

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
im. Tadeusza Kościuszki

mgr inż. Marek BODZIONY

**Komputerowe wspomaganie projektowania
systemów retencji opóźniających
odpływ powodziowy ze zlewni górskiej**

Praca doktorska

Promotor: Dr hab. inż. Wiesław GADEK, prof. PK

Kraków 2005

Autor pragnie wyrazić serdeczne podziękowania Promotorowi Prof. Wiesławowi Gądkowi za merytoryczne ukierunkowanie pracy, czas poświęcony przy jej realizacji, wyrozumiałość i cierpliwość.

*Za pomoc związaną z zagadnieniami informatycznymi wyrazy podziękowania dla Włodzia Banacha.
Za pomoc redakcyjną serdecznie podziękowania dla Beaty Baziak.*

Za tolerancję i wytrwałość dziękuję żonie i dzieciom.

Pracę dedykuję Rodzicom.

SPIS TREŚCI

	str
1. WPROWADZENIE	6
Cel i teza pracy	12
Zakres pracy	12
2. PRZEGLĄD STOSOWANYCH ROZWIĄZAŃ W SYSTEMACH RETENCJI OPÓŹNIAJĄCEJ ODPIY W POWODZIOWY ZE ZLEWNI.....	15
2.1. Założenia i zasady modelowania funkcji obiektów oraz systemów opóź- niających odpływ	17
2.1.1. Urządzenia wykorzystane do retencji odpływu dla naturalnej zlewni górskiej	17
2.1.1.1. Bilans pracy zbiornika	18
2.1.1.2. Wymiarowanie małych zbiorników retencyjnych.....	19
2.1.1.3. „Łapacze przepływu” – zbiornik typ 1.....	24
2.1.1.4. Zbiorniki wodne usytuowane obok koryt cieków.....	27
2.1.1.5. Zbiorniki wodne usytuowane na terenie zlewni zbierające wodę ze spływu po- wierzchniowego	31
2.1.1.6. Przerzuty wody z cieków na obszary oddalone (wydłużenie drogi spływu).....	33
2.1.1.7. Zmiana drogi spływu poprzez odpowiednią konstrukcje dróg (gruntowych) na zbozcach zlewni górskich	36
2.1.2. Analiza wyboru urządzeń retencyjnych wykorzystanych do obliczeń.....	37
2.2. Urządzenia wykorzystane do retencji odpływu dla zlewni zurbanizowa- nej	38
2.2.1. Podstawy wymiarowania urządzeń służących zwiększeniu retencji zlewni	38
2.2.2. Urządzenia służące do wsiąkania wód deszczowych.....	39
2.2.2.1. Parkingi i place sportowe z wsiąkaniem powierzchniowym	39
2.2.2.2. Niecki z wsiąkaniem	41
2.2.2.3. Zbiorniki z wsiąkaniem	43
2.2.2.4. Studnie chłonne.....	45
2.2.2.5. Rowy chłonne.....	47
2.2.2.6. Wsiąkanie z pojemnością retencyjną.....	48
2.2.3. Urządzenia służące do zamierzonej retencji wód deszczowych.....	50
2.2.3.1. Niecka filtrująca	50
2.2.3.2. Dach z podpiętrzeniem i dach zazieleniony	51
2.2.3.3. Zbiornik retencyjny wód deszczowych przeznaczony dla obszarów o gęstej zabu- dowie.....	54



3. DOSTOSOWANIE MODELU WISTOO DLA POTRZEB SYMULACJI MAŁYCH OBIEKTÓW RETENCYJNYCH.....	57
3.1. Struktura modelu	59
3.2. Zakres stosowalności modelu	60
3.3. Aplikacja modelu WISTOO dla małych zbiorników retencyjnych.....	62
3.4. Ustalenie zasad dekompozycji czasowej modelu	64
3.4.1. Algorytm pracy zbiornika retencyjnego	64
4. UZASADNIONY WYBÓR OBSZARU PILOTOWEGO DLA ANALIZ SZCZEGÓŁOWYCH.....	74
5. APLIKACJA OPRACOWANEGO PROGRAMU W OBSZARZE PILOTOWYM ZLEWNI ŁĘKAWKI	78
5.1. Przygotowanie danych	79
5.2. Przykładowe obliczenia dla zadanych form retencji w zlewni Łękawki	82
5.3. Analiza pracy małych zbiorników retencyjnych.....	96
5.4. Symulacja działania systemu małych zbiorników retencyjnych.....	125
5.5. Symulacja działania połączonych systemów urządzeń retencyjnych	136
6. ANALIZA WYNIKÓW I WNIOSKI.....	138
Oznaczenia użyte we wzorach	142
Literatura	146
Załącznik.....	153



1. Wprowadzenie

Opracowane w Polsce koncepcje ochrony przeciwpowodziowej traktują budowlę hydrotechniczne, głównie zbiorniki retencyjne i obwałowania, rzadziej poldery czy suche zbiorniki przeciwpowodziowe, jako główne, często jedyne metody chroniące przed powodzią. W praktyce nie zawsze urządzenia te potrafią sprostać zadaniom, jakie stawia przed nimi natura czy też uwarunkowania społeczno-ekonomiczne. Duże obiekty hydrotechniczne wymagają wielkich nakładów finansowych, skomplikowanych projektów, ale przede wszystkim odpowiedniej lokalizacji oraz ekonomicznego uzasadnienia ich budowy. Niejednokrotnie koszty inwestycji i eksploatacji takich obiektów nie są współmierne do efektywności ich działania i zakresu wykorzystania.

W Polsce istnieje 850 obiektów piętrzących wodę zaliczanych według obowiązującej klasyfikacji od I do IV klasy technicznej oraz kilka tysięcy podpiętrzeń nie skatalogowanych. Do tych pierwszych zaliczanych jest około 140 zbiorników wodnych o pojemności powyżej 1 mln m³, pojemności całkowitej rzędu 3.6 km³ i pojemności powodziowej około 0.8 km³. Obiekty te są pod stałą kontrolą służb: eksploatacyjnych, technicznej kontroli zapór i państwowego nadzoru budowlanego i poza nielicznymi nie stanowią zagrożenia dla terenów położonych niżej. Co więcej ich stała rezerwa powodziowa przyczynia się do redukcji fali powodziowej.



