6,89	36,55	5,63	4,81	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

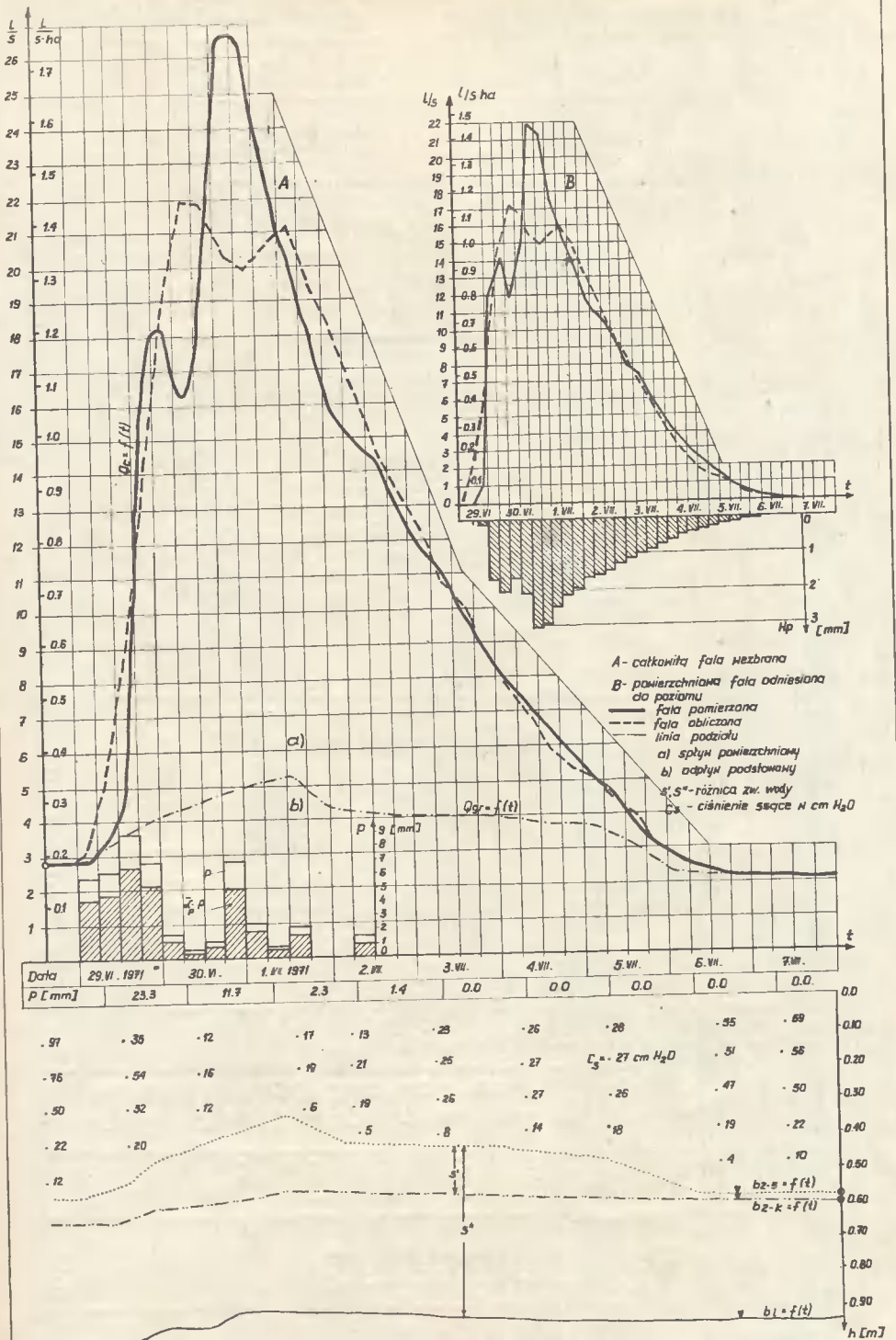
Uwaga: β średnie arytmetyczne w poszczególnych kolumnach

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

/niewielkie/, które w wyniku przesunięcia wyszły z przedziału 0-120 godzin, należało odpowiednio uwzględnić w rozpatrywanym przedziale. Należy wspomnieć, iż powyższe pojedyncze hydrogramy wyznaczano przy różnych wartościach liczbowych $\alpha=0,063-0,897$ /kol. 3/ co wskazuje, że rozpatrywano w okresie badań różne stany wolnej retencji gruntowej, wielkości strat itp.

3.2.6. Obliczanie fali wezbrań powierzchniowych metodą Shermana przy zastosowaniu stałego i chwilowego współczynnika spływu

Mając wyznaczony hydrogram jednostkowy przystąpiono do obliczenia fali wezbrania metodą Shermana. W pracy zamieszczono bardziej skomplikowany przypadek obliczeń, dotyczący złożonej fali wezbrania powierzchniowego, która uformowała się w wyniku dość intensywnego i długotrwałego deszczu. Na rysunku 16A przedstawiono wyniki badań autora na polderze Załom, dotyczące przebiegu odpływów, opadów, stanów /h/i różnicy stanów wody /S', S"/ oraz ciśnienia ssącego /C_s/ w profilu gruntowym. Z pomierzonej fali całkowitego wezbrania $Q_c = f(t)$ oddzielono /wg zależności na rys. 8/ tzw. odpływ podstawowy, którym był w tym przypadku odpływ gruntowy $Q_{gr} = f(t)$, gdyż tylko taki trwał przed 29.06.1971 r. Pozostały z oddzielenia odpływ powierzchniowy odniesiono na rysunku 16B do poziomej podstawy, którą stanowi oś t. Pełny tok obliczeń rzędnych fali wezbrania przedstawiono w tabelicy 16. Po przejściu fali ustalono średni współczynnik spływu powierzchniowego $\alpha = 0,733$ dla rozpatrywanego wezbrania. Następnie każdy 6-godzinny opad z wiersza 3 /tab. 16/ pomnożono przez $\alpha = 0,733$ i otrzymano wysokość opadu skutecznego /wiersz 4, kol. 5-18/. W kolumnie 2 wpisano średnie rzędne hydrogramu /fali/ jednostkowego β'' z tabelicy 15. Częstkowe wezbrania /w mm/ na przykład po opadzie skutecznym 4,25 mm z 29.06.1971 r. od godz. 0⁰⁰ - 6⁰⁰ obliczono mnożąc liczbę 4,25 przez rzędne z kolumny 2, a następnie wyniki podzielono przez 100 i wpisano do kolumny 5. Suma obliczonych rzędnych powinna się równać w przybliżeniu wielkości opadu skutecznego. Dla kolejnych przedziałów czasu tok obliczeń jest identyczny jak wyżej, lecz końcowy wynik działań arytmetycznych należy wpisać do tabelicy 16 z



Rys. 16 Fala wezbrania pomierzona i obliczona metodą Shermana.

Obliczenie rzędnych fali wezbrania metodą Shermana Tablica 16

Rzędne wykresu fali jednostkowej	Opad	α = const												Przepływ pomierzony 1/s		całkowite wity								
		29.06.1971		30.06.1971		1.07.1971		2.07.1971		Obliczony odpływ powierzchniowy		mm	1/s	powierz.	podst.									
Godz. od początku deszczu	Data	0-6	6-12	12-18	18-24	0-6	6-12	12-18	18-24	0-6	6-12					12-18	18-24	0-6	6-12	12-18	18-24	20	21	22
1		5,8	6,2	9,0	7,0	1,6	0,5	1,2	6,8	2,5	0,7	2,3	0,0	0,0	1,4									
0-6	29.06.	4,25	4,54	6,60	5,13	1,17	0,37	0,88	4,98	1,93	0,51	1,69	0,0	0,0	1,03									
6-12		0,05	0,06																					
12-18		0,21	0,22																					
18-24		0,45	0,49	0,08																				
24-30	30.06.	0,59	0,63	0,71	0,06																			
30-36		0,51	0,53	0,71	0,25	0,01																		
36-42		0,42	0,54	0,92	0,55	0,06																		
42-48		0,34	0,44	0,79	0,71	0,13	0,02	0,01																
48-54	1.07.	0,28	0,37	0,65	0,61	0,16	0,04	0,04	0,24	0,02														
54-60		0,24	0,30	0,54	0,50	0,14	0,05	0,09	0,53	0,09	0,01													
60-66		0,20	0,26	0,44	0,42	0,11	0,04	0,12	0,49	0,22	0,07	0,18												
66-72		0,18	0,22	0,37	0,34	0,09	0,04	0,11	0,59	0,25	0,06	0,23	0,00	0,00										
72-78	2.07.	0,15	0,19	0,32	0,29	0,08	0,03	0,09	0,49	0,22	0,07	0,18	0,00	0,00										
78-84		0,14	0,16	0,26	0,25	0,07	0,02	0,07	0,40	0,18	0,06	0,20	0,00	0,00										
84-90		0,12	0,15	0,23	0,22	0,06	0,02	0,06	0,33	0,15	0,05	0,17	0,00	0,00										
90-96		0,10	0,12	0,21	0,18	0,05	0,02	0,05	0,28	0,12	0,04	0,17	0,00	0,00										
96-102	3.07.	0,08	0,10	0,18	0,16	0,04	0,02	0,04	0,24	0,10	0,03	0,14	0,00	0,00										
102-108		0,07	0,09	0,15	0,14	0,04	0,01	0,04	0,21	0,09	0,03	0,11	0,00	0,00										
108-114		0,05	0,07	0,12	0,12	0,03	0,01	0,03	0,18	0,08	0,02	0,09	0,00	0,00										
114-120		0,04	0,06	0,10	0,10	0,03	0,01	0,02	0,16	0,07	0,03	0,06	0,00	0,00										
	4.07.	0,03	0,03	0,06	0,05	0,02	0,01	0,02	0,14	0,06	0,02	0,07	0,00	0,00										
				0,05	0,05	0,01	0,01	0,02	0,11	0,05	0,02	0,06	0,00	0,00										
				0,04	0,04	0,01	0,01	0,01	0,09	0,04	0,01	0,06	0,00	0,00										
	5.07.			0,01	0,01	0,00		0,01	0,05	0,03	0,01	0,05	0,00	0,00										
									0,07	0,03	0,01	0,04	0,00	0,00										
									0,05	0,02	0,01	0,03	0,00	0,00										
	6.07.							0,01	0,04	0,02	0,01	0,03	0,00	0,00										
									0,04	0,01	0,00	0,02	0,00	0,00										
									0,04	0,02	0,01	0,03	0,00	0,00										
									0,04	0,01	0,00	0,02	0,00	0,00										
	7.07.								0,04	0,01	0,00	0,02	0,00	0,00										
									0,04	0,01	0,00	0,02	0,00	0,00										
100,00		4,24	4,54	6,60	5,13	1,17	0,37	0,88	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 wzgl. kol. 21 +0,16%

odpowiednim przesunięciem czasowym, przez co liczby w kolumnach 5-18 tworzą charakterystyczny układ schodkowy. Aby obliczyć rzędne /w mm/ całej złożonej fali wezbrania powierzchniowego, należy zsumować liczby w poszczególnych wierszach kolumn 5 - 18 i wpisać do kolumny 19. W kolumnie 20 obliczony odpływ powierzchniowy wyrażono w l/s dla porównania z pomierzonym odpływem /l/s/ powierzchniowym /kol. 21/. Ostatnie 2 kolumny dotyczą przepływów pomierzonych, przy czym kolumna 22 podstawowego, a kolumna 23 całkowitego. Dla lepszej ilustracji wyników uzyskanych metodą Shermana wartości liczbowe z obliczeń nanie-siono na rysunku 16 A,B oraz wprowadzono porównywalną [13] jednostkę l/s·ha podziału osi rzędnych i histogram odpływu powierzchniowego H_p /mm/. W przedstawionym przykładzie otrzymano największe zróżnicowanie rzędnych w obrębie kulminacji. Na podstawie analizy różnych wyników obliczeń tą metodą można stwierdzić, iż rozbieżności między falą pomierzoną a obliczoną mogą być spowodowane:

1. Zastosowaniem niewłaściwego przedziału /jednostki/ czasu.
2. Bardzo zmiennym natężeniem deszczu i błędami pomiaru jego wysokości [30].
3. Zbyt dużym zróżnicowaniem współczynników spływu w poszczególnych wezbraniach w stosunku do średniego.
4. Niewłaściwym oddzieleniem odpływu powierzchniowego.
5. Niekontrolowanymi zmianami przepustowości kanałów, szorstkości powierzchni spływu i gospodarki wodnej.
6. Przyjęciem współczynnika spływu o wartości stałej dla całego wezbrania.

Podczas obliczania odpływu powierzchniowego metodą Shermana niezbędna jest znajomość średniego współczynnika spływu a_{sr} dla danego wezbrania. Ponieważ wartości liczbowe a_{sr} uzyskuje się dopiero po przejściu fali spływu, zatem nie można traktować tej wersji metody jako prognostycznej. Nie mniej jednak celowe wydaje się wykorzystanie jej przy projektowaniu wydajności agregatów pompowych w istniejących przepompowniach. W tym celu można wykorzystać wieloletnie wyniki pomiarów opadów, najlepiej pluwiogramy, bądź 6-godzinne opady ze stacji synoptycznych i wyznaczyć prawdopodobieństwo ich występowania [12,17,18]. Następnie wykorzystując obserwacje fal spływu i a_{sr} na pol -

derze - analogu określić hydrogram jednostkowy. Zdaniem Wołoszyna [84] wystarczy do tego 1-2 lat obserwacji. Wydaje się, że przy poszukiwaniu ciekę - analogu przydatna będzie metoda prezentowana w pracy Dudy [14].

Dla potrzeb eksploatacji oraz projektowania przepompowni i całych systemów polderowych, niezmiernie przydatna byłaby umiejętność prognozowania odpływu. Za istotny postęp można uznać wyznaczenie chwilowego współczynnika spływu i wprowadzenie go do metody Shermana. Zagadnienie to podjęła Soczyńska [72] w warunkach zlewni górskich. Wyprowadzone przez autorkę równanie ogólne na chwilowy współczynnik spływu ma postać:

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \cdot \arctg \frac{t - t_0}{n} \quad (26)$$

natomiast równanie szczegółowe dla zlewni Dunajca w przekroju Nowy Targ - Kowaniec:

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \cdot \arctg 0,03 \cdot I^{1,59} \cdot \left(t - \frac{33,42}{\Omega_0^{0,836} \cdot e^{0,0025\Omega_0} \cdot i_0} \right) \quad (27)$$

w których:

- t - czas liczony od początku spływu,
- t₀ - czas dobiegu,
- n - f(I),
- I - natężenie średnie deszczu,
- i₀ - natężenie deszczu z pierwszego okresu 6-godzinnego,
- Q₀ - przepływ w przekroju wodowskazowym w chwili rozpoczęcia opadu.

Dla warunków polderu Załom nie uzyskano dotąd pozytywne - go rezultatu przy wyznaczaniu równania na chwilowy współczynnik spływu wg sposobu zaprezentowanego w pracy [72]. W związku z tym autor podjął próbę wyznaczenia równania na chwilowy współczynnik spływu w zależności od 9 zmiennych, których wielkości były znane z pomiarów na obiekcie doświadczalnym w Załomiu. Ogólną postać równania wyrażono w prostej formie, jako sumę iloczynów:

$$\alpha = A_1 \cdot q_0 + A_2 \cdot S'' + A_3 \cdot C_s + A_4 \cdot R_0 + A_5 \cdot P + A_6 \cdot I + A_7 \cdot H + A_8 \cdot E + A_9 \cdot t_p \quad (28)$$

w którym poszczególne składniki oznaczają:

- q_0 - odpływ jednostkowy zarejestrowany w przekroju kluczowym przed powstaniem fali wezbrania, l/s·ha,
 S'' - różnica rzędnych zwierciadła wody w b_{2-5} oraz w przekroju kluczowym, m,
 C_s - ciśnienie ssące gleby na głębokości 0,1 m przy b_{2-5} , cm H_2O ,
 R_0 - wolna retencja w profilu gruntowym przed wystąpieniem opadu, mm
 P - sumaryczna warstwa deszczu, mm,
 I - średnie natężenie deszczu, mm/godz.,
 H - sumaryczny odpływ w fali spływu, mm,
 E - parowanie terenowe, mm,
 t_p - czas przepływu fali powierzchniowej przez przekroj - K, doby,
 A_{1-9} - współczynniki, których wielkości liczbowe należy wyznaczyć z materiału historycznego dla danego obiektu.

Szczegółowe postacie równania dla warunków obiektu doświadczalnego na polderze Załom określono metodą najmniejszych kwadratów dla 3 przypadków stanu informacji o wielkościach liczbowych składników:

$$1/ \alpha_0 = -0,01229 \cdot q_0 + 1,69790 \cdot S'' - 0,00088 \cdot C_s + 0,00037 \cdot R_0 \quad (29)$$

gdzie: q_0 , S'' , C_s , R_0 - określają w/w warunki przed deszczem, który spowodował wezbranie.

$$2/ \alpha_s = 0,00993 \cdot q_0 + 1,34030 \cdot S'' - 0,00155 \cdot C_s - 0,000596 \cdot R_0 + 0,00947 \cdot P + 0,0222 \cdot I \quad (30)$$

Dodatkowymi składnikami oznaczono:

- P - opad 6-godzinny deszczu /mm/,

I - średnie natężenie deszczu /mm/godz/.

$$3/ \alpha_k = 0,02718 \cdot q_0 + 1,07150 \cdot S - 0,00034 \cdot C_s - 0,00094 \cdot R_0 - \\ - 0,00509 \cdot P + 0,02534 \cdot I + 0,1563 \cdot H + 0,00221 \cdot E + \\ + 0,01672 \cdot t_p \quad (31)$$

gdzie dodatkowe składniki dotyczą parametrów, znanych dopiero po zakończonym spływie.