Rysunek 1.1. Zbiorniki retencyjne na obszarze Polski

Tabela 1.1. Ważniejsze zbiorniki retencyjne w Polsce

Dorzecze Wisły (wg wielkości rezerwy powodziowej)						
Zbiornik	Rzeka	Pojemność całkowita [mln m ³]	Rezerwa powodziowa [mln m ³]	Powierzchnia zbiornika [ha]	Przeznaczenie zbiornika	Rok oddania do użytku
Solina	San	472.0	81.9	2110	E, Pp, Re, W	1968
Czorsztyn-Niedzica	Dunajec	231.9	63.3	1234	E, Pp, Re, W, Ryb	1997
Rożnów	Dunajec	166.6	50.0	1600	E, Pp, Re, W	1941
Tresna	Soła	100.0		1000	Zgk, E, Pp, Re, W,	1967
Porąbka	Soła	28.4	47.5	370	E, Pp, Zgk, Re, W,	1936
Goczałkowice	Mała Wisła	166.8	45.4	3200	Zgk, Pp, Ryb	1956
Dobczyce	Raba	125.0	25.8	1070	Zgk, Pp, E,	1986
Świnna Poręba	Skawa	161.0	24.5	1040	Zgk, Pp, E, Re, Ryb	bud. do 2010
Wióry	Świślina	35.0	19.0	408	Pp, Re,	bud. do 2006
Klimkówka	Ropa	43.5	11.5	306	Zgk, Pp, E, Re, W, Ryb	1994
Sulejów	Pilica	78.8	10.0	1980	Zgk, E, Pp, Re, W, Ryb	1973
Nielisz	Wieprz	19.5	8.0	834	R, Re, W, Ryb	1997
Chańcza	Czarna	24.5	7.0	470	Pp, Re, W	1984
Żur	Wda	16.0	4.0	300	E, Re, W	1929
Przeczyce	Czarna Przemsza	20.7	3.0	510	Zp, Pp, Re	1963
Dzieckowice	dorzecze Przemszy	52.5	-	710	Zp, Re, W	1976
Siemianówka	Narew	79.5	-	3250	R, Pp, E, Ryb, Re, W	1995
Dębe	Narew	94.3	-	3030	E, Ż, Re, Ryb, W	1963
Włocławek	Wisła	408.0	-	7040	E, Ż, Re, Ryb	1970
Koronowo	Brda	80.6	-	1560	E, Re, W	1960
Łącznie dorzecze Wisły	2365.6	400.9	32022			
Dorzecze Odry (wg wielkości rezerwy powodziowej)						
Jeziorsko	Warta	202.8	172.6	4230	Pp, R, E Ryb, Re, W	1986
Otmuchów	Nysa Kłodzka	124.5	38.7	2003	Ż, Pp, Zgk, E, Re, W,	1933
Nysa	Nysa Kłodzka	113.6	27.1	2042	Ż, Pp, Zgk, E, Re, W,	1972
Pilchowice	Bóbr	54.0	24.0	240	Pp, E, Re, W	1912
Turawa	Mała Panew	106.2	13.0	1950	Ż, Pp, E, R, Zp, Re, W	1948
Leśna	Kwisa	15.0	8.0	140	Pp, E, Re, W	1907
Słup	Nysa Szalona	38.6	7.3	489	Pp, Zgk, W	1978
Dzierżno Duże	Kłodnica	94.0	6.0	615	Ż, Pp, Zp	1964
Bukówka	Bóbr	18.2	5.5	199	Zgk, Pp, W	1987
Poraj	Warta	25.1	5.5	550	Zp, Re, Pp, W	1978
Mietków	Bystrzyca	70.5	5.0	920	Ż, Pp, Re, W	1986
Pławniowice	Potok Toszecki	29.1	2.4	239	Zp, Re	1976
Rybnik	Ruda	22.0	-	555	Zp, Re, W	1972
Złotniki	Kwisa	10.5	-	120	Pp, E, Re, W	1924
Łącznie dorzecze Odry	923.9	315.1	14292			
Łącznie dorzecza Wisły i Odry	3328.5	716.0	46314			

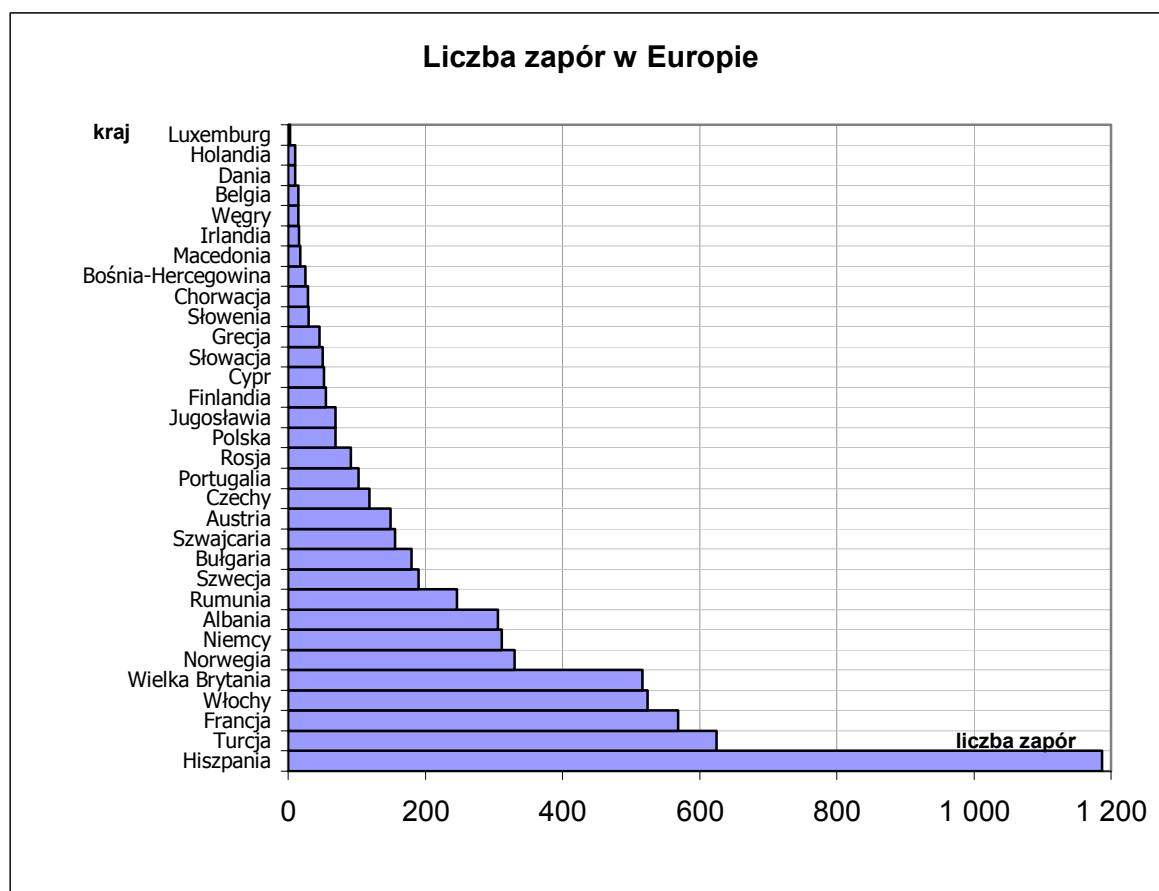
E – energetyczny, Zgk – zaopatrzenie w wodę gospodarki komunalnej, Zp – zaopatrzenie w wodę przemysłu, Ż – żeglugowy, R – rolniczy, Re – rekreacyjny, Ryb – wykorzystywany do rybactwa, W – służący wędkarzom. Zbiorniki Swinna Poręba i Wióry w budowie, podano przewidywany rok zakończenia budowy