Dla uzasadnienia możliwości obliczeń fali wezbrania metodą Shermana uzupełnioną chwilowymi współczynnikami spływu, stosował autor wzory (29-31). W niniejszej pracy załączono /tab. 17/ wyniki obliczeń α_s według wzoru (30) uzyskane z kolejno napływających informacji o wartościach liczbowych parametrów podczas fali wezbrania w okresie od 29.06-2.07.1971r. W pierwszym sposobie obliczeń fali wezbrania /tab. 18/ wprowadzono zmienne α_s /kol. 5-16/ w celu wyznaczenia opadu skutecznego i kontynuowania dalszych obliczeń wg metody Shermana /jak w tab. 16/. W drugim sposobie /tab. 19/ obliczono najpierw rzędne /brutto/ całej fali wezbrania przy założeniu $\alpha = 1$ /kol. 5-18/, a następnie mnożono te rzędne /kol. 18/ przez zmienne α_s /kol. 19/ w kolejnych 6-godzinnych przedziałach trwania przepływu i wpisywano iloczyn do kolumny 20. Obliczone tym sposobem rzędne kulminacji fali /kol. 20/ są bardziej zbliżone do pomierzonych /kol. 21/, niż uzyskane w tablicach 16 i 18. Różnica między objętością odpływu w fali pomierzonej i obliczonej stanowi w pierwszym sposobie 2,71%, a w drugim 7,03%. Wprowadzenie chwilowych współczynników α_s do metody Shermana umożliwia więc osiągnięcie dość dużej dokładności obliczeń, przy czym można je wykonać znacznie wcześniej niż przy stosowaniu $\alpha = \text{const}$ wyznaczonego dopiero po przejściu fali wezbrania. W przypadku uzyskania wcześniejszych komunikatów o spodziewanych wielkościach liczbowych parametrów meteorologicznych istnieją znacznie lepsze możliwości prognozowania fali spływu.

Tablica 17

Wielkości liczbowe współczynnika spływu α_s obliczone
wg wzoru 30

Data	Godziny	Czas od początku fali wezbrania - godz	Współczynnik spływu α_s
1	2	3	4
29.06.1971r.	0-6	6	0,493
	6-12	12	0,576
	12-18	18	0,750
30.06.1971r.	18-24	24	0,792
	0-6	30	0,770
	6-12	36	0,838
1.07.1971r.	12-18	42	0,902
	18-24	48	0,958
	0-6	54	0,902
2.07.1971r.	6-12	60	0,882
	12-18	66	0,854
	18-24	72	0,753
3.07.1971r.	0-6	78	0,717
	6-12	84	0,775
	12-18	90	0,700
4.07.1971r.	18-24	96	0,686
	0-6	102	0,686
	6-12	108	0,669
5.07.1971r.	12-18	114	0,662
	18-24	120	0,645
	0-6	126	0,636
6.07.1971r.	6-12	132	0,629
	12-18	138	0,607
	18-24	144	0,573
7.07.1971r.	0-6	150	0,559
	6-12	156	0,531
	12-18	162	0,464
8.07.1971r.	18-24	168	0,428
	0-6	174	0,401
	6-12	180	0,393
9.07.1971r.	12-18	186	0,385
	18-24	192	0,367
	0-6	198	0,363

3.3. Analiza obliczeń fali wezbrania ze spływów metodami natężeń granicznych oraz izochronową

Wymiarowanie kanałów kanalizacji dwusieczkowej /rozdzielczej i półrozdzielczej/ i jednosieczkowej /ogólnospławnej/ przeprowadza się w Polsce metodami natężeń granicznych lub stałych. Opis tych metod zawierają prace [3,4,5,13,40,57,85,89]. Kulminacyjny przepływ l/s wody w wymiarowanym kanale oblicza się w metodzie natężeń granicznych z następującego wzoru:

$$Q = q \cdot \Psi \cdot F \quad (32)$$

w którym:

q - natężenie deszczu miarodajnego, l/s·ha,

Ψ - współczynnik spływu,

F - powierzchnia zlewni, ha.

Jak wiadomo, natężenie deszczu w l/s·ha można wyrazić wzorem:

$$q = 166,7 \frac{h}{t} = 166,7 \cdot I \quad (33)$$

gdzie:

h - wysokość opadu deszczu, mm,

t - czas trwania deszczu, min,

166,7 - współczynnik przeliczeniowy natężenia $I / \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

na $q / \frac{1}{\text{s} \cdot \text{ha}} /$.

Wykorzystując wieloletnie obserwacje ombrograficzne, wielu badaczy poszukiwało związków między natężeniem deszczu i czasem jego trwania, a niektórzy z nich wprowadzili ponadto element prawdopodobieństwa występowania. W literaturze [3,4,6,13,16,40,49,53,56,83,89] istnieje na ten związek dość duża liczba wzorów empirycznych, tablic i nomogramów. Podczas projektowania obiektów budownictwa specjalnego zwłaszcza z zakresu inżynierii sanitarnej i wodnej stosuje się w Polsce najczęściej wzory Błaszczyka [3] i Lambora [49]. Dość prostą formę /łatwą do zlogarytmowania/ mają wzory Błaszczyka. Przykładem dla prawdopodobieństwa $p = 10\%$ i rocznego opadu normalne-

go do $P = 800$ mm wzór ma postać:

$$q_d = \frac{1013}{t^{0,67}} \quad 1/s \cdot ha \quad (34)$$

W metodzie natężeń granicznych, przy obliczaniu q_d /wg 34/ należy uprzednio określić, miarodajny czas trwania deszczu [5, 40,57]. Dla górnego odcinka wymiarowanego kanału wynosi on:

$$t_m = 1,2 \frac{L}{V \cdot 60} + 5 \quad (35)$$

gdzie:

- t_m - czas trwania deszczu miarodajnego, min,
- L - długość obliczanego odcinka kanału, m,
- V - wstępnie założona prędkość średnia w kanale, m/s,
- 1,2 - współczynnik uwzględniający czas przepływu i retencji kanałowej,
- 5 - czas koncentracji terenowej /min/ tj. czas dopływu wody do kanału zależny od naturalnych i sztucznie wytworzonych warunków odprowadzania wody opadowej z powierzchni terenu do kanału.

Przy projektowaniu, przyjmuje się zazwyczaj kilka stałych wielkości liczbowych Ψ , uzależnionych od rodzaju powierzchni spływu i zabudowy. Średni Ψ_{sr} dla całej kanalizowanej powierzchni można wyznaczyć ze wzoru (36) na średnią ważoną:

$$\Psi_{sr} = \frac{\Psi_1 F_1 + \Psi_2 F_2 + \dots + \Psi_n F_n}{F_1 + F_2 + \dots + F_n} \quad (36)$$

Ponadto Ψ można obliczyć ze wzorów empirycznych:

- Reinholda dla warunków Gdańska

$$\Psi = \mu \cdot q^{0,567} \cdot t^{0,228} \quad (37)$$

- Biełowa dla warunków ZSRR

$$\Psi = z \cdot q^{0,2} \cdot t^{0,1} \quad (38)$$

w których:

- q - natężenie deszczu, l/s·ha,
- t - czas trwania deszczu, min,
- μ - 0,0065 współczynnik dla zlewni niezabudowanych,
- z - współczynnik uzależniony od rodzaju pokrycia powierzchni spływu, którego wielkości liczbowe zostały zweryfikowane i stabelaryzowane przez Abramowa [89]. Należy wspomnieć, iż ostatnio ukazała się praca [10], w której autorka zaprezentowała sposób obliczenia współczynnika odpływu na podstawie pokrywy glebowej.

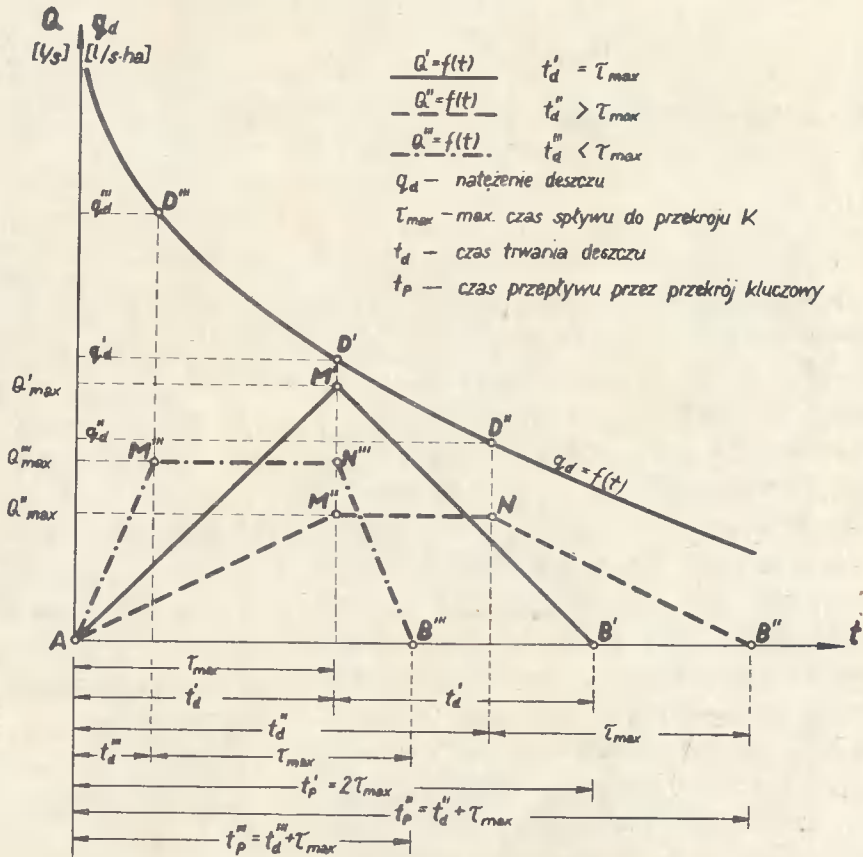
Ostatnim składnikiem wzoru (32) jest powierzchnia zlewni kanału F, którą zaleca się wyznaczać umownym sposobem po działaniu zlewni tj. według dwusiecznych kątów zawartych między osiami kanałów i liniami łączącymi punkty przecięcia tych dwusiecznych [5]. Duży wpływ na wielkość Q (wg wzoru 32) posiada relacja między czasem trwania deszczu t_d a czasem spływu wody ze zlewni τ_{\max} . Przy uzasadnianiu tego zagadnienia w literaturze [4,5,13,48,79] przyjmuje się, że funkcja $Q=f(t)$ jest liniowa. W rzeczywistości jest to przypadek szczególny, służący do wyjaśnienia założeń przyjmowanych przy opisie mechanizmu formowania się spływu.

Na tym etapie rozważań można podtrzymać powyższe założenia oraz wykorzystać rysunek 17, który został zmodyfikowany w stosunku do prezentowanego w literaturze [5]. Z pewnym przybliżeniem można przyjąć, iż dla danej zlewni maksymalny czas spływu z poletka najniekorzystniej położonego względem przekroju kluczowego /K/ wynosi $\tau_{\max} = \text{const}$. Czas trwania deszczu t_d jest różny, zatem mogą zaistnieć 3 przypadki:

$$t_d = \tau_{\max} \quad (39)$$

$$t_d > \tau_{\max} \quad (40)$$

$$t_d < \tau_{\max} \quad (41)$$



Rys. 17 Schematy hydrogramów splywu dla różnych czasów trwania deszczu

Na rysunku 17, krzywa $q_d=f(t)$ przechodzi przez punkty D''', D', D'' i wyznacza następującą nierówność:

$$q_d'' < q_d' < q_d''' \quad (42)$$

Jeżeli będą równe współczynniki spływu $\psi_1 = \psi_2 = \dots = \psi_n$ oraz cząstkowe powierzchnie spływu $F_1=F_2=\dots=F_n$ lub ich iloczyny $\psi_1 F_1 = \psi_2 F_2 = \dots = \psi_n F_n$, wówczas hydrogramy $AM'B'$, $AM''NB''$ i $AM'''N'''B'''$ przy relacjach t_d względem τ_{max} (wz. 39-41) wyznaczają nierówność maksymalnych przepływów:

$$Q_{max}'' < Q_{max}''' < Q_{max}' \quad (43)$$

oraz maksymalnych czasów przepływu t_d przez przekrój kluczowy K

$$t_p'' < t_p' < t_p''' \quad (44)$$

Porównując nierówności (42) i (43) można zauważyć, że nastąpiła zmiana położenia indeksów. Mimo że $q_d = \max \max$ to jednak $Q_{max}''' < Q_{max}'$, gdyż w przypadku (39) dla $t=t_d'' = \tau_{max}$ oraz w przypadku (40) dla przedziału $\tau_{max} \leq t \leq t_d''$ bierze udział w spływie cała powierzchnia - czyli $F_{cz}=F$, natomiast przy $t=t_d'' < \tau_{max}$ (przypadek 41) $F_{cz} < F$. Największy przepływ Q_{max} wystąpi wówczas, gdy $t_d = \tau_{max}$ i na tym właśnie przypadku (39) opiera się metoda natężeń granicznych [4].

Dla potrzeb eksploatacyjnych przepompowni, na polderach bardzo pożądana jest znajomość przebiegu hydrogramów dopływu /dynamiki/ od początku do końca trwania wezbrań. Powyżej prezentowana metoda natężeń nie może sprostać tym wymaganiom, ze względu na zbyt duże uproszczenia stosowane przy wyznaczaniu powierzchni zlewni i współczynnika ψ . W celu wyjaśnienia tego problemu można założyć $\psi = 1$ /brak strat/, wówczas przepływ zależy tylko od dwóch składników:

$$Q = q_d \cdot F_{cz} \quad (45)$$

Kształt $q_d=f(t)$ został już określony w cytowanej wyżej literaturze, zatem celowe będzie poddanie analizie drugie -

go składnika wzoru (45) , czyli $F_{CZ} = f(t)$. Analizę tej ostatniej zależności przeprowadził autor przy pomocy izochron.

3.4. Analiza wpływu kształtu zlewni, kierunku spływu i sieci odwadniającej na zależności $F_{CZ} = f(t)$ i $Q = f(t)$

Obszar doświadczenia ścisłego na polderze Załom o powierzchni $F=15,12$ ha /odwadniany siecią rowów $e=100$ m/ posiada kształt /rys. 5/ zbliżony do prostokąta, o długości 491 m i szerokości 308 m. Przy analizie można założyć, że zawsze będą stałe: powierzchnia $F=15,12$ ha i długość $L=491$ m, a zmienne elementy uwzględniane w następujących wariantach:

a/ zlewnia nie posiada sieci odwadniającej, a kształty i położenie punktu K jak na rys. 18, lp 1÷6,

b/ w zlewni o rzeczywistym kształcie i układzie sieci:

- spływ odbywa się prostopadłe do warstwic /rys. 18, lp 7/,

- spływ prostopadły do rowów /rys. 18, lp 8/.

Jak wiadomo spływ wody deszczowej ze zlewni /pochylonej, w której opad przewyższa straty i ruch wody jest zbliżony do jednostajnego/ odbywa się po powierzchni terenu i w sieci odwadniającej. W takich warunkach łączny czas spływu τ z elementarnego poletka do przekroju kluczowego K można wyrazić równaniem:

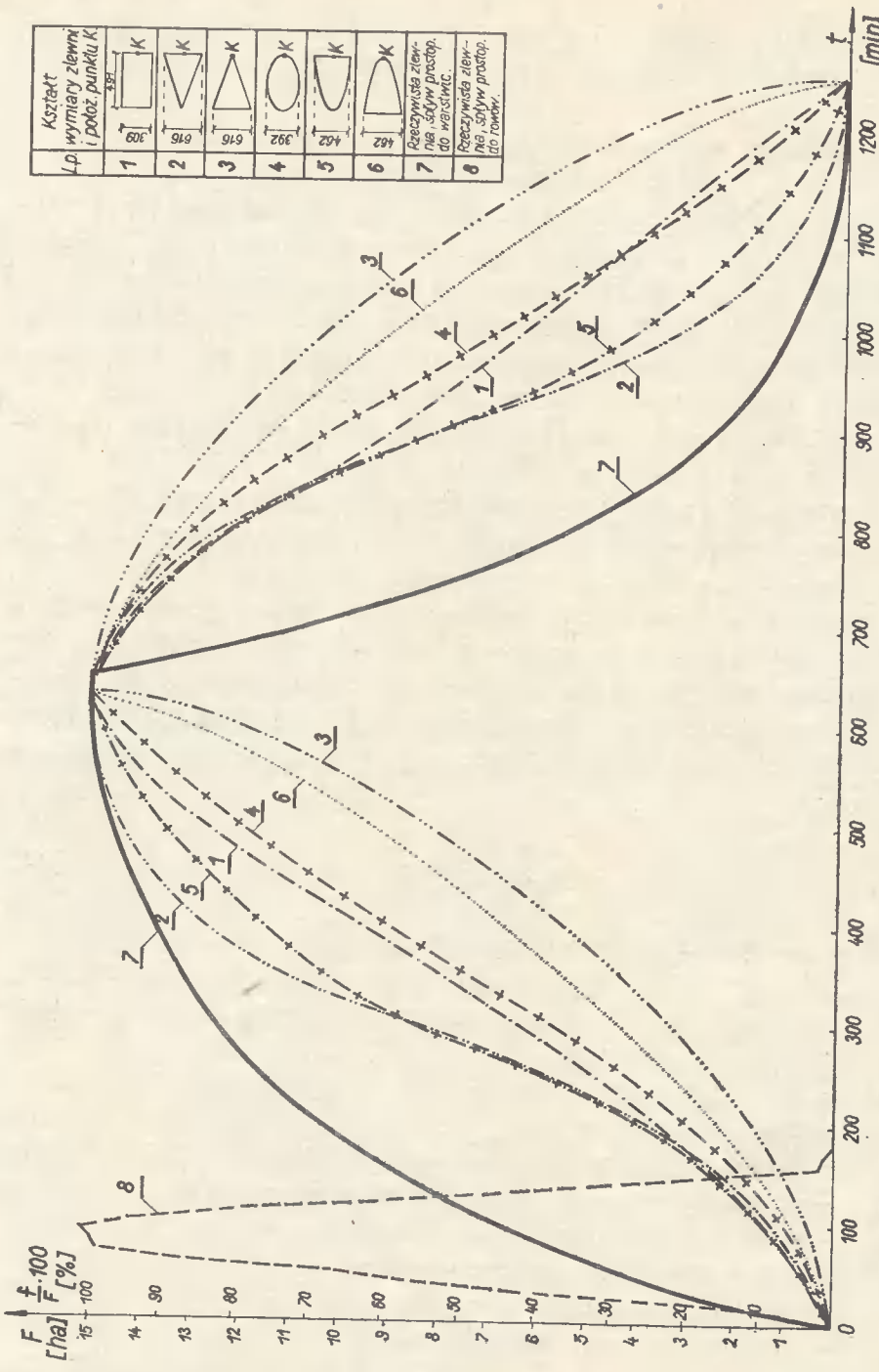
$$\tau = \frac{L_s}{V_s} + \frac{L_k}{V_k} = t_s + t_k \quad (46)$$

Tak więc, woda z deszczu przebywa drogę:

$$S = V_s \cdot t_s + V_k \cdot t_k = L_s + L_k \quad (47)$$

gdzie:

- τ - czas dobiegu, s,
- L_s - droga spływu terenowego /stokowego/, m,
- V_s - prędkość spływu terenowego /stokowego/, m/s,
- t_s - czas spływu terenowego /stokowego/, s,
- L_k - droga przepływu w korycie cieku, m,
- V_k - prędkość przepływu w korycie cieku, m/s,
- t_k - czas przepływu w korycie cieku, s.