Tabela 1.2. Zasoby wodne i pojemności zbiorników retencyjnych w Polsce

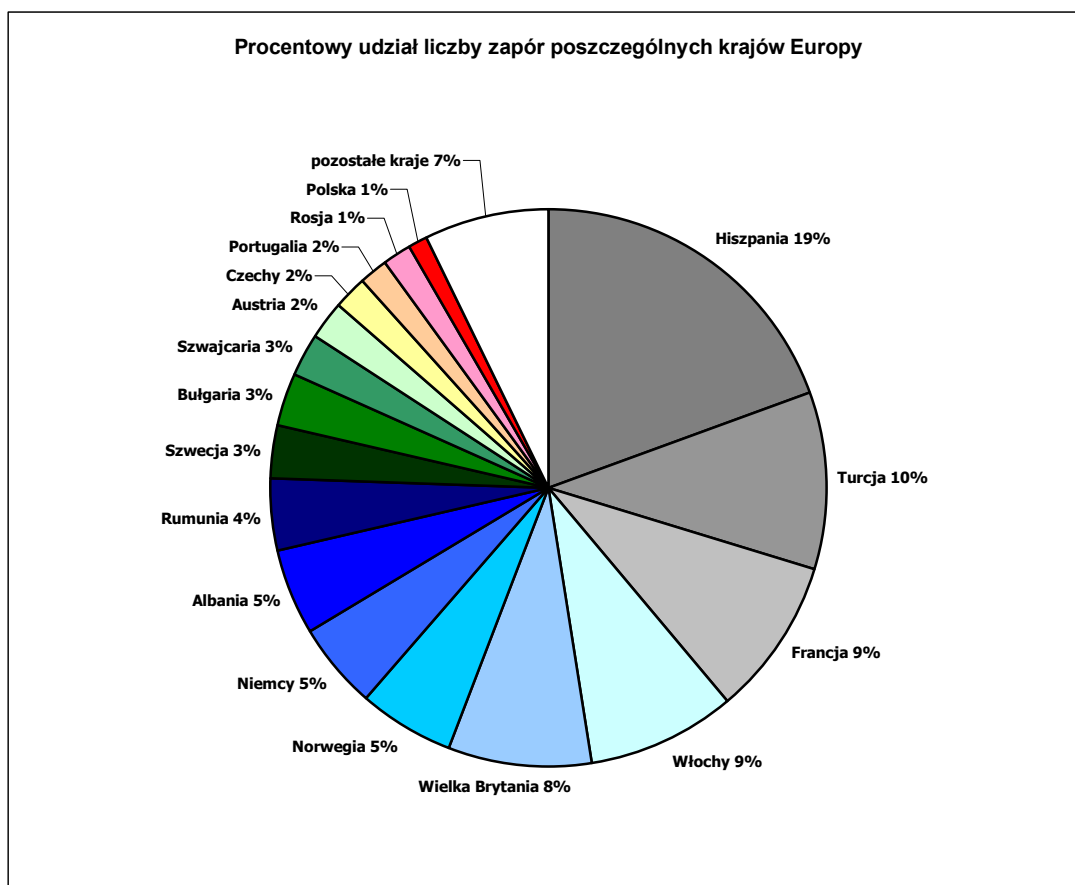
	dorzecze Odry	dorzecze Wisły	pozostałe dorzecza	Polska
Średnioroczne zasoby wód powierzchniowych w Polsce na podstawie bilansu średniego odpływu z wielolecia 1951 - 2000r	18507.9 hm ³	34038.9 hm ³	9786.8 hm ³	62333.6 hm ³
	30 %	55 %	15 %	100 %
Suma pojemności całkowitej zbiorników retencyjnych	1053.8 hm ³	2371.1 hm ³	66.3 hm ³	3491.2 hm ³
	30 %	68 %	2 %	100 %
Wyrównanie odpływu przez zbiorniki w poszczególnych dorzeczach	5.7 %	7 %	1 %	13.7 %

Według Światowego Rejestru Zapór (*World Register of Dams*) wydanego w 1999 roku przez Międzynarodową Komisję Wielkich Zapór (*International Commission on Large Dams*) Polska plasuje się na 38 miejscu w świecie pod względem liczby zapór, zaś w Europie zajmujemy zaledwie 17 miejsce, wyprzedzamy m.in. Słowację i Węgry, ale dla przykładu Czechy i Rosja mają ich od nas więcej.



Rysunek 1.2. Liczba zapór w poszczególnych krajach Europy według stanu z roku 1999





Rysunek 1.3. Procentowy udział liczby zapór w poszczególnych krajach Europy (według danych Światowego Rejestru Zapór z roku 1999)

Z powyżej przedstawionych zestawień wynika wprost, że skuteczność retencji przeciwpowodziowej w Polsce nie jest zbyt wysoka. Jest ona głównie utworzona przez duże zbiorniki retencyjne. W obecnej chwili budowa kolejnych jest z wielu powodów niemożliwa, z uwagi na wielkie koszty inwestycyjne i utrudnienia z bezkonfliktową lokalizacją obiektów. Stąd też należy rozważyć inne rozwiązania, które zostały zaproponowane w niniejszej pracy wykorzystujące systemy małych obiektów. Są to dużo tańsze obiekty pod względem kosztów inwestycyjnych i eksploatacyjnych, oraz są znacznie prostsze w wykonawstwie i łatwiejsze w lokalizacji. Dodatkowym atutem przemawiającym za tego typu rozwiązaniami jest możliwość ich budowy w górnych częściach zlewni, gdzie najtrudniej jest realizować gospodarkę ochrony przeciwpowodziowej innymi metodami.

Rozwiązania z zakresu szeroko pojętej małej czy mikro retencji mogą być wykorzystane zarówno do ochrony przeciwpowodziowej jak również mogą przyczyniać się do zwiększenia zasobów wodnych na danym obszarze. Rozwiązania te umożliwiają nie tylko ochronę

niewielkich obszarów takich jak wsie, miasteczka czy pojedyncze obiekty gospodarcze i przemysłowe, ale również przy odpowiednim ich rozlokowaniu i stworzeniu systemu wzajemnie współpracujących ze sobą elementów mogą spełniać podobną rolę jak duże obiekty hydrotechniczne w ochronie przeciwpowodziowej.

„Mała retencja jest to wydłużenie czasu i drogi obiegu wody i jej zanieczyszczeń w zlewni, mające na celu poprawę stosunków wodnych w zlewni, oczyszczenie wód przy wykorzystaniu właściwości zlewni (naturalnych i sztucznych) oraz regulację transportu rumowiska” [Kolawczak, 1997].