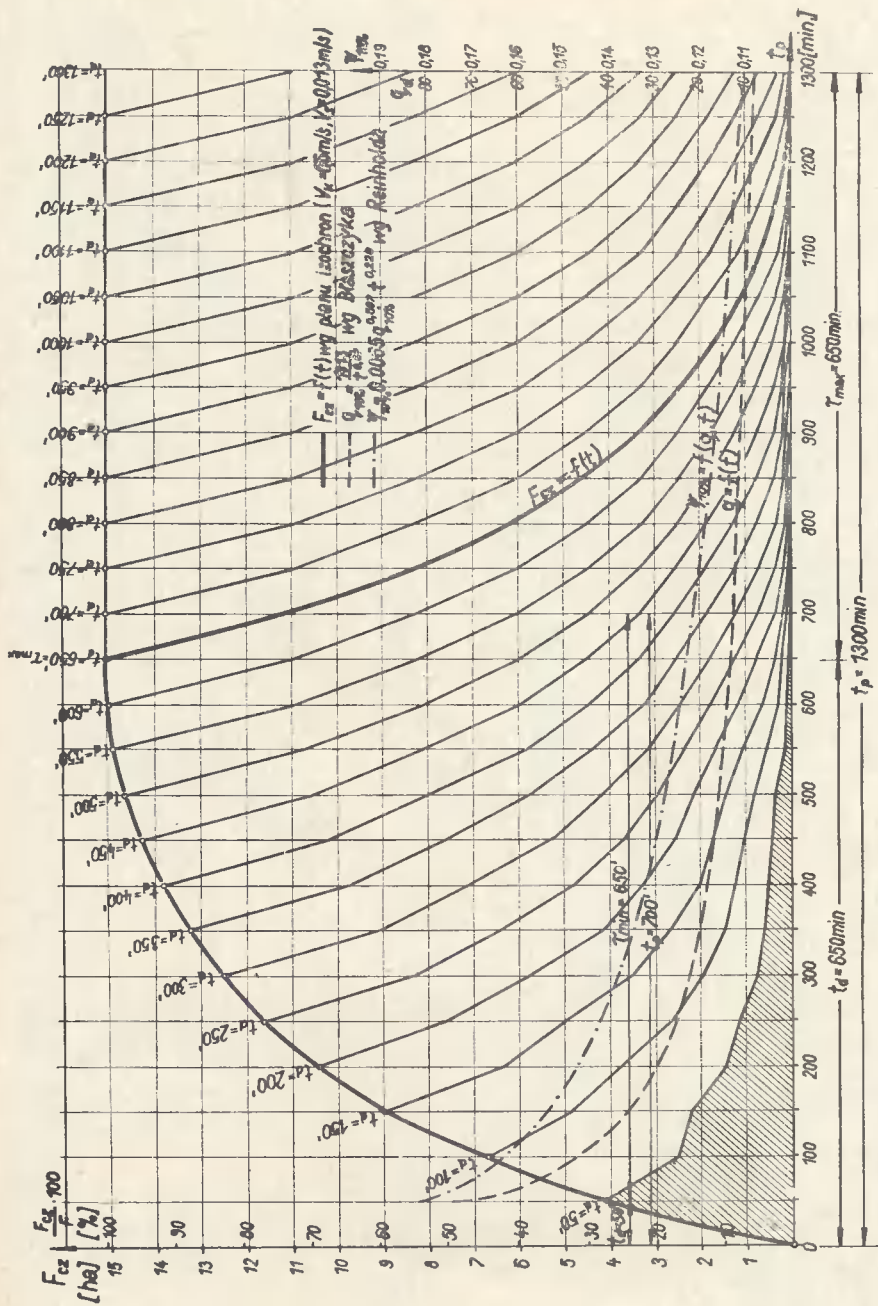
Rys. 18 Zmiana czynnej powierzchni zlewni o różnych kształtach i układzie izochron (przy $t_d = T_{max}$)



Rys.19 Plan izochron obiektu badań sejsmicznych ($V_s=0,013\text{ m/s}$)

Wykorzystując wzory (46) i (47) można wyznaczyć izochrony, jednak największe wątpliwości, powstają przy określeniu V_s . Na podstawie literatury [13,16,42,47,49,55,59,86] i własnych obliczeń wzorem Chezy /dla którego współczynnik prędkości - c ustalono wg badań Juniewicza [59] / przyjęto: $V_s=0,013$ m/s , $V_k=0,5$ m/s.

Plan izochron dla wariantu b przedstawiono na rysunku 19. Kształty krzywych obrazujące zależność $F_{cz}=f(t)$ dla $t_d = \tau_{max}$ pokazane na rys. 18, potwierdzają bardzo duże różni - cowanie wielkości F_{cz} zwłaszcza w środkowych przedzia - łach krzywych wznoszących $t=0,25 t_p$ / i opadających $t = 0,75 t_p$ /. Ponadto różnią się one od trójkątnego kształtu $Q = f(t)$ przyjmowanego tradycyjnie w literaturze /rys. 17/. Warto tak - że zwrócić uwagę na duże różnice czasu spływu fali wezbra - nia przy ruchu wody prostopadłym do warstw lub rowów / rys. 18, lp 7 i 8/. Na podstawie tej analizy, można więc stwier - dzić, że w obliczeniach projektowych powyższe zagadnienia na - leży bardziej wnikliwie niż dotychczas uwzględniać. Jak wyni - ka ze schematu na rysunku 17, czas przepływu $t_p=f(t_d+\tau)$, przy czym dla tej samej zlewni można praktycznie przyjąć, że najdłuższy czas spływu $\tau_{max}=\text{const}$. Dla warunków obiektu do - świadczalnego / przypadek lp. 7, rys. 18/ opracowano rysun - ek 20, na którym naniesiono zależności $F_{cz}=f(t)$ wg tabli - cy 20, $q_d=f(t)$ wg wzoru (34) i $\Psi=f(q,t)$ według wzoru (37). Wykorzystując powyższe zależności oraz równanie (32) wykonano w tablicy 21 niezbędne obliczenia, na podstawie których spo - rządzone rysunek 21. Z tablicy 21 i rysunku 21 wynika, że nie - równość (43) nie potwierdziła się w rozpatrywanych warunkach. Wydaje się, że na ten wynik największy wpływ ma fakt, iż po - wierzchnie między kolejnymi izochronami różnią się znacznie największe są w początkowym okresie trwania spływu, gdyż o - bejmują obszary przyległe do sieci odwadniającej. Z rysun - ku 18 wynika, że kształt krzywej 7 jest najbardziej zbliżo - ny do fali powodziowej określonej równaniem Reitza - Krep - sa [47,48,72,79] . W podsumowaniu /p. 3.3. i p. 3.4./ moż - na stwierdzić, że powyższe metody są przydatne do rozważań te - oretycznych, natomiast praktyczne wykorzystanie ich w projek -



Rys.20 Wielkość czynnej powierzchni spływu i czas trwania przepływu t_p w przekroju kluczowym obiektu badań ścisłych przy różnym czasie trwania deszczu oraz współczynnik spływu i natężenie deszczu.

Obliczenia czynności powierzchni (ha) glewni i osam przepływu t_p w przekroju klasycznym obiektu badań ściśniętych na polodrze

Założ przy różnym czasie trwania denosca t_d [kg planu isochron $V_k = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$; $V_g = 0,013 \text{ m}^3/\text{s}$]

γ_{max} $= \beta_{50}$	F_{ca}	t_p		50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1250	1300	1350	1400						
		t_d	t_p																																		
$\gamma < \gamma_{\text{max}}$	\downarrow	50'		4,1	2,6	2,3	1,9	1,2	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,2	0,1	0,1																					
	\downarrow	100'		4,1	2,6	2,3	1,5	1,2	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,2	0,1	0,1																					
	\downarrow	150'		4,1	6,7	4,9	3,8	2,7	2,0	1,5	1,3	0,9	0,6	0,5	0,4	0,2	0,1																				
	\downarrow	200'		4,1	6,7	9,0	6,4	5,0	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,1	0,7	0,4	0,2	0,1	0,1																		
	\downarrow	250'		4,1	6,7	9,0	10,5	7,6	5,8	4,2	3,3	2,6	2,2	1,7	1,2	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1																	
	\downarrow	300'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	8,4	6,5	4,8	3,8	3,0	2,4	1,8	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1																
	\downarrow	350'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	9,1	7,1	5,3	4,2	3,2	2,5	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1															
	\downarrow	400'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	9,7	7,6	5,7	4,4	3,2	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1														
	\downarrow	450'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	10,2	8,0	5,9	4,5	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1													
	\downarrow	500'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	10,6	8,2	6,0	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1												
	\downarrow	550'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	10,8	8,3	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1											
	\downarrow	600'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	10,9	10,9	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1										
	\downarrow	650'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	14,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1									
	\downarrow	700'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1								
	\downarrow	750'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1							
	\downarrow	800'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						
	\downarrow	850'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						
	\downarrow	900'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						
	\downarrow	950'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						
	\downarrow	1000'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						
	\downarrow	1050'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						
	\downarrow	1100'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						
	\downarrow	1150'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						
	\downarrow	1200'		4,1	6,7	9,0	10,5	11,7	12,5	13,2	13,8	14,3	14,7	14,9	15,0	15,1	15,1	15,1	11,0	8,4	6,1	4,6	3,4	2,6	1,9	1,3	0,8	0,4	0,2	0,1	0,1						

$Q_{10\%} = F_{cz} \cdot q_d \cdot \Psi_{10\%}$ przepływ (l/s) w przekroju kluczowym obiektu badań ścisłych przy $p=10\%$
 $q_{10\%} = \frac{Q_{10\%}}{F}$ jednostkowy odpływ (l/s·ha) w przekroju kluczowym obiektu badań ścisłych przy $p=10\%$

$F_{cz} = f(t)$ powierzchnia czynna (ha) wg planu izochron ($V_k = 0.5 \text{ m/s}$, $v_s = 0.013 \text{ m/s}$)

$q_d = \frac{10.13}{t_d^{0.567}}$ natężenie deszczu (l/s·ha) o prawdopodob. 10% wg Błaszczyka

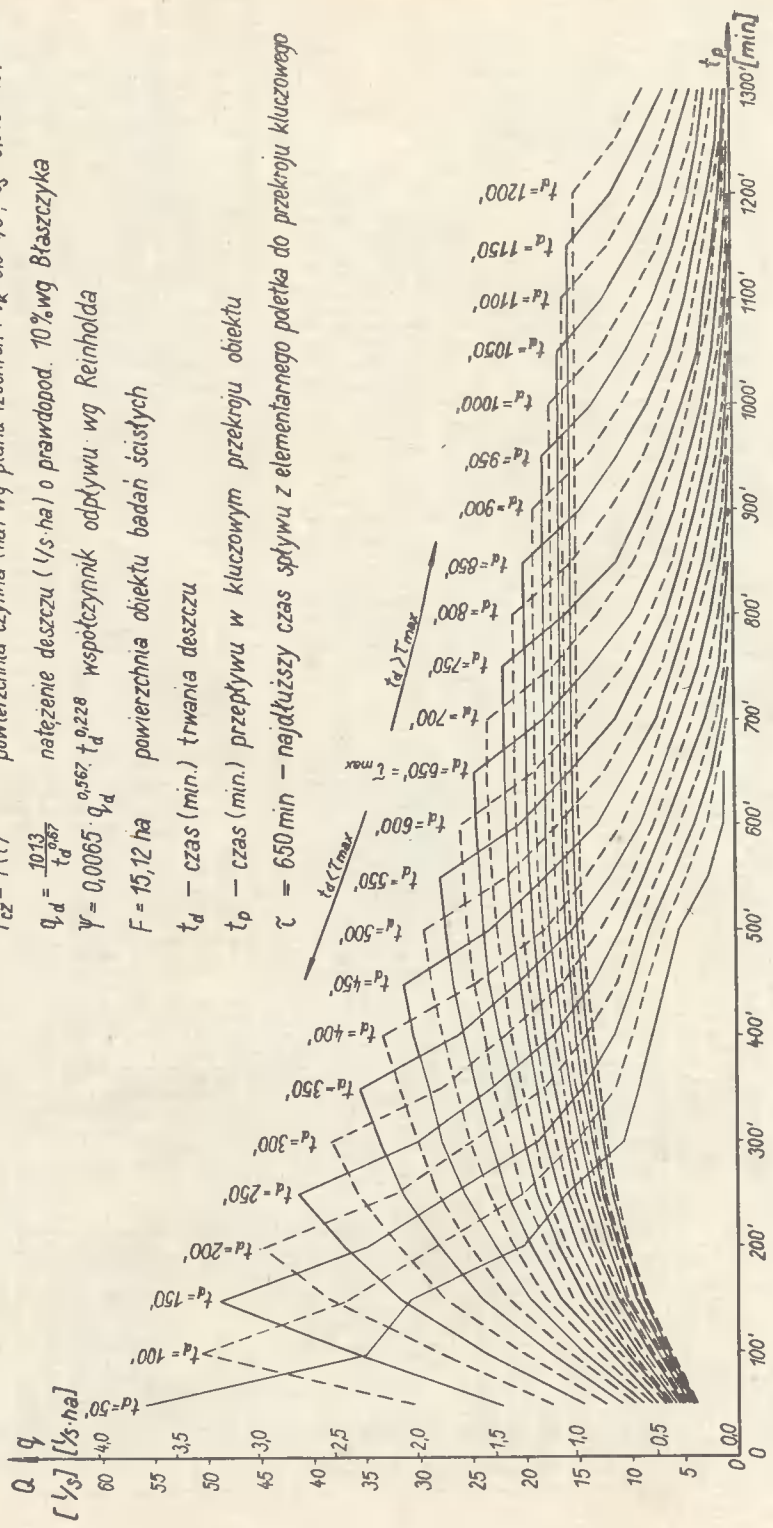
$\Psi = 0.0065 \cdot q_d^{0.567} \cdot t_d^{0.228}$ współczynnik odpływu wg Reinholda

$F = 15,12 \text{ ha}$ powierzchnia obiektu badań ścisłych

t_d — czas (min.) trwania deszczu

t_p — czas (min.) przepływu w kluczowym przekroju obiektu

$\zeta = 650 \text{ min}$ — najdłuższy czas spływu z elementarnego paletka do przekroju kluczowego



Rys. 21 Natężenie przepływu w przekroju kluczowym obiektu badań ścisłych obliczone ze wzoru $Q_{10\%} = \Psi \cdot q_d \cdot F_{cz}$

Tablica 21

Opływy wody (l/s) w przekroju kluczowym obiektu badań ściślych $Q = F_{cz} \cdot q_d \cdot \psi$

(F_{cz} - powierzchnia czynna, q_d - natężenie deszczu ($p = 10\%$) obliczone wg wzoru Błaszczyka, ψ - współczynnik odpływu wg Reinholda)