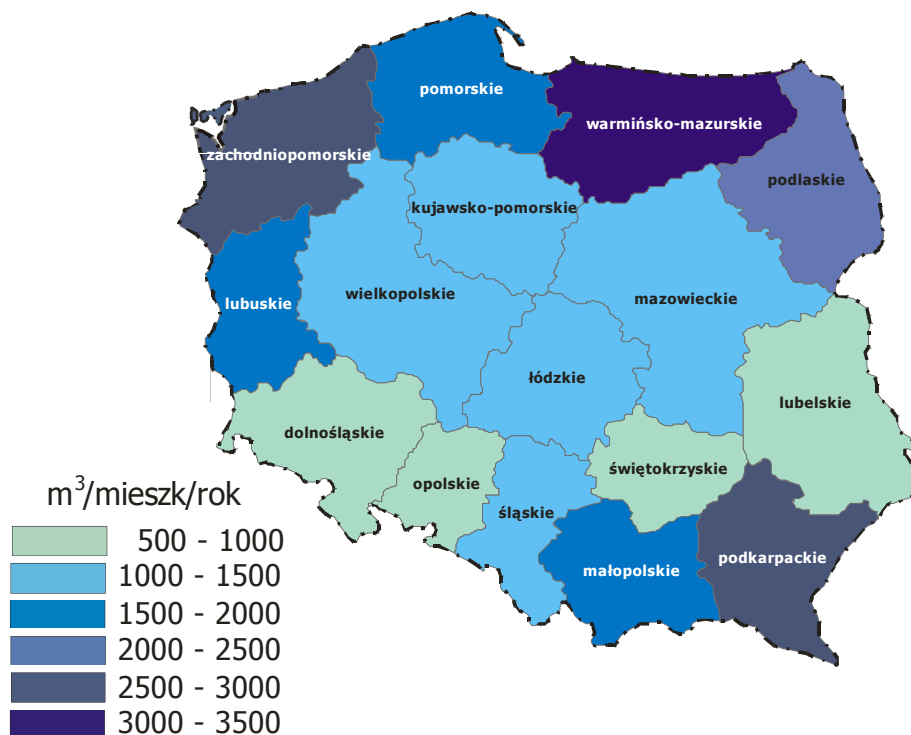
Mała retencja daje dość szerokie możliwości działań wpływających na poprawę reżimu wodnego w zlewni w powiązaniu z działalnością rolniczą i kształtowaniem krajobrazu. Tworzona jest poprzez budowę zbiorników wodnych, regulację małych cieków (budowle piętrzące, korekcja progowa, zapory przeciwrumowiskowe), zabiegi agrotechniczne i melioracyjne przyczynia się do poprawy stosunków wodnych. Piętrzenie wody w zbiorniku powoduje poprzez infiltrację podwyższenie stanu wód podziemnych, a poprzez parowanie zwiększenie wilgotność powietrza, co w rezultacie przekłada się na kształtowanie lokalnego obiegu wody, bardziej przyjaznego człowiekowi. Lokalnie, mała retencja może przyczynić się do poprawy warunków wodnych na danym obszarze, lecz nie spowoduje istotnych zmian zasobów wodnych w granicach całej zlewni rzecznej. Dopiero wielokierunkowe działania, m. in. „sprzęganie” lokalnych zabiegów retencyjnych w systemy mogą przynieść wymierne efekty poprawy bilansu wodnego w zlewni.

Zasoby wody słodkiej na Ziemi kształtują się na poziomie 37.5 milionów km³. Z tego na Polskę przypada około 220 km³ wody, co stanowi zaledwie 0.0005%. Ponad 70% ulega wyparowaniu, reszta – średnio 62 km³ – odpływa rzekami głównie do zlewiska morza Bałtyckiego. Tylko dwa europejskie kraje – Belgia i Malta – mają mniejsze od Polski zasoby wodne w przeliczeniu na jednego mieszkańca [Międzynarodowy Związek Organizacji Zlewkowych - AquaDocInter, 2001].

W ciągu roku na każdego mieszkańca przypada średnio:

- ✓ na Ziemi - 7300 m³ wody,
- ✓ w Europie - 4560 m³ wody,
- ✓ w Polsce - 1580 m³ wody





Rysunek 1.4. Zasoby wodne w Polsce [RZGW, 2001]

Tabela 1.3. Zasoby wód powierzchniowych według Regionalnych Zarządów Gospodarki Wodnej w 2001 r

RZGW	Powierzchnia w km ²	opady		Odływ z obszary kraju
		mm	hm ³	hm ³
Polska	312 685	743.3	232 423.7	61 145.6
Gdańsk	35 466.1	764.6	27 117.4	11 114.9
Gliwice	7 775.7	987.9	7 681.9	4 955.6
Kraków	43 768.8	920.6	40 295.4	19 647.7
Poznań	54 528.7	678.5	36 997.7	8 141.6
Szczecin	20 473.9	695.0	14 229.4	24 410.1
Warszawa	111 113.2	689.2	76 579.2	34 199.8
Wrocław	39 551.0	746.4	29 522.7	11 042.3

Z powyższych danych wynika, że Polska jest krajem ubogim zarówno pod względem zasobów wodnych jak również liczby obiektów hydrotechnicznych, które w skuteczny sposób wpływają zwłaszcza na lokalną ochronę przeciwpowodziową.

Cel i teza pracy

Celem rozprawy doktorskiej jest opracowanie matematycznego modelu wspomagającego decyzje w doborze optymalnego rozwiązania z zakresu małej retencji z uwzględnieniem ich lokalizacji oraz konstrukcji.

Niniejszym stawia się tezę, że istnieje możliwość przeprowadzenia obiektywnej oceny wpływu poszczególnych rozwiązań technicznych na hydrogram odpływu powierzchniowego w dowolnym przekroju poprzecznym zlewni wraz z określeniem obszarowego zasięgu skuteczności działania tych rozwiązań, przy uwzględnieniu: lokalnych warunków terenowych, przestrzennego zagospodarowania powierzchni zlewni oraz udokumentowanych preferencji opadowych.

Jako zlewnię pilotową, dla której wdrożono opracowany komputerowy program obliczeniowy wybrano zlewnię rzeki Łękawki leżącą w Beskidzie Małym. Jest to typowa zlewnia góraska dorzecza górnej Wisły o maksymalnym wzniesieniu 928.9 m n.p.m. i powierzchni około 100 km². Zlewnia charakteryzuje się dużą deniwelacją terenu. Około 70% powierzchni zlewni stanowią kompleksy leśne o zróżnicowanym drzewostanie. Pozostałą część powierzchni zlewni stanowią pola uprawne oraz gęsta zabudowa wiejska. Wyboru tej zlewni dokonano z uwagi na zróżnicowany charakter zagospodarowania przestrzennego, umożliwiającą przetestowanie większości opracowanych rozwiązań.

Zakres pracy

Postawiony problem został rozwiązany drogą matematycznego modelowania podstawowych procesów hydrologicznych opisujących ruch wody w zlewni oraz numerycznej symulacji pracy poszczególnych obiektów małej retencji.

Bazę algorytmiczną stanowił model WISTOO (Wizualizacja Integralnego Systemy Transformacji Opad - Odpływ) opracowany w Zakładzie Hydrologii Instytutu Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej [Nachlik, 1998]. Z uwagi na odmienny charakter przeprowadzanych symulacji model WISTOO wymagał opracowania całkowicie nowej aplikacji umożliwiającej wprowadzanie i modyfikację parametrów technicznych wykorzystanych urządzeń z zakresu małej retencji oraz narzędzi obliczeniowych, które uwzględniają wpływ oddziaływania tych urządzeń na obieg wody w zlewni. Szczególną uwagę zwrócono na zakres i sposób przygotowania danych wejściowych do modelu. Wymagało to przygotowania lokalizacji

obiektów w oparciu o cyfrowe mapy tematyczne oraz ich weryfikację z uwagi na sposób odwzorowania terenu przez model.

Wykorzystując nową aplikację modelu WISTOO przeprowadzono szereg symulacji numerycznych, których celem było określenie optymalnego pod względem skuteczności rozwiązania zmniejszającego odpływ powierzchniowy ze zlewni górskiej z punktu widzenia pojedynczego obiektu, jak i całego systemu obiektów.

W przeprowadzonych analizach zostały sprawdzone pod względem skuteczności działania następujące rozwiązania techniczne:

- ✓ parkingi i place sportowe z wsiąkaniem powierzchniowym,
- ✓ niecki z wsiąkaniem,
- ✓ zbiorniki z wsiąkaniem,
- ✓ studnie chłonne,
- ✓ rowy chłonne,
- ✓ niecki retencyjne,
- ✓ niecki filtrujące,
- ✓ dachy z podpiętrzaniem i dachy zielone,
- ✓ zbiorniki retencyjne wód deszczowych.
- ✓ tzw. „łapacze przepływu”,
- ✓ zbiorniki wodne usytuowane obok koryt cieków,
- ✓ zbiorniki wodne usytuowane na terenie zlewni zbierające wodę ze spływu powierzchniowego,
- ✓ przerzuty wody z cieków na obszary oddalone od koryt rzecznych (wydłużenie drogi spływu),
- ✓ zmiana drogi spływu np. poprzez odpowiednią konstrukcje dróg (gruntowych) na zboczach zlewni górskich.

W pracy umieszczono opis urządzeń możliwych do zastosowania w zlewni a przeznaczonych do zmniejszenia odpływu powierzchniowego, z uwzględnieniem matematycznych równań opisujących ich pracę i zakresu ich stosowalności. W czasie przeprowadzanych symulacji wykorzystano rzeczywiste dane hydrometeorologiczne z okresu powodzi z roku 1997 oraz hipotetyczne wygenerowane do celów weryfikacji przyjętych parametrów obiektów.

Rozpatrzono różne przypadki działania i współdziałania wyżej wymienionych rozwiązań. Dla każdego z nich uzyskano, po wykonaniu symulacji numerycznych, hydrogramy odpływu ilustrujące zmiany objętości przepływu w czasie dla kilku przekrojów kontrolnych rozmieszczonych wzdłuż głównych cieków.

Analiza otrzymanych wyników pozwoliła na wykazanie słuszności tezy, że istnieje możliwość ustalenia skuteczności działania, dla danych warunków topograficznych i aktualnego zagospodarowania przestrzennego, wpływu poszczególnych rozwiązań technicznych na hydrogram odpływu powierzchniowego oraz określenia zasadności budowy i ich efektywności funkcjonalnej mieszanych systemów.

Pracę zakończono podsumowaniem i wnioskami.



2. Przegląd stosowanych rozwiązań w systemach retencji opóźniającej odpływ powodziowy ze zlewni

Retencja zlewni jest pojęciem ogólnym. W związku z tym istnieje w hydrologii szereg definicji tego procesu.

Retencją nazywa się zjawisko czasowego zatrzymania wody w zlewni rzecznej. Woda pochodząca z opadów lub roztopów szaty śnieżnej, znajdująca się na obszarze zlewni, zanim odpłynie lub wyparuje, pozostaje przez pewien czas na powierzchni terenu lub w gruncie. Na powierzchni terenu woda gromadzona jest w jeziorach i zbiornikach wodnych, wypełnia koryta dolin rzek oraz pozostaje w zagłębieniach terenowych, kałużach, bruzdach śródpolnych. W okresie zimowym woda w postaci śniegu pokrywa cały obszar zlewni warstwą różnej grubości. Znajdująca się na powierzchni terenu woda wsiąka w grunt, zasilać wodozbiory podziemne. Woda może stąd odpływać drogą podziemną, zasilać ciek powierzchniowe lub parować – bezpośrednio z gruntu lub przez transpirację roślin. [Byczkowski, 1996]

Rozwiązywanie problemów z zakresu gospodarki wodnej powinno w większym stopniu uwzględniać zasady ekorozwoju. W związku z tym, zwiększania retencji wodnej należy, zatem dokonywać poprzez [Tomialojc, 1995]:

- ✓ magazynowanie wody w zbiornikach, stawach, popieranie budowy stawów rybnych,
- ✓ wykorzystanie wszelkich urządzeń piętrzących na ciekach do zahamowania odpływu wody i podniesienia poziomu wód gruntowych,
- ✓ zwiększanie powierzchni lasów, nawet kosztem wyłączenia z produkcji rolniczej gleb marginalnych,
- ✓ zapewnienie ochrony obszarów źródłkowych ze względu na ich alimentacyjne znaczenie,
- ✓ w terenach zurbanizowanych wykorzystanie zielni miejskich jako „okien hydrologicznych”, sprzyjającej naturalnej infiltracji wód opadowych w głąb podłoża.

Ekologiczne zasady gospodarowania wodą:

- ✓ weryfikacja sposobów regulacji rzek na terenach rolniczych i leśnych, poprzez szczegółową analizę potrzeby obwałowania rzek, zwiększenie rozstawu wałów, dążenie do zachowania dolin w stanie naturalnym, stosowania zabudowy biologicznej cieków,



- ✓ ograniczyć do niezbędnego minimum meliorację odwadniającą obszary leśne,
- ✓ przy planowaniu nowych systemów melioracyjnych lub przy ich rekonstrukcji należy stosować zasadę „nie odwadniać bez możliwości nawadniania”,
- ✓ istniejące obiekty zmeliorowane należy wyposażyć w urządzenia do retencjonowania wody (jazy lub zastawki dla zahamowania i regulowania odpływu wody).

Głównym celem ingerencji w retencję zlewni jest ochrona przeciwpowodziowa, która może być zintegrowana z działaniami zwiększającymi zasoby wodne w obrębie danej zlewni.

Analizując literaturę oraz na podstawie współpracy z instytucjami w Europie można zauważyć, że realizacja tego celu odbywa się przy użyciu różnych rozwiązań. Dominującym sposobem jest wykorzystywanie obiektów małej retencji. Najczęściej stosowanym rozwiązaniem jest budowa małych zbiorników w górnych częściach zlewni np. tego typu rozwiązania preferowane są we Francji. W Niemczech, Szwajcarii, Austrii i Holandii natomiast stosuje się zatrzymywanie wody i wydłużanie drogi jej odpływu poprzez specjalne konstruowanie parkingów, dachów zielonych, kanałów deszczowych, różnego typu niecek i zbiorników głównie przy indywidualnych gospodarstwach domowych. Ten typ retencji stosowany jest przeważnie na terenach nizinnych w zlewniach o dużym stopniu urbanizacji.



Rysunek 2.1. Park wokół budynku i dach Biblioteki Uniwersytetu Warszawskiego

2.1. Założenia i zasady modelowania funkcji obiektów oraz systemów opóźniających odpływ

Do najbardziej ekonomicznych rozwiązań, przy równoczesnym najlepszym efekcie w ochronie powodziowej zlewni należą zbiorniki wodne. W małych zlewniach górskich najbardziej ekonomiczne rozwiązania to małe i bardzo małe zbiorniki, których pojedyncze działanie nie przynosi zbyt dużych efektów, lecz zastosowanie ich w formie systemu, pozwala na osiągnięcie wpływu na zmianę reżimu przepływu w zlewni górskiej.

Zastosowanie systemu małych i bardzo małych zbiorników jest wymuszone przez specyficzny charakter zlewni górskiej, gdyż: z jednej strony występują ograniczenia związane z ukształtowaniem terenu, z drugiej ograniczenia związane z przestrzennym zagospodarowaniem. W pierwszym przypadku, dotyczy to zbyt dużych spadków terenu, zaś w drugim, to przede wszystkim ekspansja zabudowy oraz innej infrastruktury technicznej w kierunku dolin cieków.