Natężenie deszczu q_{10} $p=10\%$ l/s.ha	$\psi_{p=10\%}$	t_p		50'														
		t_p	t_d	50'	100'	150'	200'	250'	300'	350'	400'	450'	500'	550'	600'	650'	700'	
73,672	0,182	50	54,97	34,86	30,84	20,11	16,09	10,73	9,39	8,04	6,70	5,36	2,68	1,34	1,34			
46,303	0,163	100	30,94	50,57	36,98	28,68	20,38	15,09	11,32	9,81	8,30	6,79	4,53	2,26	1,51	0,75		
35,288	0,154	150	22,28	36,41	48,91	34,78	27,17	19,02	14,67	11,41	9,78	8,15	5,98	3,80	2,17	1,09		
29,102	0,147	200	17,54	28,66	38,50	44,92	32,51	24,81	17,97	14,12	11,12	9,41	7,27	5,13	3,42	1,71		
25,060	0,142	250	14,59	23,84	32,03	37,36	41,63	29,89	23,13	17,08	13,52	10,68	8,54	6,40	4,63	2,85		
22,179	0,138	300	12,55	20,51	27,55	32,14	35,81	38,26	27,85	21,73	16,22	12,84	9,79	7,65	5,81	3,98		
20,002	0,135	350	11,07	18,09	24,30	28,35	31,59	33,75	35,64	26,19	20,52	15,39	11,88	8,91	7,02	5,13		
18,291	0,132	400	9,90	16,18	21,73	25,35	28,25	30,18	31,87	33,32	24,63	19,31	14,24	10,86	8,21	6,28		
16,903	0,130	450	9,01	14,72	19,78	23,07	25,71	27,47	29,00	30,32	31,42	23,29	18,02	13,18	10,11	7,47		
15,751	0,128	500	8,27	13,51	18,14	21,17	23,59	25,20	26,61	27,82	28,83	29,64	21,77	16,73	12,30	9,27		
14,776	0,126	550	7,63	12,47	16,75	19,55	21,78	23,27	24,57	25,69	26,63	27,37	27,74	20,29	15,64	11,36		
13,940	0,124	600	7,09	11,58	15,56	18,15	20,22	21,61	22,82	23,85	24,72	25,41	25,75	25,93	19,01	14,52		
13,212	0,123	650	6,66	10,89	14,62	17,06	19,01	20,31	21,45	22,43	23,24	23,89	24,21	24,38	24,54	17,88		
12,572	0,122	700	6,29	10,28	13,80	16,10	17,94	19,17	20,25	21,17	21,93	22,55	22,85	23,01	23,16	23,16		
12,004	0,120	750	5,91	9,65	12,96	15,12	16,85	18,01	19,01	19,88	20,60	21,17	21,46	21,61	21,75	21,75		
11,496	0,119	800	5,61	9,17	12,31	14,36	16,01	17,10	18,06	18,88	19,56	20,11	20,38	20,52	20,66	20,66		
11,038	0,118	850	5,34	8,73	11,72	13,68	15,24	16,28	17,19	17,97	18,62	19,15	19,41	19,54	19,67	19,67		
10,623	0,117	900	5,10	8,33	11,19	13,05	14,54	15,54	16,41	17,15	17,77	18,27	18,52	18,64	18,77	18,77		
10,246	0,116	950	4,87	7,96	10,70	12,48	13,91	14,86	15,69	16,40	17,00	17,47	17,71	17,83	17,95	17,95		
9,899	0,115	1000	4,67	7,63	10,24	11,95	13,32	14,23	15,03	15,71	16,28	16,73	16,96	17,08	17,19	17,19		
9,581	0,114	1050	4,48	7,32	9,83	11,47	12,78	13,65	14,42	15,07	15,62	16,06	16,27	16,38	16,49	16,49		
9,287	0,114	1100	4,34	7,09	9,53	11,12	12,39	13,23	13,97	14,61	15,14	15,56	15,77	15,88	15,99	15,99		
9,015	0,113	1150	4,18	6,82	9,17	10,70	11,92	12,73	13,45	14,06	14,58	14,97	15,18	15,28	15,38	15,38		
8,761	0,112	1200	4,02	6,57	8,83	10,30	11,48	12,26	12,95	13,54	14,03	14,42	14,62	14,72	14,82	14,82		

Nateżenie deszczu q_{10} $p=10\%$ l/s·ha	$q_p=10\%$	t_p		750'	800'	850'	900'	950'	1000'	1050'	1100'	1150'	1200'	1250'	1300'	1350'	1400'	
		t_d	t_p															
73,672	0,182	50'																
46,303	0,163	100'																
35,288	0,154	150'	0,54															
29,102	0,147	200'	0,86	0,43														
25,060	0,142	250'	1,42	0,71	0,36													
22,179	0,138	300'	2,45	1,22	0,61	0,31												
20,002	0,135	350'	3,51	2,16	1,08	0,54	0,27											
18,291	0,132	400'	4,59	3,14	1,93	0,97	0,48	0,24										
16,903	0,130	450'	5,71	4,17	2,86	1,76	0,88	0,44	0,22									
15,751	0,128	500'	6,85	5,24	3,83	2,62	1,61	0,81	0,40	0,20								
14,776	0,126	550'	8,56	6,33	4,84	3,54	2,42	1,49	0,74	0,37	0,19							
13,940	0,124	600'	10,54	7,95	5,88	4,49	3,28	2,25	1,38	0,69	0,35	0,17						
13,212	0,123	650'	13,65	9,91	7,47	5,52	4,22	3,09	2,11	1,30	0,65	0,32	0,16					
12,572	0,122	700'	16,87	12,88	9,36	7,05	5,21	3,99	2,91	1,99	0,31	0,61	0,31	0,15				
12,004	0,120	750'	21,75	15,84	12,10	8,79	6,63	4,90	3,74	2,74	1,87	1,15	0,58	0,29	0,14			
11,496	0,119	800'	20,66	20,66	15,05	11,49	8,34	6,29	4,65	3,56	2,60	1,78	1,09	0,55	0,27	0,14		
11,038	0,118	850'	19,67	19,67	19,67	14,33	10,94	7,94	5,99	4,43	3,39	2,47	1,69	1,04	0,52	0,26		
10,623	0,117	900'	18,77	18,77	18,77	18,77	13,67	10,44	7,58	5,72	4,23	3,23	2,36	1,62	0,99	0,50		
10,246	0,116	950'	17,95	17,95	17,95	17,95	17,95	17,95	13,07	9,98	7,25	5,47	4,04	3,09	2,26	1,54	0,95	
9,899	0,115	1000'	17,19	17,19	17,19	17,19	17,19	17,19	17,19	12,52	9,56	6,94	5,24	3,87	2,96	2,16	1,48	
9,581	0,114	1050'	16,49	16,49	16,49	16,49	16,49	16,49	16,49	16,49	12,01	9,17	6,66	5,02	3,71	2,84	2,07	
9,287	0,114	1100'	15,99	15,99	15,99	15,99	15,99	15,99	15,99	15,99	15,99	11,65	8,89	6,46	4,87	3,60	2,75	
9,015	0,113	1150'	15,38	15,38	15,38	15,38	15,38	15,38	15,38	15,38	15,38	11,21	8,56	6,21	4,69	3,46		
8,761	0,112	1200'	14,82	14,82	14,82	14,82	14,82	14,82	14,82	14,82	14,82	14,82	10,79	8,24	5,98	4,51		

towaniu ograniczone jest niedostateczną znajomością rzeczywistych prędkości spływu V_s i współczynników odpływu Ψ .

3.5. Propozycja metody obliczeń fali wezbrania ze spływów deszczowych na polderach

W ogólnym zarysie zaproponowana przez autora metoda polega na obliczeniu rzędnych fali brutto /tj. gdy $\alpha = 1/$, przy czym podstawą rozdziału przepływu w czasie jest zależność $F_{Cz} = f(t)$ ustalona według izochron. Odstęp między izochronami powinien być równy przyjętej jednostce obserwacji deszczu / np. $t_d = 6$ godz./ . Rzędne cząstkowych przepływów /z opadów 6-go - dzinnych/ ustala się z iloczynów np. $Q_{0-6} = q_d \cdot F_{0-6}$; $Q_{6-12} = q_d \cdot F_{6-12}$ itd., natomiast rzędne złożonej fali wezbrania Q_{br} stanowią wynik sumowania na zasadzie superpozycji kolejnych rzędnych przepływów cząstkowych. Ponieważ przyjęto $\alpha = 1$, zatem określone w ten sposób rzędne charakteryzują Q_{br} , które najczęściej należy zmniejszyć o wielkość strat wody H_s /lub Q_s / występujących w procesie spływu po drodze od miejsca upadku deszczu do przekroju kluczowego. Na podstawie wykonanych obliczeń i analiz, autor opracował dwa sposoby uwzględniania tych strat w dalszych obliczeniach, a mianowicie przez odejmowania Q_s od Q_{br} w poszczególnych przedziałach czasu i wówczas $Q_{obl} = Q_{br} - Q_s$ względnie przez zastosowanie współczynnika γ , przez który należy pomnożyć Q_{br} , aby uzyskać Q_{obl} , czyli $Q_{obl} = \gamma \cdot Q_{br}$. W dalszej części pracy wyprowadzono wzory do wyznaczenia H_s oraz γ w przedziałach 6-godzinnych trwania spływu. Charakteryzując szczegółowiej proponowaną metodę należy stwierdzić, że w literaturze jest mało informacji na temat rzeczywistych prędkości V_s spływu wody ze zlewni. W celu wyznaczenia przebiegu izochron na polderze, należało więc wykonać szereg uproszczonych obliczeń hydraulicznych i wyniki porównać z danymi literaturowymi, a następnie przyjąć wartość średnią $V_s = \text{const}$, chociaż wiadomo, że stanowi to pewne uproszczenie, gdyż najczęściej $V_s \neq \text{const}$ i zależy od wielu czynników /natężenia deszczu, stanu powierzchni spływu itp./. Na podstawie przyjętych prędkości V_s , V_k można wyznaczyć izochrony i zależność $F_{Cz} = f(t)$, które z pewnym przybliżeniem uwzględniają konfigurację i stan powierzchni zlewni a także - co jest szcze -

gólnie istotne - układ sieci odwadniającej na polderze. Podstawą do wprowadzenia korekty zależności $F_{CZ}=f(t)$ może być szczegółowa analiza przypadków (39-41) a zwłaszcza relacji zachodzących między czasem trwania: przepływu t_p , deszczu t_d i spływu τ_{max} , które przedstawiono na rysunku 17.

$$t_p' = 2t_d' = 2 \cdot \tau_{max} \quad (48)$$

$$t_p'' = t_d'' + \tau_{max} \quad (49)$$

$$t_p''' = t_d''' + \tau_{max} \quad (50)$$

Dla tej samej zlewni można praktycznie założyć, że $\tau_{max} = \text{const}$, zatem:

$$t_d' = 0,5t_p' \quad (51)$$

$$t_p'' = t_p'' - \tau_{max} > 0,5t_p'' \quad (52)$$

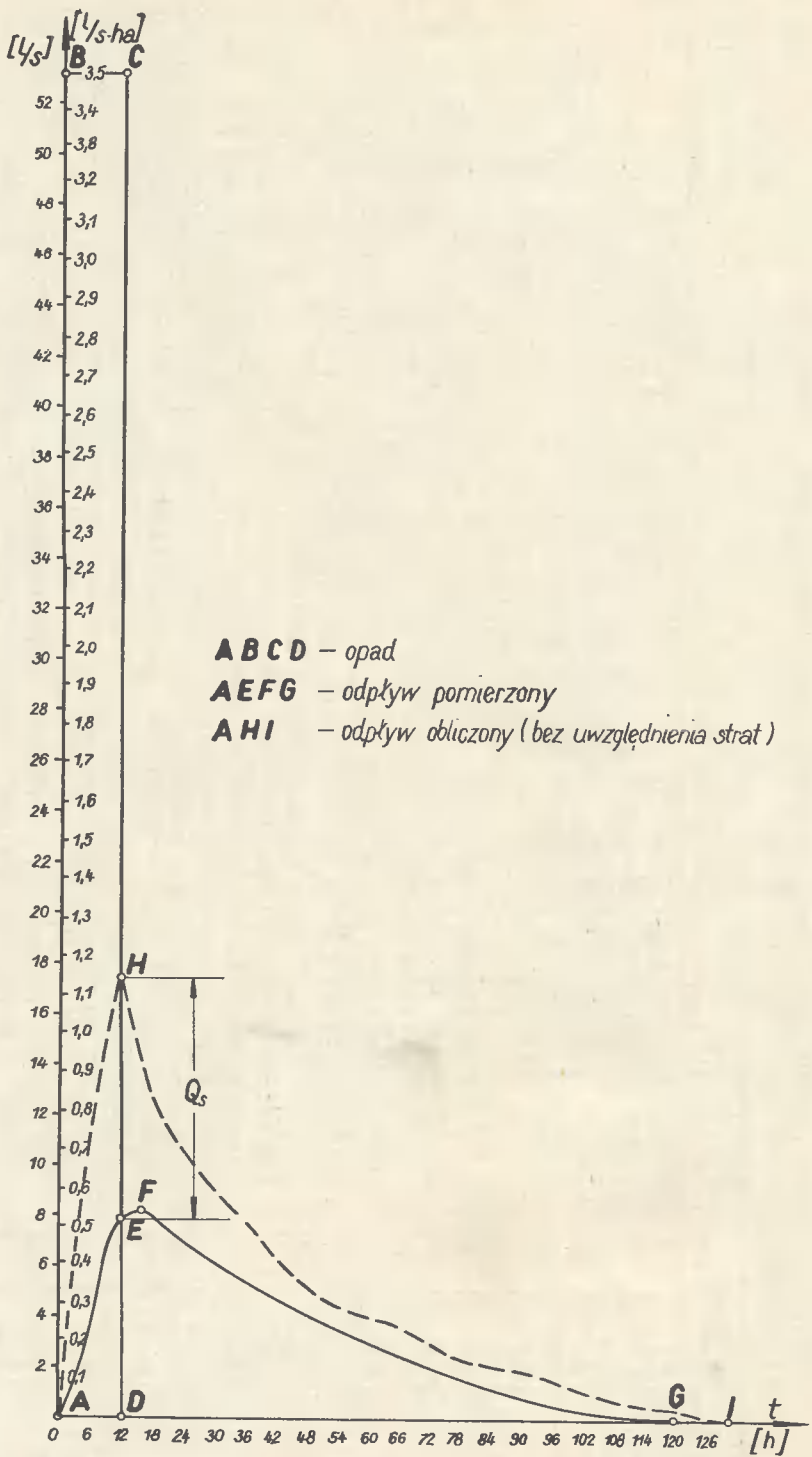
$$t_d''' = t_p''' - \tau_{max} < 0,5t_p''' \quad (53)$$

Przedstawiona na rysunku 11 fala wezbrania powstała po deszczu trwającym $t_d = 12$ godz, dla której $t_p = 120$ godz, $\tau_{max} = 108$ godz, natomiast dla uśrednionej fali jednostkowej /tab. 15/ $t_d = 6$ godz. $t_p = 120$ godz. i $\tau_{max} = 114$ godz. Różnica w określeniu τ_{max} jest stosunkowo mała /5%/. Powyższe przykłady charakteryzują więc przypadek określony wzorami (41,50,53) i dla nich stosunek $t_d:t_p$ wynosi odpowiednio 1:10 oraz 1:20, natomiast z wykresów /rys. 20/ opracowanych na podstawie izochron uzyskano /dla $t_d = 50'$, $t_p = 700'$ / stosunek 1:14. Zachodzi więc konieczność skorygowania podziału /rys.20/ zależności $F_{CZ}=f(t)$ w taki sposób, aby otrzymać np. $t_d:t_p=1:20$. Na podstawie analizy tablic 15 i 20 oraz rysunku 20 można stwierdzić, że początkowo założone prędkości spływu były za duże. Korekta zależności $F_{CZ}=f(t)$ umożliwiła uzyskanie dla jednostkowego czasu $t_d = 6$ godz. wielkości cząstkowych powierzchni biorących udział w spływie/ tab. 22, kol. 2/. Natomiast mechanizm uaktywniania się zlewni w procesie spływu dla $t_d=n \cdot 6$ godz. podano w tabelicy 23.

Tablica 22

Wielkości powierzchni skorygowane na podstawie tab. 15, tab. 20 i rys. 20

Przedział czasu między izochronami [godz]	Powierzchnia zlewni			Czas spływu od początku deszczu [godz]
	między izo- chronami [ha]	czynnej, przy $t_d = t_{max}$		
		[ha]	[%]	
1	2	3	4	5
0-6	3,10	3,10	20,50	6
6-12	1,90	5,00	33,07	12
12-18	1,70	6,70	44,31	18
18-24	1,35	8,05	53,24	24
24-30	1,25	9,30	61,51	30
30-36	1,00	10,30	68,12	36
36-42	0,80	11,10	73,41	42
42-48	0,65	11,75	77,71	48
48-54	0,60	12,35	81,68	54
54-60	0,55	12,90	85,32	60
60-66	0,50	13,40	88,62	66
66-72	0,35	13,75	90,94	72
72-78	0,32	14,07	93,05	78
78-84	0,28	14,35	94,91	84
84-90	0,25	14,60	96,56	90
90-96	0,20	14,80	97,88	96
96-102	0,12	14,92	98,68	102
102-108	0,08	15,00	99,21	108
108-114	0,07	15,07	99,67	114
114-120	0,05	15,12	100,00	120
		12,02	79,50	126
		10,12	66,93	132
		8,42	55,69	138
		7,07	46,76	144
		5,82	38,49	150
		4,82	31,88	156
		4,02	26,59	162
		3,37	22,29	168
		2,77	18,32	174
		2,22	14,68	180
		1,72	11,38	186
		1,37	9,06	192
		1,05	6,94	198
		0,77	5,09	204
		0,52	3,44	210
		0,32	2,12	216
		0,20	1,32	222
		0,12	0,79	228
		0,05	0,33	234
		0,00	0,00	240



Rys.22 Fala wezbrania powierzchniowego po 12-godzinnyim opadzie

Skorygowane zależności liczbowe $F_{cz} = f(t)$ według tablicy 22 i 23 mogą być wykorzystane do obliczeń Q_{br} w poszczególnych przedziałach 6-godzinnych, czyli do ustalenia $Q_{br} = f(t)$. Przykładowo zilustrowano w tych samych jednostkach l/s oraz $l/s \cdot ha$ /rys. 22/ przebieg 12-godzinnego opadu i fali spływu pomierzonej i obliczonej brutto / $\alpha = 1/$. Na wykresach tych można analizować zagadnienie kształtowania się chwilowego współczynnika spływu w czasie, czyli $\alpha = f(t)$. Wzrastające jego wielkości świadczą o prawidłowym przebiegu procesów spływu i strat wody. Teoretycznie jest możliwe wyznaczenie $\alpha = H/P = f(t)$ jedynie dla czasu t_d /pole odpływu AED i opadu ABCD/, gdyż po czasie $t > t_d$ uzyskuje się $\alpha = \infty$. Różnica rzędnych /HE/ określa wielkość strat Q_s powstałych po 12 godzinach przepływu w przekroju K. Znając z pomiarów $Q_{pom} = f(t)$, można obliczyć powyższą metodą Q_{br} a następnie ustalić wartości $Q_s = Q_{br} - Q_{pom}$, które przy bardzo dokładnych pomiarach i obliczeniach /opadu, odpływu, rozdzielenia odpływu powierzchniowego od gruntowego itp/ powinny spełniać nierówność $Q_{pom} + Q_s \leq Q_{br}$. Dla celów projektowych wydaje się, że w sporadycznych przypadkach można odpowiednio skorygować Q_s do wielkości określonych ostatnią nierównością. Jeżeli takie przypadki powtarzają się dość często i różnice są istotne, należy wykonać analizę zmierzającą do ustalenia przyczyn /np. napływ wód obcych/ i sposobów skorygowania obliczeń. W celu ułatwienia procedury obliczeniowej, korzystniej jest posługiwać się wskaźnikami odpływu:

$$H_{obl} = H_{br} - H_s \quad (54)$$

gdzie:

- H_{obl} - odpływ powierzchniowy obliczony, mm,
- H_{br} - odpływ brutto / $\alpha = 1/$, mm,
- H_s - straty odpływu, mm.