2.1.1. Urządzenia wykorzystane do retencji odpływu dla naturalnej zlewni górskiej

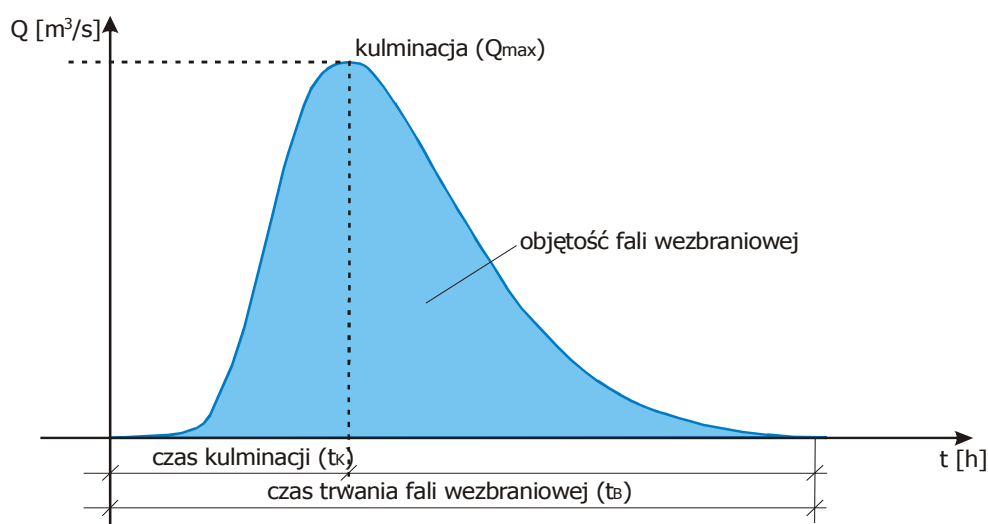
Do najprostszych rozwiązań, które można stosować w zlewni górskiej zaliczyć można małe urządzenia, których lokalizacja nie wymaga skomplikowanych prac przygotowawczych i adaptacyjnych, a do budowy wykorzystuje się materiały rodzime (miejscowe). Poniżej przedstawiono przykładowe schematy takich urządzeń:

- ✓ „łapacze przepływu” – zbiorniki zlokalizowane na ciekach (z uwagi na prostszy zapis w dalszej części pracy są określane zbiornikami typu 1)
- ✓ zbiorniki wodne usytuowane obok koryt cieków:
 - z odpływem (zbiornik typu 2)
 - bez odpływu,
- ✓ zbiorniki wodne zbierające wodę ze spływu powierzchniowego,
- ✓ urządzenia służące do przerzutu wody,
- ✓ urządzenia odprowadzające nadmiar wody z dróg gruntowych.

W pracy pominięto omówienie małych zbiorników wodnych zlokalizowanych bezpośrednio na ciekach. Zbiorniki te posiadają znacznie większą pojemność od prezentowanych w pracy rozwiązań, które należy raczej kwalifikować jako mikro retencja. Praca takich obiektów powinna być opisywana równaniami hydrodynamicznymi, a nie przy użyciu równań bilansowych.

2.1.1.1. Bilans pracy zbiornika

Odływ wody ze zlewni w czasie obrazuje hydrogram. Można na nim wyróżnić szereg charakterystycznych punktów, które zostały pokazane na rysunku 2.2. Wszelkie zabiegi techniczne z zakresu czynnej ochrony przeciwpowodziowej mają na celu obniżenie wysokości kulminacji Q_{max} poprzez wydłużenie czasu trwania fali t_B .



Rysunek 2.2. Hydrogram odpływu

Dla potrzeb algorytmizacji obliczeń poszczególne urządzenia zostały zeschematyzowane. W większości przypadków urządzenia te będą pracowały w podobnych warunkach, a różnić się będą głównie wymiarami.

Bilans przepływu przez zbiornik można przedstawić w postaci zależności:

$$Q_{dop} = Q_{odp} + Q_{par} + Q_{fil} + Q_{zb} \quad (2.1.)$$

Zaś ogólne równanie bilansu zmian objętości zbiornika można przedstawić w postaci:

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = Q_{dop} + Q_{zb} - Q_{par} - Q_{fil} - Q_{odp} \quad (2.2.)$$

$$Q_{odp} = Q_{odpz} + Q_{odpp} \quad (2.3.)$$

gdzie:

Q_{dop} – dopływ do zbiornika retencyjnego [m^3/s]

Q_{odp} – odpływ ze zbiornika retencyjnego [m^3/s]

Q_{par} – parowanie z powierzchni zbiornika [m^3/s]

Q_{fil} – filtracja [m^3/s]

Q_{zb} – akumulacja wody w zbiorniku [m^3/s]



ΔV – przyrost objętości zbiornika [m^3]

Δt – przedział czasu okresu bilansowania [godz]

Q_{odpz} – odpływ ze zbiornika poprzez zastawkę lub mnicha [m^3/s]

Q_{odpp} – odpływ ze zbiornika poprzez przelew nadmiarowy (odpływ przy zbiorniku wypełnionym całkowicie) [m^3/s]

Zgodnie z równaniem 2.3. odpływ wody ze zbiornika może odbywać się jako:

- ✓ wypływ Q przez upust dolny (wymiarowanie w oparciu o przepływ o zadanym prawdopodobieństwie)

$$Q = \mu A_{up} \sqrt{2gH} \quad (2.4.)$$

gdzie:

μ – współczynnik wydatku upustu [-]

A_{up} – pole powierzchni przekroju upustu [m^2]

H – wysokość zwierciadła wody w zbiorniku [m]

- ✓ przepływ przez przelew nadmiarowy zbiornika; wydatek przelewu zwymiarowany jest na przepływ miarodajny – Q_M i sprawdzany dla przepływu kontrolnego – Q_K

2.1.1.2. Wymiarowanie małych zbiorników retencyjnych

Budowle hydrotechniczne zostały sklasyfikowane według wysokości piętrzenia, warunków posadowienia budowli oraz obszaru chronionego z podziałem na cztery klasy. Zbiorniki retencyjne, o których jest mowa w pracy, z uwagi na wysokość piętrzenia (maksimum 5m) zaliczane są do klasy IV, natomiast ze względu na powierzchnię obszaru chronionego (powierzchnia chroniona od 10 do 150 km^2) do klasy III [Rozporządzenie MOŚZNiL, 1996]. Na tej podstawie przyjęto III klasę budowli i przy ich wymiarowaniu należy przyjąć:

- ✓ przepływ miarodajny (Q_M) jest przepływem o prawdopodobieństwie przewyższenia 2%,
- ✓ przepływ kontrolny (Q_K) jest przepływem o prawdopodobieństwie przewyższenia 0.5%.

Z uwagi na to, że poszczególne lokalizacje zbiorników dotyczą zlewni niekontrolowanych, do obliczenia przepływów o zadanym prawdopodobieństwie dla zlewni o powierzchni większej od 50 km^2 , zgodnie z przyjętymi w hydrologii zasadami, proponuje się zastosowanie wzorów Punzeta. W przypadku zlewni górskich i podgórszych dorzecza górnej Wisły jest to

formuła opracowana dla zlewni karpackich. W przypadku, kiedy powierzchnia zlewni jest mniejsza od 50 km² zaleca się stosowanie formuły opadowej Stach'ego.