Na podstawie wyników badań 18 fal wezbrań i przebiegu wielu czynników na polderze Załom podjęto próbę określenia H_s i γ . Uzyskano z obliczeń następującą zależność:

Tablica 24

Obliczenia fali wzbudzenia metodą autora z zastosowaniem wzorów (55) i (56)

Czynna powierzchnia słowni - f_{sl}	Opad	Data		29.06.1971 r.		30.06.1971 r.		1.07.1971 r.		2.07.		Słowy f_{g} wzoru (56)	Stręki oblicz. f_{g} wzoru (56)	Słowy oblicz. f_{g} wzoru (56)	Współcz. f_{g} wzoru (56)	Słójcz. Słowy oblicz. f_{g} wzoru (56)	Słójcz. Słowy oblicz. f_{g} wzoru (56)			
		0-6	6-12	12-18	18-24	0-6	6-12	12-18	18-24	0-6	6-12							12-18	18-24	19
Gods	ha	5,8	5,2	9,0	7,0	1,6	1,2	6,8	2,5	0,7	2,3	1,4	mm	1/s	1/s	1/s	1/s	1/s		
1	2	4	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
0-6	3,10	8,33	5,90	12,92	10,05	2,30	0,72	9,76	3,59	1,00	3,30	2,01	8,33	1,9	8,33	0,00	0,06	0,50	0,0	
6-12	1,70	5,10	3,45	7,92	5,16	1,41	0,44	5,98	2,20	0,62	2,02	1,40	14,00	1,70	14,00	2,10	0,06	0,84	0,0	
12-18	1,70	4,57	3,88	7,08	4,87	1,26	0,39	5,35	1,97	0,55	1,81	1,23	22,94	1,85	22,94	2,90	0,06	0,38	8,72	
18-24	1,35	3,63	3,06	5,62	3,86	1,00	0,29	4,25	1,56	0,40	1,44	1,06	26,48	1,45	26,48	4,30	0,06	0,56	14,83	
24-30	1,25	2,69	2,59	4,62	3,24	0,74	0,23	3,15	1,45	0,40	1,81	0,87	22,78	0,75	22,78	5,25	0,06	0,51	11,62	
30-36	1,20	2,87	2,87	4,17	2,84	0,74	0,23	2,52	1,45	0,40	1,81	0,87	19,54	0,62	19,54	4,34	0,06	0,51	11,92	
36-42	0,80	1,75	2,30	3,21	2,05	0,44	0,16	1,72	1,46	0,37	1,33	0,65	18,02	0,39	18,02	2,73	0,06	0,91	16,40	
42-48	0,65	1,61	1,67	3,33	2,29	0,44	0,16	1,40	1,40	0,37	1,33	0,65	24,48	0,36	24,48	1,82	0,06	1,00	24,48	
48-54	0,60	1,48	1,58	2,71	2,11	0,59	0,18	1,16	1,46	0,37	1,33	0,65	21,80	0,27	21,80	1,81	0,06	1,00	21,80	
54-60	0,55	1,34	1,58	2,59	1,94	0,48	0,16	0,94	1,46	0,37	1,33	0,65	18,83	0,21	18,83	1,81	0,06	1,00	18,83	
60-66	0,50	1,24	1,43	2,29	1,84	0,48	0,16	0,88	1,46	0,37	1,33	0,65	19,18	0,17	19,18	1,81	0,06	1,00	19,18	
66-72	0,35	1,06	1,22	1,71	1,59	0,74	0,23	0,74	1,46	0,37	1,33	0,65	13,60	0,14	13,60	1,81	0,06	1,00	13,60	
72-78	0,28	0,85	1,00	1,46	1,20	0,44	0,14	0,36	1,46	0,37	1,33	0,65	10,62	0,16	10,62	1,81	0,06	1,00	10,62	
78-84	0,28	0,75	0,92	1,33	1,13	0,37	0,13	0,33	1,46	0,37	1,33	0,65	13,19	0,11	13,19	1,81	0,06	1,00	13,19	
84-90	0,25	0,67	0,80	1,17	1,04	0,26	0,11	0,31	1,46	0,37	1,33	0,65	9,21	0,09	9,21	1,81	0,06	1,00	9,21	
90-96	0,20	0,54	0,72	1,04	0,91	0,24	0,08	0,28	1,46	0,37	1,33	0,65	8,21	0,08	8,21	1,81	0,06	1,00	8,21	
96-102	0,12	0,32	0,57	0,83	0,81	0,21	0,07	0,19	1,46	0,37	1,33	0,65	6,56	0,13	6,56	1,81	0,06	1,00	6,56	
102-108	0,08	0,21	0,34	0,63	0,55	0,18	0,06	0,18	1,46	0,37	1,33	0,65	5,14	0,18	5,14	1,81	0,06	1,00	5,14	
108-114	0,07	0,23	0,33	0,50	0,49	0,15	0,06	0,16	1,46	0,37	1,33	0,65	4,10	0,14	4,10	1,81	0,06	1,00	4,10	
114-120	0,05	0,14	0,20	0,29	0,26	0,09	0,05	0,14	1,46	0,37	1,33	0,65	3,28	0,09	3,28	1,81	0,06	1,00	3,28	
0-6	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	2,61	0,11	2,61	1,81	0,06	1,00	2,61	
6-12	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	2,01	0,11	2,01	1,81	0,06	1,00	2,01	
12-18	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	1,41	0,04	1,41	1,81	0,06	1,00	1,41	
18-24	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,80	0,00	0,80	1,81	0,06	1,00	0,80	
24-30	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,58	0,00	0,58	1,81	0,06	1,00	0,58	
30-36	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,32	0,00	0,32	1,81	0,06	1,00	0,32	
36-42	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,16	0,00	0,16	1,81	0,06	1,00	0,16	
42-48	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,08	0,00	0,08	1,81	0,06	1,00	0,08	
48-54	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,04	0,00	0,04	1,81	0,06	1,00	0,04	
54-60	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,02	0,00	0,02	1,81	0,06	1,00	0,02	
60-66	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,01	0,00	0,01	1,81	0,06	1,00	0,01	
66-72	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
72-78	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
78-84	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
84-90	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
90-96	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
96-102	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
102-108	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
108-114	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
114-120	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,00	0,00	0,00	1,81	0,06	1,00	0,00	
15,12		40,62	43,39	62,99	49,00	11,21	3,49	8,40	17,50	4,88	16,08	9,79	314,96		226,90		235,07	230,5		
																Różnica względem kol. 23		-1,56%		

$$H_S = -0,0043 \cdot T - 0,20019 \cdot h - 0,3039 \cdot t - 0,0031 \cdot W + 2,7525 \cdot S'' +$$

$$+ 0,15483 \cdot P - 0,1854 \cdot H + 0,00357 \cdot R \quad (55)$$

w której:

- T - czas od początku wezbrania, godz.,
 h - głębokość zw. wody gruntowej mierzona w studziencie b_{2-5} m,
 t - temperatura powietrza na wysokości 2 m, °C,
 W - wilgotność powietrza na wysokości 2 m, %,
 S'' - różnica rzędnych między zw. wody w b_{2-5} i przekroju K, m,
 P - opad deszczu, mm,
 H - odpływ całkowity, mm,
 R - wolna retencja w profilu gruntowym przy b_{2-5} , mm.

W celach porównawczych załączono do niniejszej pracy tablicę 24 z obliczeniami fali wezbrania /dla okresu od 29.06. - 7.07.1971r./ wykonanymi według metody autora, z zastosowaniem wzoru (55) na straty H_S . W tablicy tej w kolumnach 1 - 17 podano procedurę i wyniki obliczeń zmierzających do wyznaczenia Q_{br} . Rzędne cząstkowych wezbrań /kol. 5-16/ ustalono z iloczynów $F_{cz} = f(t)$ dla $t_d = 6$ godz. /kol. 2/ oraz natężenia deszczu $q = 166,7P : t_d$ /wiersz 4/, natomiast rzędne złożonej fali Q_{br} /kol. 17/ uzyskano poprzez sumowanie poszczególnych wierszy w przedziale kolumn 5-16. Wielkości liczbowe H_S zestawiono w kolumnie 18 a w kolumnie 19 przeliczono je na Q_S . Ostateczne rzędne fali wezbrania obliczonego Q_{obl} zawiera kolumna 20. Rzędne te wykorzystano do opracowania rysunku zbiorczego /25/ zamieszczonego w dalszej części pracy. Na podstawie tablicy 24 /kol. 23 i 20/ stwierdzono, że objętość odpływu /kubatura/ fali pomierzonej i obliczonej niewiele się różni /1,56%/. Mając określone Q_{br} , dalsze obliczenia można wykonać drugim sposobem. Niech stosunek $Q_{pom} / Q_{br} = \gamma$, zatem jego wielkości liczbowe powinny się teoretycznie wahać w przedziale $0 < \gamma \leq 1$. Dąży się, aby $Q_{obl} \approx Q_{pom}$, dlatego wyżej podany iloraz można zamienić na następujący iloczyn $Q_{obl} = \gamma \cdot Q_{br}$.

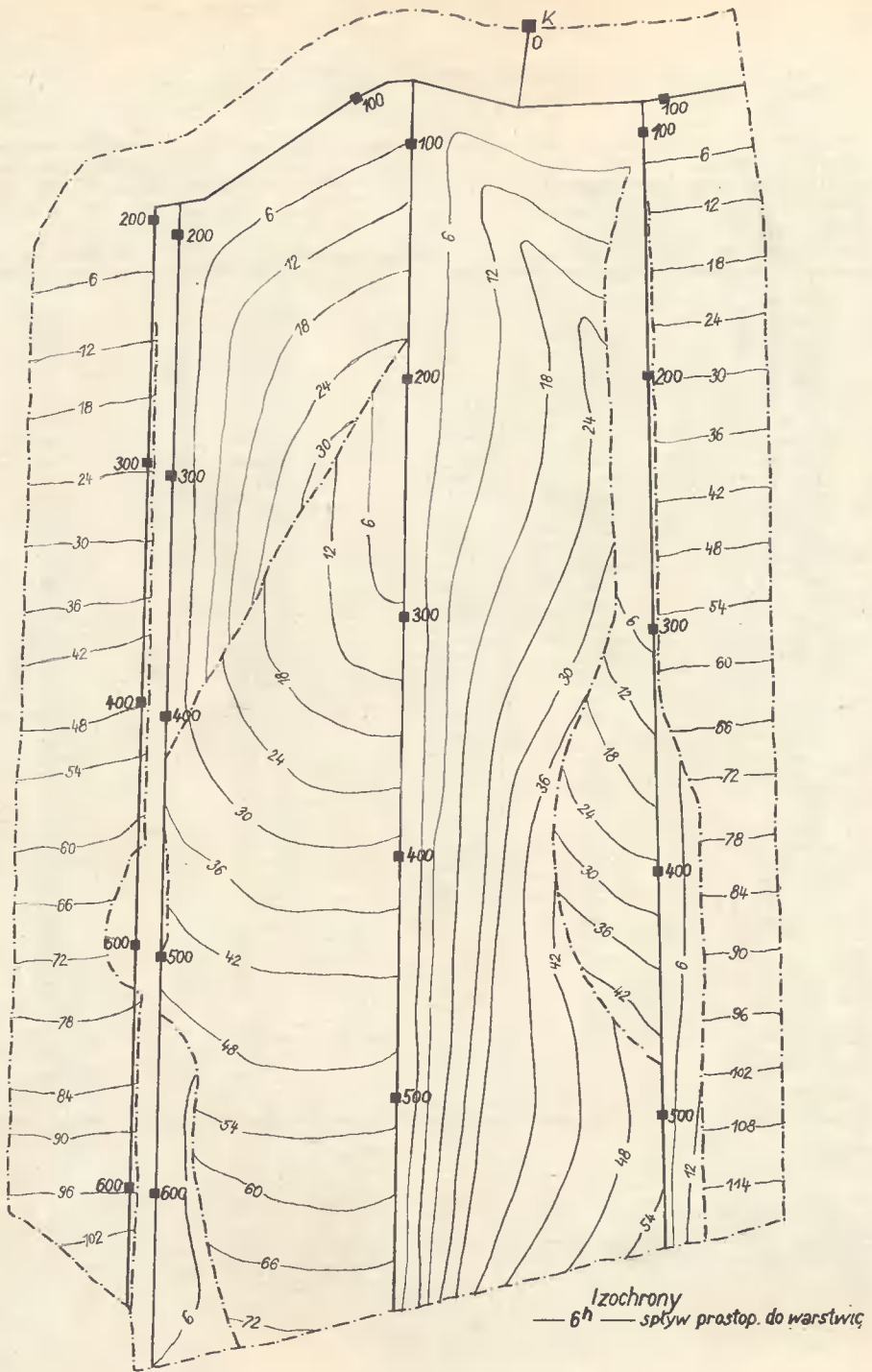
Na podstawie wyników badań i obliczeń wyprowadzono wzór (56) służący do określenia wielkości liczbowych γ w przedziałach 6-godzinnych:

$$\begin{aligned} \gamma = & 0,00404 \cdot T - 1,1684 \cdot h + 0,2639 \cdot t + 0,00498 \cdot W + \\ & + 0,01731 \cdot S - 0,0126 \cdot P + 0,1743 \cdot H - 0,00112 \cdot R \end{aligned} \quad (56)$$

w którym użyto tych samych składników jak we wzorze (55).

W tabelicy 24 podano wartości liczbowe γ w kolumnie 21, natomiast ostateczne rzędne $\Omega_{obl} = \gamma \cdot \Omega_{br}$ w kolumnie 22. Kubatury wody w fali pomierzonej i obliczonej różnią się nieznacznie /1,98%/. Charakterystykę porównawczą kształtów fal wezbrań obliczonych różnymi metodami z pomierzoną falą przedstawiono w podsumowaniu niniejszej pracy.

Na zakończenie, celowe jest podjęcie chociażby krótkiej analizy w zakresie możliwości określenia prędkości spływu V_s wody z badanego obiektu doświadczalnego na polderze Załom. Na podstawie rysunków 5 i 19 stwierdzono, że najdłuższą drogę spływu L_s przebywa woda deszczowa spadła na poletko ograniczone izochroną 600' /rys. 19/, gdyż spływa łańcem wzdłuż rowów B_8 i B_7 /rys. 5/. Niewielka odległość /ok. 110 m/ odcinka rowu przechwytyjącego spływ od przekroju kłuczowego /K/ oraz duży stosunek prędkości V_k/V_s umożliwia ją pominięcie czasu przepływu wody w rowie. Z planów /rys. 5 i 19/ pomierzono $L_s = 475,2$ m, natomiast na podstawie zaobserwowanych fal wezbrania powierzchniowego po 6-godzinnych deszczach /tab. 15/ ustalono czas przepływu $t_p = 120$ go - dzin /432000". Zatem średnie prędkości spływu w ruchu jednostajnym $V_s = L_s/t_p = 475,2/432000 = 0,0011$ m/s. W ten sposób określona prędkość spływu $V_s = 0,0011$ m/s i przyjętą $V_k = 0,5$ m/s wykorzystano do wyznaczenia planu izochron /rys. 23/. Wielkości powierzchni między izochronami oraz zlewni czynnej przedstawiono w tabelicy 25 i na rysunku 24. Analizując wykresy /rys. 24/ opracowane według tablic 22 i 25 stwierdza się bardzo duże ich podobieństwo. Istnieje więc możliwość dokonania korekty czasu i podziału zależności $F_{cz} = f(t)$ bez konieczności powtórnego wyznaczenia izochron. Obliczona

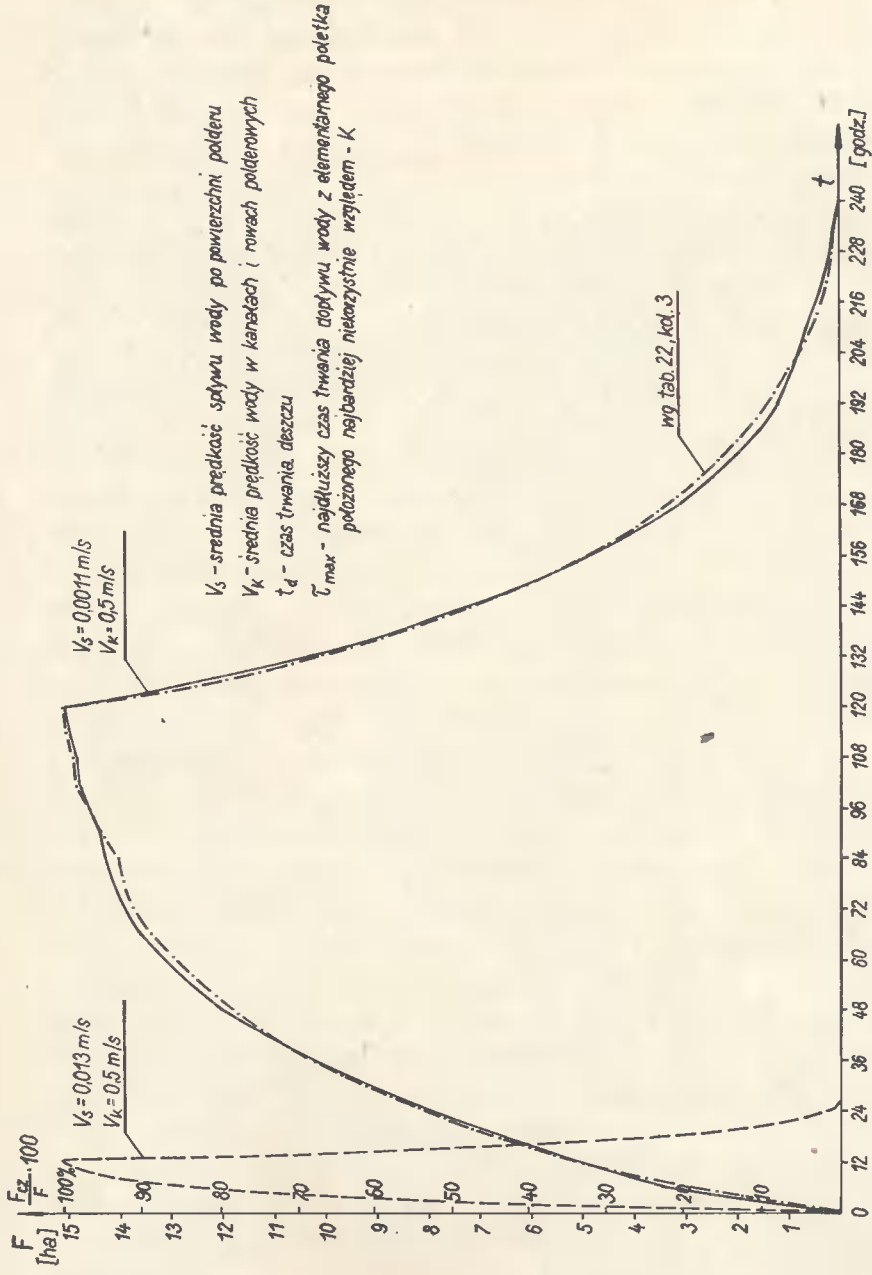


Rys.23 Plan izochron obiektu badań ścisłych ($V_s = 0,0011 \text{ m/s}$)

Tablica 25

Wielkości powierzchni między izochronami oraz zlewni czynnej dla $v_s = 0,0011 \text{ m/s}$ i $t_d = \tau_{\max}$

Przedział czasu między izochronami [godz]	Powierzchnia zlewni			Czas spływu od początku deszczu [godz]
	między izochronami [ha]	czynnej, dla $t_d = \tau_{\max}$		
		[ha]	[%]	
1	2	3	4	5
0-6	3,5	3,5	23,18	6
6-12	1,5	5,0	33,11	12
12-18	1,5	6,5	43,05	18
18-24	1,5	8,0	52,98	24
24-30	1,2	9,2	60,93	30
30-36	1,0	10,2	67,55	36
36-42	0,9	11,1	73,51	42
42-48	0,9	12,0	79,47	48
48-54	0,6	12,6	83,44	54
54-60	0,5	13,1	86,75	60
60-66	0,5	13,6	90,07	66
66-72	0,3	13,9	92,05	72
72-78	0,2	14,1	93,38	78
78-84	0,2	14,3	94,58	84
84-90	0,1	14,4	95,36	90
90-96	0,2	14,6	96,69	96
96-102	0,2	14,8	98,01	102
102-108	0,1	14,9	98,67	108
108-114	0,1	15,0	99,34	114
114-120	0,1	15,1	100,00	120
-	-	11,6	76,82	126
-	-	10,1	66,89	132
-	-	8,6	56,95	138
-	-	7,1	47,02	144
-	-	5,9	39,07	150
-	-	4,9	32,45	156
-	-	4,0	26,49	162
-	-	3,1	20,53	168
-	-	2,5	16,56	174
-	-	2,0	13,24	180
-	-	1,5	9,93	186
-	-	1,2	7,95	192
-	-	1,0	6,62	198
-	-	0,8	5,30	204
-	-	0,7	4,64	210
-	-	0,5	3,31	216
-	-	0,3	1,99	222
-	-	0,2	1,32	228
-	-	0,1	0,66	234
-	-	0,0	0,00	240



V_s - średnia prędkość spływu wody po powierzchni polderu
 V_k - średnia prędkość wody w kanałach i rowach polderowych
 t_d - czas trwania deszczu
 τ_{max} - najdłuższy czas trwania dopływu wody z elementarnego paletka położonego najbardziej niekorzystnie względem - K

Rys.24 Zmiany wielkości czynnej powierzchni zlewni (F_{cz}) i czasu (t_p) przepływu wody przez przekrój kluczowy (K) w zależności od różnych prędkości spływu (V_s) przy $t_d = \tau_{max}$.

prędkość $V_s=0,0011$ m/s charakteryzuje właściwie dynamikę spływu wody z badanego obiektu. Wykres dla $V_s=0,013$ m/s opracowany wg tablicy/20/ znacznie odbiega od poprzednich. Świadczy to, że poprzednio przyjęte prędkości spływu były zbyt duże, a także o dużym wpływie wielkości liczbowych V_s na wynik obliczeń dynamiki spływu wody ze zlewni.

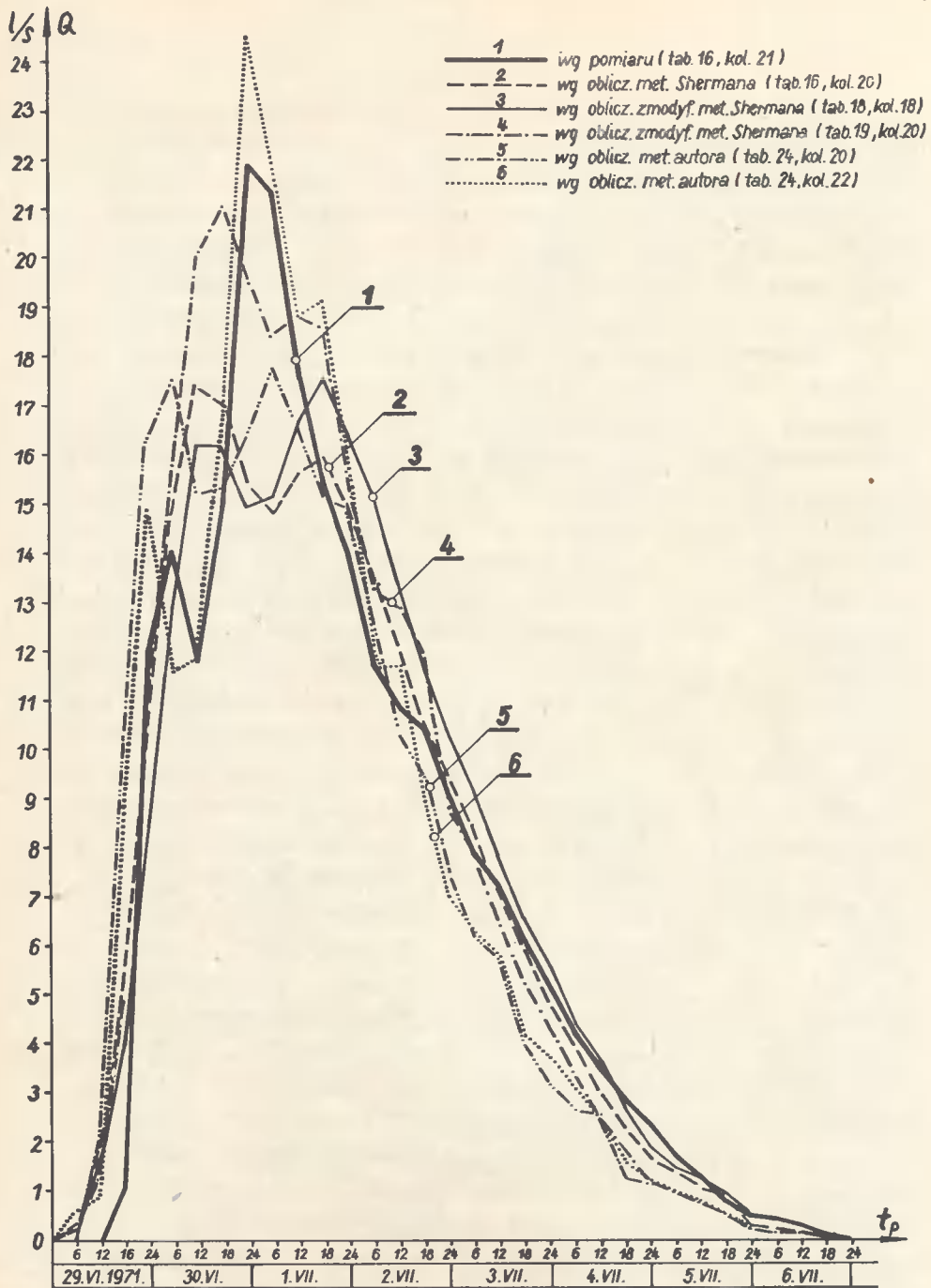
Wydaje się, iż proponowane w niniejszej pracy metody będą mogły być stosowane przy projektowaniu i eksploatacji systemów polderowych /zwłaszcza przepompowni/ na Pomorzu Zachodnim - gdzie autor miał możliwość prowadzenia badań, obserwacji i studiów ; a także w innych rejonach o podobnym mechanizmie formowania się odpływów wody z polderów.

4. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Obszary nie posiadające grawitacyjnego odpływu, aby mogły być odpowiednio użytkowane wymagają przerzutu nadmiaru wód do odbiornika przy pomocy przepompowni. Zlokalizowane są one w deltach i dolinach rzek oraz w sąsiedztwie mórz i zbiorników wodnych naturalnych lub sztucznych. Do projektowania wydajności przepompowni i pojemności zbiorników wyrównawczych, a także podczas eksploatacji systemów polderowych, niezbędne są metody ustalania odpływów. Rozwój badań w tym zakresie był niezwykle skromny, mimo stosowania w Polsce od ośmiu wieków systemów polderowych na terenach depresyjnych delty Wisły. Taniekorzystna sytuacja zmuszała projektantów do posługiwania się wzorami empirycznymi ustalonymi dla dużych zlewni rzecznych, bądź też nieaktualnymi obecnie wskaźnikami pompowania wyznaczonymi przez Bertrama. W niniejszej pracy przedstawiono wyniki 15-letnich badań, obserwacji i studiów autora w systemach polderowych Pomorza Zachodniego. Szczególnie dużo miejsca poświęcono metodom ustalania spływów wody z polderów. Omówiono istotę metod: holenderskiej, Sochonia i autora pracy. Podano także końcowe wyniki obliczeń miarodajnych odpływów z polderów i wydajności przepompowni wykonanych tymi metodami. W tym celu wykorzystano 24- i 29-letnie obserwacje dobowych opadów oraz 7- i 9-letnie ciągle pomiary odpływów. Uzyskane wyniki obliczeń są dość zbliżone i, co jest szczególnie istotne, określają wielkości prawdopodobieństwa ich występowania. Przy dotychczasowym skromnym stanie pomiarów w Polsce wydaje się, że najwcześniej praktyczne zastosowanie powinna znaleźć metoda Sochonia, która w odróżnieniu od metody holenderskiej uwzględnia oprócz opadów również właściwości wodne gleb polderowych. W Polsce zebrano dotychczas dość dużo wyników pomiarów parametrów niezbędnych do metody Sochonia, a

ponadto zbadanie ich nie przedstawia obecnie dużych problemów. Do tego celu można wykorzystać sondaświdry skonstruowane przez autora /patenty nr 62046, 69909, 85049/ oraz IMUZ w Lublinie, a także tensjometry Szuniewicza [80] i ostatnio opracowane konstrukcje tensjometrów IMUZ w Falentach. Istnieje sporo laboratoriów specjalistycznych w instytutach i biurach projektów, które wyposażone są w zestawy przyrządów do badań pF, produkowanych przez IMUZ w Lublinie. Celowe jest jednak prowadzenie pomiarów hydrometrycznych, gdyż po zebraniu wieloletnich wyników można stosować metodę opracowaną w 1972 r. przez autora [33, 36], która umożliwi dokładne ustalenie miarodajnej wydajności przepompowni.

W niniejszej pracy szczegółowo omówiono metodę Shermana i po raz pierwszy podjęto próbę zastosowania jej do obliczania fal wezbrań ze spływów deszczowych w systemach polderowych. Ponieważ w oryginalnej metodzie Shermana stosuje się współczynnik spływu o wielkości stałej podczas trwania spływu i określa się go po przejściu całego wezbrania, dlatego występują duże opóźnienia obliczeń. Utrudnia to prognozowanie odspływu dla potrzeb eksploatacyjnych obiektów hydrotechnicznych. Wydaje się jednak, że zastosowanie i tej wersji metody w projektowaniu systemów polderowych stanowi istotny postęp. W opracowaniu bowiem o wyniki pomiarów hydrologiczno-meteorologicznych możliwe jest ustalenie prawdopodobieństwa występowania fali wezbrań, stanowiących podstawę przy ustalaniu wydajności nowych agregatów pompowych w istniejących przepompowniach. Autor podjął próbę modyfikacji metody Shermana polegającą w pierwszym sposobie na wyznaczeniu chwilowego współczynnika spływu α_s , którym redukuje się jednostkowy opad deszczu w celu wyznaczenia opadu skutecznego. W drugim sposobie obliczeń, uprzednio rozdziela się opad /przy $\alpha=1$ / według hydrogramu jednostkowego i traktuje się jako Q_{br} , a następnie mnoży się $\alpha_s \cdot Q_{br} = Q_{obl}$. Obliczenia fali wezbrań tymi sposobami można wykonywać równoległe z postępowaniem fali a nawet ją wyprzedzać. Należy wspomnieć, że możliwości prognozowania powiększającą się wyraźnie, gdy meteorologia podawać będzie wcześniej odpowiednie komunikaty. Na tej podstawie łatwiejsze mogą być decyzje o objętościach wód pompowanych bądź retencjonowanych w



Rys. 25 Fala wezbrania powierzchniowego pomierzona i obliczona wg różnych metod.

zbiornikach wyrównawczych. Przeprowadzona w pracy analiza, w której wykorzystano pewne elementy metod natężeń granicznych oraz izochronowej wykazała, że na dynamikę spływów deszczowych z polderu mają wpływ: kształt zlewni, układ sieci odwadniającej i przyjęte do obliczeń kierunki oraz prędkości spływu wody. Zastosowanie typowej metody izochronowej do obliczeń odpływu z polderów, ogranicza słaba znajomość prędkości i współczynników spływu. W niniejszej pracy zaproponowano także nową metodę obliczenia wezbrań deszczowych. Polega ona na wyznaczeniu zależności $F_{CZ}=f(t)$ na podstawie izochron, którą następnie koryguje się według pomierzonego hydrogramu po to, aby uzyskać nową zależność $F_{CZ}=f(t)$ odpowiadającą właściwemu położeniu izochron wykreślonych w odstępie czasu trwania deszczu jednostkowego t_d . Tak określona zależność $F_{CZ}=f(t)$ spełnia podobną rolę co hydrogram jednostkowy w metodzie Shermana, przy czym odpływ ustala się z iloczynu $Q=q_d \cdot F_{CZ}$. Należy wspomnieć, że wzory na chwilowe współczynniki odpływu do zmodyfikowanej metody Shermana, wprowadzono w oparciu o znane wartości współczynników spływu po przejściu fal, a następnie uzależniono je od wielu innych parametrów. W metodzie autora obliczono przy pomocy zależności $F_{CZ}=f(t)$ przepływ brutto Q_{br} , który porównywano z przepływem Q_{pom} . Różnica rzędnych $Q_{br}-Q_{pom}=Q_s$, stanowi o wielkości strat w procesie spływu, natomiast stosunek $Q_{pom} : Q_{br} = \gamma$ jest współczynnikiem strat. Do obliczenia chwilowych wielkości Q_s/H_s oraz γ wyprowadzono wzory. Przepływ obliczony Q_{obl} metodą autora, można wyznaczyć w pierwszym sposobie z różnicy $Q_{obl}=Q_{br}-Q_s$, a w drugim z iloczynu $Q_{obl} = \gamma \cdot Q_{br}$. Dla porównania wyników badań i obliczeń wezbrań powierzchniowych załączono rysunek 25, na którym naniesiono kształty fal pomierzonych i obliczonych różnymi metodami. Pomierzona fala 1 stanowi kształt wzorcowy, służący do porównań pozostałych kształtów uzyskanych z obliczeń. Jak wspomniano poprzednio w oryginalnej metodzie Shermana mimo dużych opóźnień, obliczona fala 2 wykazuje największe różnicowanie rzędnych w strefie kulminacyjnej. Są one mniejsze i przesunięte w czasie. Po wprowadzeniu do metody Shermana współczynnika α_s o wartościach stałych w jednostko-

wych przedziałach trwania deszczu /wezbrań cząstkowych/, fala 3 zgodnie reagowała na opad, lecz wystąpiły pewne przesunięcia po osi Q i t , natomiast po wprowadzeniu α_s do czasu przepływu złożonej fali brutto, kulminacja fali 4 wystąpiła nie - co wcześniej, lecz jej wielkość Q_{\max} była najbardziej zbliżona do pomierzonej. Obliczona według metody autora fala 5 z uwzględnieniem H_s posiada dwie kulminacje, przy czym czas ich wystąpienia był identyczny jak w fali pomierzonej, natomiast po zastosowaniu współczynnika β , fala 6 posiada nieco zawężoną kulminację i zgodną w czasie trwania spływu. W strefie wznoszenia i opadania fal obliczonych, odchylenia rzędnych przy małych wartościach przepływów nie posiadają istotnego znaczenia. Charakteryzując ogólnie można stwierdzić, że wszystkie obliczone fale stosunkowo dobrze, pod względem liczbowym, odzwierciedliły mechanizm formowania się wezbrań ze spływów deszczowych. W metodzie autora istnieją jednak większe możliwości uwzględnienia zmian układu sieci odwadniającej /co w praktyce się zdarza/ i porównywania wyników uzyskanych z badań na obiektach doświadczalnych, dla których zależność - ci $F_{Cz} = f(t)$ są zbliżone. Ponadto autor zaprezentował sposób obliczania średniej prędkości spływu $V_s = L/t_p$, przy czym proponuje, aby wyznaczać: L - drogę spływu, jako odległość między cząstkową powierzchnią zlewni, dla której czas spływu wody do przekroju kluczowego jest najdłuższy, natomiast t_p - czas przepływu na podstawie zaobserwowanych fal wezbrania powierzchniowego.