Równanie regresji dla obszaru tatrzańskiego i karpackiego (opracowano na podstawie wytycznych IMGW):

$$Q_{p\%} = 0.00166 \cdot A^{0.747} \cdot P^{0.536} \cdot N^{0.063} \cdot J^{-0.075} (\alpha_p c_v^{w_p} + 1) \quad (2.5.)$$

$$c_v = \frac{3.027 \cdot \Delta W^{0.173}}{A^{0.102} \cdot L^{0.066}} \quad (2.6.)$$

$$J = \frac{\Delta W}{L} \quad (2.7.)$$

gdzie:

$Q_{p\%}$ – przepływ o określonym prawdopodobieństwie pojawiania się [m³/s]

A – powierzchnia zlewni [km²]

L – długość ciekę [km]

P – normalny opad roczny [mm]

N – wskaźnik nieprzepuszczalności, określony z tablic na podstawie gleb występujących w zlewni [-]

J – spadek ciekę [-]

ΔW – różnica wzniesień pomiędzy źródłem a wysokością badanego przekroju [km]

α_p, w_p – wartości odczytywane z tablic

c_v – współczynnik zmienności

Tabela 2.1. Wartości parametru α_p i w_p

$p\%$	0.1	0.2	0.5	1	2	3	5	10	20	30	50
α_p	5.015	4.513	3.826	3.924	2.739	2.409	1.972	1.364	0.731	0.362	0.000
w_p	1.394	1.370	1.355	1.306	1.274	1.253	1.225	1.180	1.124	1.081	1.000

Formuła opadowa (opracowano na podstawie wytycznych IMGW):

$$Q_p = f \cdot F_1 \cdot \phi \cdot H_1 \cdot A \cdot \lambda_p \cdot \delta_j \quad (2.8)$$

gdzie:

f – współczynnik kształtu fali [-], który przyjmuje się dla obszarów pojezierza $f = 0.45$

a dla pozostałej części kraju $f = 0.6$



F_1 – maksymalny moduł odpływu jednostkowego wyrażony w postaci iloczynu:

$$F_1 = \frac{q_1}{\phi \cdot H_1} \quad (2.9)$$

gdzie:

q_1 – maksymalny odpływ jednostkowy o prawdopodobieństwie pojawiania się 1%
[m³/s/km²]

ϕ - współczynnik odpływu określany na podstawie mapy gleb Polski i tabeli 2.2.

Tabela 2.2. Wartości współczynnika odpływu przepływów maksymalnych ϕ w zależności od typu gleb

Typ gleby	Współczynnik odpływu ϕ
Piaski i żwiry	0.18
Piaski słabogliniaste	0.25
Piaski gliniaste	0.35
Gliny piaszczyste	0.50
Lessy i pyły	0.55
Aluwia i torfy	0.57
Gliny i łąy	0.88

H_1 – maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie pojawiania się 1% [mm]

A – powierzchnia zlewni [km²]

λ_p – kwantyle rozkładu zmiennej λ_p dla zadanego prawdopodobieństwa p (tabela 2.3.)

Tabela 2.3. Kwantyle rozkładu zmiennej $\lambda_p = \mu_p/\mu_1$

Region	Parametry krzywej regionalnej		Prawdopodobieństwo kwantyli %										
	c_v	s	0.1	0.2	0.5	1	2	3	5	10	20	30	50
Karpaty	1.509	1.08	1.54	1.37	1.16	1.00	0.843	0.745	0.636	0.482	0.334	0.248	0.145

δ_j – współczynnik redukcji jeziornej, w przypadku zlewni bez jezior $\delta_j = 1$

Wymiarowanie zbiornika wymaga osobnych prac studialnych z uwagi na indywidualny charakter pracy zbiornika i warunki jego posadowienia, co przekłada się wprost na indywidualne zaprojektowanie urządzeń zasilających, jak i opróżniających zbiornik. Dla mniejszych zbiorników można wykorzystać typowe rozwiązania, ale one również wymagają weryfikacji w zależności od warunków panujących w zlewni.

Dla potrzeb obliczeniowych modelu przyjęto pojemności zbiorników oraz wydatek urządzeń (upustów i przelewów) w oparciu o zależności fizjograficzno-hydrologiczne zlewni. Dla małych cieków wydatek urządzeń upustowych należy tak zwiększyć, aby w sposób maksymalny wykorzystać pojemności zbiorników.

Na podstawie analizy wyników obliczeń przeprowadzonych dla poszczególnych zbiorników oraz uzyskanych zależności pomiędzy parametrami charakteryzującymi zlewnię został opracowany wzór 2.10., który umożliwia oszacowanie wielkości objętości zbiornika tak, aby w racjonalny sposób zapewnić retencję fali występującą przy przepływie o prawdopodobieństwie pojawiania się 30%. Wzór ten oparty jest na zależnościach empirycznych, stąd też występuje w nim współczynnik 36000. Kompensuje on jednostki oraz wielkości je wyrażające tak, aby objętość zbiornika była wyrażona w m³. Ponieważ analiza została przeprowadzona dla typowych zlewni górskich o powierzchni od 0.5 do 10 km², dlatego przy zlewniach o innych powierzchniach należy obliczoną wartość objętości zbiornika zredukować. Do tego celu służy współczynnik *R*. Obliczoną w ten sposób objętość zbiornika należy zweryfikować w oparciu o wielkości obliczone w modelu.

$$V_{zb} = \frac{Q_{30\%} \cdot A \cdot SW \cdot J \cdot R}{L} \quad (2.10.)$$

gdzie:

V_{zb} – pojemność zbiornika [m³]

$Q_{30\%}$ – przepływ o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 30\%$ [m³/s]

A – powierzchnia zlewni do przekroju zamykającego wyznaczonego przez oś zapory [km²]

J – spadek cieku [-]

L – długość cieku [km]

SW – przelicznik jednostek [s/km³]

$SW = 36000$ [s/km³]

R – współczynnik redukcji objętości zbiornika [km²], ustalany na podstawie pola powierzchni zlewni i wynosi odpowiednio:

$R = 0.1 \cdot A$ – dla zlewni o powierzchni $A > 10$ km²

$R = 1.0$ – dla zlewni $0.5 < A < 10$ km²

$R = 2.0 \cdot A$ – dla zlewni o powierzchni $A < 0.5$ km²

Analizując maksymalne przepływy występujące w małych zlewniach górskich oraz optymalne wykorzystanie pojemności zbiorników określono wstępną wielkość przepływu zredukowanego Q_R po przekroczeniu, którego urządzenie rozpocznie pracę. Przepływ zreduko-



wany określany jest na podstawie przepływu o określonym prawdopodobieństwie, ustalonego w zależności od długości ciekę zgodnie z tabelą 2.4. Wyznaczenie tych zależności zostało oparte o obliczenia przepływu dla zlewni górskich. Wynika z nich, że najprostszą zależnością do określenia wielkości redukcji przepływu dla zbiornika jest zależność pomiędzy przepływami o określonym prawdopodobieństwie pojawiania się a długością ciekę. Jest to wstępne (przybliżone) określenie tej wartości. Obliczenia dla tak przyjętych wartości należy zweryfikować z faktycznym wykorzystaniem potencjału zbiornika, stąd też obliczenia należy powtórzyć odpowiednio modyfikując ten parametr.