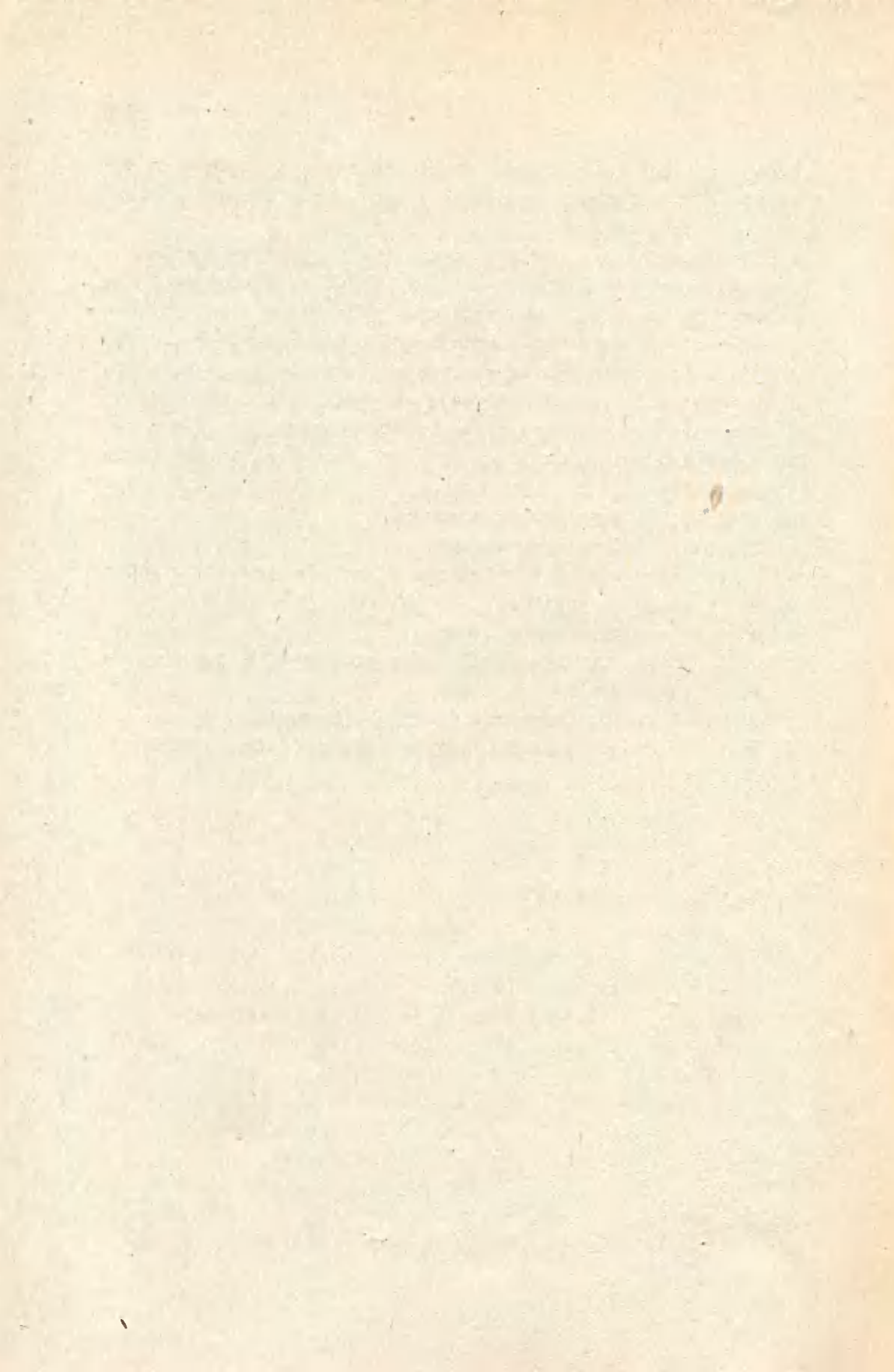
Na podstawie przeprowadzonych badań i obserwacji można sformułować następujące wnioski:

1. W kilkunastowym okresie stosowania systemów polderowych w Polsce, znikomy był rozwój badań nad metodami ustalania odpływów lub wydajności przepompowni.
2. Powierzchnia terenów wymagająca mechanicznego odwadniania w Polsce systematycznie wzrasta. W istniejących systemach polderowych i na innych obszarach zachodzi konieczność budowy lub rekonstrukcji przepompowni. W związku z tym dla potrzeb projektowania a także eksploatacji przepompowni konieczne są badania nad metodami ustalania odpływów wód z tych terenów.

3. Uzasadnione jest stopniowe wyposażanie systemów polderowych w urządzenia do ciągłej rejestracji odpływów, opadów, dynamiki uwilgotnienia gruntów itp. Ponadto należy zapewnić odpowiednio przeszkoloną obsługę przyrządów pomiarowych, przepompowni oraz innych urządzeń. Uzyskane z obserwacji wyniki powinny być szczegółowo analizowane oraz wykorzystane dla dobra rozwoju gospodarki i nauki polskiej.
4. Śród metod zaprezentowanych w niniejszej pracy prawie wszystkie mogą znaleźć zastosowanie przy projektowaniu wydajności przepompowni i objętości zbiorników wyrównawczych. Eksploatacja tego węzła hydrotechnicznego powinna być dostosowana do dynamiki odpływów wody z polderu, obliczeniowo zmodyfikowaną metodą Shermana lub metodą autora z uwzględnieniem zmiennych wielkości strat H_s bądź współczynników strat γ .
5. Zastosowanie powszechnie znanej metody natężeń granicznych oraz izochronowej do obliczeń spływów deszczowych nie daje właściwych rezultatów ze względu na duże uproszczenia przyjmowane przy określaniu zlewni, współczynników spływu, kierunków i prędkości spływu wody w zlewni.
6. W badanych warunkach polderu Załom miarodajna wydajność przepompowni $H_d = 25$ mm/dobę ustalona [33] wg metod: holenderskiej, Sochonia i autora pracy nie uległa istotnej zmianie po zastosowaniu wydłużonych ciągów obserwacji opadu i odpływu.
7. W metodzie Shermana niezmiernie istotne jest właściwe opracowanie reprezentatywnego hydrogramu jednostkowego. Szczególną uwagę należy zwrócić na następujące zagadnienia:
 - a/ dobranie właściwego przedziału obserwacji opadów,
 - b/ jednolitość natężenia deszczu i dokładny jego pomiar,
 - c/ wielkości współczynników spływu dla fal uwzględnianych przy wyznaczaniu średniego hydrogramu jednostkowego,
 - d/ właściwe oddzielenie odpływu powierzchniowego z całej fali wezbrania,
 - e/ zmiany przepustowości kanałów, szorstkości powierzchni spływu i gospodarki wodnej.
8. Wskazane byłoby, aby w początkowym okresie stosować kilka metod równocześnie i weryfikować je podczas badań w spraw -

nych systemach polderowych w celu zebrania odpowiednich doświadczeń niezbędnych do ostatecznego wyboru metody obliczeń dynamiki odpływu.

9. Z obserwacji autora wynika, że maksymalne odpływy z polderów Pomorza Zachodniego powodowane były spływami roztopowymi oraz deszczowymi w okresie wegetacyjnym, zatem te ostatnie głów - nie decydują o potrzebnej wydajności przepompowni. Przepływy pochodzenia gruntowego są stosunkowo małe, lecz trwają długo i dlatego dość istotnie wpływają na wielkość rocznego zużycia energii elektrycznej przez przepompownie.
10. Na obszarach mechanicznie odwadnianych celowe są dalsze badania w zakresie:
 - a/ prędkości spływu wód deszczowych,
 - b/ dynamiki odpływu wód roztopowych,
 - c/ wpływu na plonowanie położenia zwierciadła wody grunto - wej i innych czynników,
 - d/ udziału w odpływie wód obcych,
 - e/ dokładności pomiarów opadów oraz prognozowania ich wyso - kości i natężenia,
 - f/ doskonalenia metod obliczeń hydrologicznych,
 - g/ analiz techniczno-ekonomicznych systemów polderowych.



5. LITERATURA

1. Augustowski B.: Żuławy Wiślane. Gdańskie Towarzystwo Naukowe 1976, ss. 662.
2. Bertram H.: Die Entwicklung des Deich und Entwaesserungswesens 1907.
3. Błaszczyk W.: Spływy deszczowe w sieci kanalizacyjnej / Wytyczne do normatywu/. Gaz, Woda, Technika Sanitarna, 1954, nr 9, s. 262-271.
4. Błaszczyk W.: Projektowanie sieci kanalizacyjnych. Arkady 1965, ss. 268.
5. Błaszczyk W.: Kanalizacja. t. I, ss. 524, Arkady Warszawa 1974.
6. Błaszczyk P.: Ulepszone metody wymiarowania kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej. Materiały z konferencji PZITS pt. Postęp techniczny w kanalizacji. Wrocław 1977, s. 81-90.
7. Bróchocki A.: Stacje przepompowań dla odwodnienia zawala a wały wsteczne. Gosp. Wodna 1947, nr 2, s. 71-74.
8. Cebulak K.: Kilka uwag o problematyce wydajności przepompowni odwadniających na Żuławach w dolinie Wisły. Wiad. Melior. i Łąk. 1968, nr 4, s. 103-105.
9. Cebulak K.: Gospodarka wodno-melioracyjna / stan obecny i kierunki rozwoju/. Materiały z sesji naukowej / 16.12.1976 / pt. Zagadnienia optymalizacji gospodarki na Żuławach Wiślanych. GTN 1977 s. 27-32.
10. Czarnecka H.: Próba obliczenia współczynnika "fi" przepływów maksymalnych w małych niekontrolowanych zlewniach na podstawie pokrywy glebowej. Gospodarka Wodna 1976, nr 8-9, s. 125-230.
11. Dębski K.: Metoda fali jednostkowej i jej zastosowanie do prognozy wezbrań. Wiad. Sł. Hydr. i Met. 1952, t. IV, z. 1, s. 5-28

12. Dębski K.: Prawdopodobieństwo zjawisk hydrologicznych i meteorologicznych. Metoda decylów. Wyd. Komunikac. Warszawa 1954.
13. Dębski K.: Hydrologia. Arkady, Warszawa 1970, ss. 368.
14. Duda L., Friedrich M.: Związki zachodzące między przepływami wód w przekrojach wodowskazowych rzek woj. szczecińskiego. Z.N. AR Szczecin 1974, nr 48, s. 71-81.
15. Hanczarski J., Sokołowski J.: Problemy zabezpieczenia terenów przyległych do zbiorników wodnych przed skutkiem piętrzenia. Gosp. Wodna 1977, nr 2, s. 34-38.
16. HYDROPROJEKT - CBSIPBW - Pompowanie odwadniające. Ustalenie miarodajnej wydajności pompowni i geometrycznej wysokości podnoszenia wody. Melior. rolne. Biuletyn informacyjny 1976, nr 3, s. 1-14.
17. Kaczmarek Z.: Zasady obliczania największych przepływów rocznych o określonym prawdopodobieństwie pojawiania się przy projektowaniu obiektów inżynierskich i urządzeń technicznych gospodarki wodnej w zakresie budownictwa hydrotechnicznego. CUGW; Warszawa 1969.
18. Kaczmarek Z.: Metody statystyczne w hydrologii i meteorologii. WKiŁ, Warszawa 1970.
19. Kadrewicz T.A.: Osuszenie s mechanicznym wodopodiemom za- bołoczonych ziemiel w primorskiej zonie łatwijskiej SSR. Gi- drot. i Melior. 1957, nr 3, s. 28-38.
20. Kiciński T.: Odpływ gruntowy ze zlewni Wisły po Zawichost. Prace i Studia Komitetu Gosp. Wodnej i Surowcowej, PAN, PWN, 1970, t. X, s. 151-219.
21. Kisielewski Z.: Melioracje na Żuławach w dolinie Wisły. Gosp. Wodna 1951, nr 3, s. 113-117.
22. Kisielewski Z.: Podstawy hydrologiczne budowy stacji pomp dla odwodnienia. Gosp. Wodna 1951, nr 4, s. 152-156.
23. Kulczyński Z.: Tiechniczeskije problemy po woprosam miecha- niczeskogo osuszenija nadrecznych dolin na osnowie nasosnych stancji osuszczenstwajajemych w sewierno-zapadnoj rajonach Polszy. Mater. z konf. Tallin 1971.
24. Klugiewicz J.: Analiza techniczna stacji pomp i polderów woj. szczecińskiego. Maszynopis, IMUZ Szczecin 1965, ss. 32+mapa.
25. Klugiewicz J.: Stacje pomp i poldery województwa szczeciń- skiego. Wiad. Melior. i Łąk. 1966, nr 6. s. 163-167.

26. Klugiewicz J.: Przyrząd do pobierania próbek gruntu o strukturze nienaruszonej. Wiad. Melior. i Łąk. 1968, nr 12, s. 362-364.
27. Klugiewicz J.: Analiza stacji pomp i polderów woj. koszalińskiego. Maszynopis, IMUZ Falenty 1969, ss. 14.
28. Klugiewicz J.: Metoda wyznaczania chronoizopletów uwilgotnienia gleby na podstawie pomiarów potencjału kapilarnego. Wiadomości IMUZ 1970, t. IX, z. 3. s. 32-41.
29. Klugiewicz J.: Próba wyznaczenia współzależności pomiędzy siłą ssącą, stanem wód gruntowych i wilgotnością w profilu piasku pylastego. Wiadomości IMUZ 1971, t. X. z. 1. s. 55-65.
30. Klugiewicz J.: Wpływ wzniesienia deszczomierzy nad powierzchnią terenu na objętość mierzonych opadów. Wiad. Melior. i Łąk. 1971, nr 1, s. 16-18.
31. Klugiewicz J., Lupa H.: Problemy budownictwa wodno-melioracyjnego na węglanowych osadach jeziornych w świetle przeprowadzonych badań na obiekcie Dębina. Zeszyty Problemowe Postępów Nauk. Roln. 1971, z. 107, s. 241-254.
32. Klugiewicz J.: Niektóre zagadnienia mechanicznego odwodnienia polderów Pomorza Zachodniego. Wiad. Melior. i Łąk. 1972, nr 8-9, s. 248-250.
33. Klugiewicz J.: Metoda ustalania podstaw hydrologicznych do projektowania stacji pomp na terenach depresyjnych. Maszynopis IMUZ 1973, ss. 198.
34. Klugiewicz J.: Analiza zapasów wody w profilu glebowym piasku pylastego, luźnego przy różnych stanach wód gruntowych. Roczniki N.R. 1973, seria F, t. 78, z. 2, s. 61-70.
35. Klugiewicz J., Puchalski H.: Statystyczna ocena zróżnicowania plonowania roślinności łąkowej w łanie odwadnianym rowami. Prace Naukowe Politech. Szczeciń. 1973, nr 9, s. 19-28.
36. Klugiewicz J.: Metody ustalania odpływów jednostkowych z polderów do projektowania stacji pomp. Wiadomości IMUZ 1975, t. XII, z. 3, s. 53-61.
37. Klugiewicz J.: Metodyka badań w zakresie podstaw hydrologicznych do projektowania stacji pomp na polderach. Wiad. Melior. i Łąk. 1975, nr 1, s. 5-8.
38. Klugiewicz J.: Urządzenia do ciągłej rejestracji przepływu cieczy w przewodach otwartych. Gosp. Wodna 1975, nr 5, s. 156-158.

39. Klugiewicz J.: Hydrologiczne podstawy projektowania przepompowni na terenach depresyjnych. ZN ATR, nr 35, Budownictwo nr 9, 1976, ss. 125.
40. Klugiewicz J.: Wpływ rozwiązań urbanistycznych miast na projektowanie sieci kanalizacyjnej. Materiały z sesji naukowej Instytutu Budownictwa Lądowego ATR, Bydgoszcz 1977, s. 93-108.
41. Kołosow N.M.: Hidrologiczeskije rascziety pri projektirowanii poldiernych sistem w Ukrainskom Poliesie. Gidr. i Melior. 1976, nr 3, s. 62-67.
42. Kostiakow A.N.: Podstawy melioracji. PWRiL Warszawa 1965, ss. 658.
43. Kostrzewa S.: Budowa polderów w Holandii. Wiad. Melior. i Łąk. 1975, nr 11, s. 292-295.
44. Kowalik P.: Bilans wodny. Materiały z Sesji Naukowej /16.12.76/ pt. Zagadnienia optymalizacji gospodarki na Żuławach Wiślanych GTN 1977, s. 18-26.
45. Kożucharow I., Łojewski S.: Wpływ wysokości opadów na wielkość i koszty energii elektrycznej zużywanej przez stacje pomp na Żuławach. Wiad. Melior. i Łąk. 1968, nr 2, s. 57-58.
46. Kożucharow I., Łojewski S.: Zależność pomiędzy wysokością opadów a zużyciem energii elektrycznej przez stacje pomp na polderach. Gosp. Wodna 1968, nr 4.
47. Lambor J.: Gospodarka wodna na zbiornikach retencyjnych. Arkady 1962, ss. 258.
48. Lambor J.: Metody prognoz hydrologicznych. Wyd. Komunik. i Łączności, Warszawa 1962, ss. 339.
49. Lambor J.: Hydrologia inżynierska. Arkady 1971, ss. 362.
50. Leźnicki A.: Wpływ warunków hydrogeologicznych na sieć osuszającą przymorskich polderów nizinnych. /praca habilitacyjna/. Z.N. Politech. Szczecin. 1972, nr 133, ss. 67.
51. Lupa H., Klugiewicz J.: Wstępne wyniki badań nad sposobami meliorowania kredowych osadów jeziornych. Zeszyty Nauk. Politech. Szczecin 1967, nr 96, Budownictwo nr 9, s. 115-125.
52. Łukjanas A., Juszkaukas Ju.: Rasczot i projektirowanie nasosnych stancji na poldernych sistemach. Mater. z konf. Tallin 1971.

53. Makowski J.: Parametry wyjściowe obliczania urządzeń odwadniających w świetle analizy hydrologicznej kolejowych równi stacyjnych. Maszynopis /praca doktorska/. Wyd. Komunik. Polit. Warsz. 1965.
54. Marcilonek S.: Zmiany zasobów wodnych i pokarmowych gleby nawadnianej ściekami miejskimi w Psim Polu pod Wrocławiem. RNR 1968, ser. F, t. 78, z. 4, s. 1521-1544.
55. Mielcarzewicz E.W.: Melioracje miejskie i przemysłowe. PWN 1970, ss. 436.
56. Mielcarzewicz E.W. i inni: Zależność natężenia deszczy występujących w miesiącach letnich od czasu trwania i prawdopodobieństwa pojawiania się. Materiały z konf. PZITS pt. Postęp techniczny w kanalizacji. Wrocław 1977, s. 36-49.
57. Mielcarzewicz E.W. i inni: Projektowanie i analiza systemów odprowadzania ścieków deszczowych na EMC przy zastosowaniu metody natężeń granicznych do obliczeń przepływu ścieków. Mater. z konf. PZITS pt. Postęp techniczny w kanalizacji. Wrocław 1977, ss. 91.
58. Obuchowski A.: Ogólne założenia budowy stacji pomp. Materiały z konf. SITWM Zielona Góra. 1966, s. 3-20.
59. Ostromęcki J.: Podstawy melioracji nawadniających. PWN 1973, ss. 450.
60. Pachnik D.: Określenie wydatku instalowanego przepompowni odwadniających zawała rzek i zbiorników. Wytyczne instrukcyjne projektowania. Red. II, 1971.
61. Pietrucień C.: Zagadnienia korelacji pracy stacji pomp na polderach żuławskich z warunkami atmosferycznymi. Gosp. Wodna 1969, nr 11, s. 404-408.
62. PIHM: Instrukcja dla stacyj meteorologicznych wyższych rzędów sieci polskiej. Wyd. Komunikacyjne Warszawa 1953, ss. 262.
63. Płachecki A.: Eksploatacja melioracyjnych stacji pomp w woj. zielonogórskim. Wiad. Melior. i Łąk. 1977, nr 5, s. 126-127.
64. Puchalska M., Klugiewicz J.: Zastosowanie metod statystycznych w doświadczalnictwie terenowym nad rozstawami drenów. Prace Nauk. Polit. Szczecin. 1973, nr 9, s. 3-18.
65. Puścikowski J.: Żuławy elbląskie okiem wykonawcy. Gosp. Wodna 1948, nr 9, s. 259-263.

66. Rjabkowa G.A.: Wodnyj bałans poldera /na primierie poldera Rusnje, Litewskoj SSR/. Gidrot. i Melior. 1970, nr 10, s. 22-26.
67. Schroeder G.: Melioracje wodne w rolnictwie. Arkady 1972, ss. 728.
68. Sochoń Z.: Matematyczne podstawy problemu wykorzystania zrzutów przy nawodnieniu zalewowym. Roczniki N.R. 1957, t. 72, ser. F, z. 1, ss. 274.
69. Sochoń Z.: Gospodarowanie wodą przy nawodnieniach zalewowych. /Wskazania praktyczne/. Biblioteczka "Wiadomości IMUZ", nr 21, 1967, ss. 308.
70. Sochoń Z.: Sposoby podwyższenia efektywności melioracyjnych systemów na polderach w Polsce w dostosowaniu do współczesnego sielskiego gospodarstwa. Mater. z konf. Tallin 1971, ss. 21.
71. Soczyńska U.: Teoria fali jednostkowej oraz próba jej zastosowania. Biuletyn PIHM, 1961, nr 10, s. 15-31.
72. Soczyńska U.: Metody przewidywania wezbrań w górskich rejonach Polski w oparciu o charakterystyki fal jednostkowych. Wiad. Sł. Hydr. i Met. 1964, t. II, z. 57, s. 3-34.
73. Soczyńska U.: Analiza i prognoza formowania się kulminacji wezbrań opadów w rejonach górskich. Wiad. Sł. Hydr. i Met. 1967, t. III, z. 3-4, s. 37-47.
74. Soczyńska U.: Prognozowanie przebiegu wezbrań roztopowych w dorzeczu górnego Dunajca metodą fali jednostkowej. Wiad. Sł. Hydr. i Met. 1969, t. V, z. 1-2, s. 43-53.
75. Sokołowski J.: Zagadnienia odwadniania terenów przyległych do zbiorników nizinnych. Wiad. Melior. i Łąk. 1977, nr 5, s. 120-122.
76. Somorowski C.: Charakterystyczne rozkłady wilgotności w profilu glebowym przy różnych głębokościach wód gruntowych. IMUZ, 1969, t. IV, z. 4, s. 49-64.
77. Somorowski C.: Właściwości wodne profilów glebowych przy głęboko zalegającym zwierciadle wody gruntowej. Wiadomości IMUZ 1969, t. VIII, z. 1, s. 49-84.
78. Stachy J.: Propozycja nowej metody obliczania przepływów maksymalnych w małych zlewniach niekontrolowanych /mniejszych od 50 km²/. Gosp. Wodna 1976, nr 8-9, s. 230 - 237.

79. Strupczewski W.: Równanie fali powodziowej. Wiad. Sł. Hydr. i Meteor. 1964, t. II, z. 57, s. 35-58.
80. Szuniewicz J.: Tensjometr z manometrem rtęciowym do rejestracji potencjału wilgotności gleby w warunkach polowych. Wiadomości IMUZ 1967, t. VII, z. 1, s. 109-125.
81. Wesseling I., van 't Leven A.I.: Drainage of the polder districts in the Netherlands. Technical Bulletin 1960, nr 18, s. 13.
82. Wędziński W.: Potrzeby wodno-melioracyjne delty Wisły. Materiały z I Seminarium Żuławskiego, Gdańsk 1968.
83. Wołoszyn J.: Probabilistyczna metoda obliczania natężeń deszczów na przykładzie Wrocławia. Wiadom. Służby Hydr. i Meteor. 1964, z. 58.
84. Wołoszyn J.: Przegląd metod obliczania odpływu wielkich wód z małych zlewni przy ograniczonych obserwacjach hydrometrycznych. Gosp. Wodna. 1967, nr 3, s. 88-92.
85. Wytyczne techniczne projektowania miejskich sieci kanalizacyjnych. Zarządzenie nr 20 Ministerstwa Gospodarki Komunalnej z dnia 30.06.1965. /Dziennik Bud. nr 15 z dn. 7.12. 1965/.
86. Zakaszewski C.: Melioracje rolne. t. II, PWPiL 1956, ss. 352.
87. Zakaszewski C.: Melioracje rolne. t. I, PWRiL 1956, ss. 336.
88. Zielenka L.P., M Juszkauskas I.A.: Poldernyje sistemy osuszenia. Moskwa 1969, ss. 111.
89. Żukow J.A. i inni: Kanalizacja. Izdat. Lit. po stroitiel. Moskwa 1964, ss. 642.

METHODS OF DETERMINING WATER OUTFLOW DYNAMICS IN THE
POLDERS OF THE WEST POMERANIA AS REGARDS DESIGNING
AND OPERATION OF PUMPING STATIONS

Summary

In Poland polders and pumping stations are mainly situated at the Vistula delta near the coast of the Baltic Sea as well as at the Odra valley. Despite of using polder systems for several centuries, the hitherto development of the research on determining hydrological principles for the systems, particularly for pumping stations has been unsatisfactory. Designing an output of a pumping station there have been applied empirical formulae concerning large gravitational outflow from reception basins /river basins/ and computation results have been compared with Bertram's observation or other fragmentary material.

The present work discusses the research, observation and studies connected with probable outflow quantity as well as its dynamics which are necessary parameters for designing and operation of a pumping station. The research has been conducted by the author for 15 years. At an initial stage the author made a technical analysis of 132 pumping stations and 124 polders and conducted short series of measurements of some polders in the West Pomerania.

A systematic research /50 - 250 a day/ had been conducted in the years 1966-1974 in a special experimental object situated in the south-west part of the Załom polder /Szczecin Province/. The computation of the output of the pumping station has been conducted by the Dutch method /acc. to DIN-1184/ on the basis of 24 and 29 year observation series of rainfall during 1-5 days per year as well as during summer and winter half-years. As a result, this computation has led to the formul -

tion of 54 equations of maximum rainfall probability curves $/p\%$. It has been ascertained that for $p=10\%$ a day outflow $H=25\text{mm}$. Then the Sochoń method has been applied which also includes maximum rainfall probability /determined in the same way as in case of the Dutch method/ and states of free retention of soil profile before rainfall. The research on the state of free retention Q_n has been conducted on the basis of 7500 samples and according to suction force readings. $H=25\text{ mm}$ obtained from test calculations when $Q_n=25\text{ mm}$ which occurred when $h=43\text{ cm}$ and when humidity of the aeration area was adequate to soil intake capacity. The author has suggested the third method of determining outflow by means of probability of maximum 1-5 days outflows on the basis of the results of hydrometrical measurements of polder unwatering systems. The work includes 87 equations of maximum outflow curves. From the computation for summer half-year and $p=10\%$ obtained $H=25\text{ mm}$ a day.

The work puts emphasis on new methods of determining the dynamics of water outflow from polders, and particularly stresses ways of computing freshet waves which result from rainfall. The Sherman method has been discussed and there have also been given 4 ways of constructing single hydrogram. Mean ordinates of 16 single hydrograms have been calculated preserving the outflow chronology and after a previous bringing the culmination to a common interval. There is included the computation example of a complex freshet wave by means of the Sherman original method $/\alpha = \text{const}/$. The necessity of determining a constant outflow coefficient for a freshet $/\alpha /$, which is possible after the wave has gone, causes that calculations are delayed. In order to eliminate this shortcoming of the Sherman method, the author has made an attempt at determining an empirical formula for computing variable values of α according to intermediate parameters. There has been introduced $\alpha \neq \text{const}$. to the Sherman method by two ways: as a momentary value for 6 hour rainfall, which is used for determining efficient rainfall e.g. $H = \alpha_6 P_6$ or for the reduction of a freshet complex wave which has initially been determined without taking into consideration the loss. Besides, there has been made an attempt at applying the methods of limit intensity and isochrone ones. It has been shown that water out-

flow from a reception basin is influenced by such factors as: a from of a reception basin, the situation of the key point, flow directions and velocity. It has been ascertained that the application of these methods shows some limitations due to insufficient information on the actual velocity of flow. A detailed analysis of the above mentioned methods has made it possible to work out a new method of a freshet wave calculation. In this method outflow distribution per time takes place by means of the dependence $F_{CZ} = f(t)$ determined on the basis of isochrones with intervals adequate to an accepted observation unit of rainfall /6 hours/. The ordinates of partial flows/e.g.from 6 hour rainfall/ are calculated from the quotient of rain intensity /in l/s ha/ and partial area between isochrones. The ordinates of partial flows, added up by means of superposition, are complex ordinates of the freshet wave Q_{br} calculated without losses. In order to calculate Q_{obl} two further ways of calculating have been suggested, namely by determining the formula $Q_s = Q_{br} - Q_{pom}$ or by $\gamma = Q_{pom}/Q_{br}$ dependent on some other parameters. The flow calculated by the first way is $Q_{obl} = Q_{br} - Q_s$ by the second one $Q_{obl} = \gamma \cdot Q_{br}$. Exemplary calculations by the above-mentioned methods have proved that there exists the possibility of determining the dynamics of water outflow from polders.

In conclusion there has been presented the way of determining mean flow velocity. It consists in determining the longest way of water flow L_s /acc. to plans/ from a reception basin to a key cross-section and calculating /on the basis of observation of a given reception basin/ time of flow $t_p = n t_d$. Mean flow velocity may be determined /relatively precisely/ from the quotient $V_s = L_s/t_p$. The author recommends the application of the same unit t_d , which is used in determining isochrones.

On the basis of research and studies it seems that the methods presented in the work may be used not only in polder systems of the West Pomerania but also in other systems of a similar mechanism of freshet formation.

Методы определения динамики стока вод с польдеров Западного Поморья для проектирования и эксплуатации станций перекачки

Резюме

В Польше польдеры и станции перекачки размещены прежде всего в дельте Вислы, на побережье Балтийского моря и в низменности Одры. Несмотря на то, что польдеровые системы применяются уже несколько веков, очень низким был до сих пор уровень исследований определения гидрологических основ для этих систем, а прежде всего для станций перекачки.

Проектируя производительность станций перекачки вынуждены были пользоваться эмпирическими формулами, касающимися больших водосборов с гравитационным стоком /речные водосборы/, а результаты расчетов сравнивали с наблюдениями Бертрама или с другими частичными замечаниями.

Автор данной работы представляет результаты 15-и летних исследований, наблюдений и изысканий, касающихся вероятных величин стоков и их динамики, необходимых параметров при проектировании и эксплуатации станций перекачки. В начальном периоде, автор выполнил технический анализ 132 станций перекачки и 124 польдеров, а также провел короткие измерительные серии нескольких польдеров Западного Поморья. Систематические исследования и измерения /50 - 250 за сутки/ были проведены в 1966 - 1974 годах на специально оборудованном опытном объекте, размещенном в юго - восточной части польдера /Залом /Щецинское воеводство/. Расчет производительности станций перекачки голандским методом /по DIN - II84/ был проведен на основе 24 и 29-и летней наблюдательной серии осадков I - 5 суточных, выбранных в годичном и полугодичном интервале летом и зимой. В результате этих расчетов вывели 54 уравнения кривых вероятности /р%/ максимальных осадков. Было установлено, что для $p = 10\%$ расчетный суточный сток $H = 25\text{мм}$. Дальше был применен метод Сохоня, который учитывает вероятность выступления максимальных осадков /назначены как к голандскому методу/, кроме того еще и состояние свободного наполнения грунтовой пористости до осадков. Исследования состояния свободного наполнения грунтовой пористости $Q_{\text{г}}$ провел автор на 7500 пробах

и по исследованию сосательной силы. Из примерных расчетов получено $H = 25\text{мм}$, при заданной $Q_{\text{н}} = 25\text{мм}$, которая имела место при уровне воды $h = 43\text{см}$ и увлажнении зоны аэрации соответствующей предельной полевой влагоемкости. Автор предложил третий метод расчетного определения стока, основанный на назначении вероятности появления максимальных 1 - 5 суточных стоков на основе результатов гидрометрических измерений в польдеровой осушительной сети. В этой работе помещено 87 уравнений кривых вероятности выступления максимальных стоков. Из расчетов для летнего полугодия $p = 10\%$, получено $H = 25\text{мм}$ в сутки.

Самое большое внимание в этой работе, уделяется новым методам определения динамики стока воды с польдеров, а прежде всего способам расчета волны паводка. В работе обсуждается метод Шермана и даны тоже 4 способа конструирования единичного гидрограма. Средние ординаты из 16-и единичных гидрограмов рассчитаны с сохранением хронологии стока и после предварительного сведения максимальных ординат паводка к общему разделу времени. Помещается пример расчетов сложной волны паводка при помощи оригинального $\alpha = \text{const}$ / метода Шермана. Необходимость назначения для постоянного паводка коэффициента стока α , что является возможным после стока волны, однако это можно рассчитать только после стока паводка. Чтобы ликвидировать этот недостаток метода Шермана, автор сделал попытку назначения эмпирической формулы для определения изменяющихся величин чисел α по косвенным параметрам. Введено $\alpha = \text{const}$ в метод Шермана двумя способами: как временную величину для 6-ти часового осадка, служащую для определения эффективного осадка, нпр. $H = \alpha \cdot P_6$ или для редукции сложной волны паводка, определенной предварительно без учета потер стока. Кроме этого, в работе предпринимается попытка применения методов предельных интенсивности и изохронной. Доказано, что на сток воды из водосбора влияет ряд таких факторов как: форма водосбора, расположение расчетного сечения водосбора, принятое направление и скорость стока. Сделан вывод, что применение на практике этих методов ограничивает слабое знакомство действительной скорости стока. Детальный анализ выше упомянутых методов, позволил автору на разработку нового метода расчета волны

паводка. В этом методе раздел стока во времени происходит при помощи зависимости $F_{cz} = f/t$, назначенной на основе изохрон в промежутках соответствующих принятой /6 час./ единице наблюдения за дождем. Ординаты частичных стоков / нпр. из 6-и часовых осадков/ вычисляются из произведения интенсивности дождя $/w1/s \text{ ha}/$ и частичной поверхности между изохронами. Подытоженные на основе суперпозиции ординаты частичных стоков составляют ординаты сложной волны паводка Q_{br} , вычисленной без учета потер стока. Целью вычисления Q_{obl} предлагаются два способа дальнейших вычислений, а именно, при помощи назначенной формулы на $Q_s = Q_{br} - Q_{ром}$ или на определение $\xi = Q_{ром} / Q_{br}$ зависящих от нескольких других параметров. Сток вычисленный первым способом составляет $Q_{obl} = Q_{br} - Q_s$, а вторым способом: $Q_{obl} = \xi Q_{br}$. Примерные вычисления выше указанными методами подтвердили, что существует возможность назначения динамики стока вод с польдеров.

В заключении работы представлен способ назначения средней скорости стока. Он основан на определении по планам самого длинного пути стока $/L_s/$ воды из водосборной площади до главного гидрометрического водотока и определения /по наблюдению данного водосбора/ времени стока $t_p = n t_d$. Среднюю скорость стока можно точно определить по частному $v_s = L_s / t_p$. Предлагается применение той же самой единицы t_d , которая будет применена при назначении изохрон.

На основе выполненных исследований и изысканий кажется, что методы представленные в этой работе, могут быть использованы не только на польдерных системах Западного Поморья, но и в других системах с подобным механизмом формирования паводков.



Cena zł 25,-