Tabela 2.4. Zależność między długością ciekę a przepływem zredukowanym

Długość ciekę	Q_R
< 2 km	$Q_{50\%}$
4 km < L < 2 km	$Q_{40\%}$
> 4 km	$Q_{30\%}$

Zbiorniki usytuowane obok ciekę są zasilane częścią wody płynącą w korycie. Ilość wody wpływającej do zbiornika, zależy od wielkości przepływu występującego w korycie ciekę. Rozpoczęcie retencji wody określa parametr Q_R (przepływ zredukowany). Dla zbiorników z odpływem należy również określić wydatek upustów (wzór 2.11.). Odpowiedni dobór tej wielkości pozwala na zatrzymanie „nadmiaru” wody występującego w korycie ciekę oraz optymalną jej dystrybucję w fazie opróżniania zbiornika. Dla tego typu zbiorników wstępnie można przyjąć wydatek upustów na poziomie 20% wartości przepływu zredukowanego. Jest to wartość, którą po wstępnych obliczeniach należy zweryfikować, aby praca zbiornika przynosiła oczekiwane rezultaty.

Dla zbiorników usytuowanych na ciekę wydatek urządzeń upustowych Q_{UP} jest równy wielkości przepływu zredukowanego Q_R . Można, zatem przyjąć wielkość parametru redukującego R_P jako 1.

Wydatek urządzeń upustowych:

$$Q_{UP} = R_P \cdot Q_R \quad (2.11.)$$

gdzie:

Q_{UP} – wydatek urządzeń upustowych w zbiorniku [m^3/s]

R_P – parametr redukujący wydatek urządzeń upustowych w zbiorniku ustalany na podstawie lokalizacji zbiornika [-]

$R_P = 1.0$ – dla zbiorników usytuowanych na ciekę (zbiornik typ 1)



$R_p = 0.2$ – dla zbiorników usytuowanych poza ciekami (zbiornik typ 2)

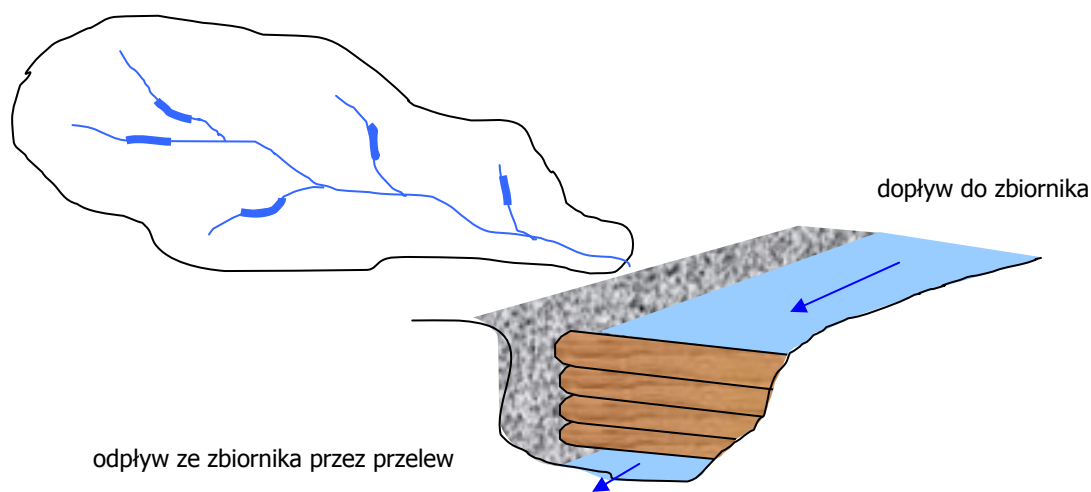
2.1.1.3. „Łapacze przepływu” – zbiornik typ 1

Pod pojęciem „łapacze przepływu” rozumiany jest niewielki zbiornik, który bezpośrednio jest umiejscowiony na cieku i budowany jest w oparciu o naturalną budowę koryta ciek. Koryto ciek zostaje zamknięte zastawką np. z bali drewnianych zakotwionych w brzegach koryta. Odpowiednią objętość zbiornika uzyskuje się poprzez cofkę wypełniającą koryto ciek i dolinę. Zamknięcie skonstruowane jest tak, aby nie ingerować w niskie i średnie przepływy (przepływy, które nie wywołują zagrożeń powodziowych) – uzyskuje się to poprzez odpowiednie umiejscowienie upustu dennego. W przypadku wystąpienia dużych przepływów, nadmiar wody przelewa się przez górę zamknięcia wyprofilowanego w formie przelewu.

Zastosowanie: górne części zlewni; jako system wielu bardzo małych zbiorników; najlepiej w ciekach o głębokich korytach lub dolinach w formie jarów lub żłobów.

Lokalizacja: małe cieki wodne; zamknięcie możliwie dużej liczby dopływów w początkowym ich biegu.

Materiał: miejscowy, zamknięcia drewniane.

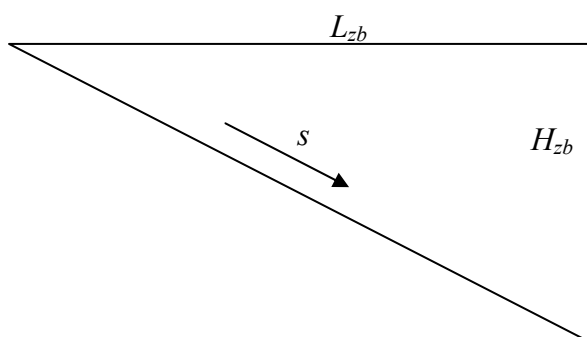


Rysunek 2.3. Schemat budowy „łapacza przepływu” i usytuowanie tych urządzeń na terenie zlewni



Rysunek 2.4. Przykładowa lokalizacja na terenie zlewni

Jako schemat obliczeniowy przyjęto ostrosłup o przekroju trójkąta prostokątnego



Rysunek 2.5. Schemat obliczeniowy „łapacza przepływu”

$$V = \frac{H_{zb}^2 a}{2s} \quad (2.12.)$$

$$s = H_{zb}/L_{zb} \quad (2.13.)$$

gdzie:

- V – maksymalna objętość „łapacza przepływu” [m³]
- H_{zb} – wysokość zbiornika [m]
- L_{zb} – długość zbiornika [m]
- a – szerokość zbiornika [m]
- s – lokalny spadek koryta (projektowany) [-]

Uwaga: ze względu na schematyzację obliczeń jako szerokość zbiornika przyjęto szerokość zastępczą koryta cieków [Więzik, 1993]:

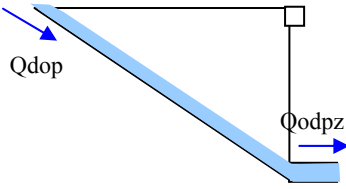
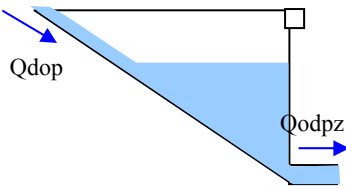
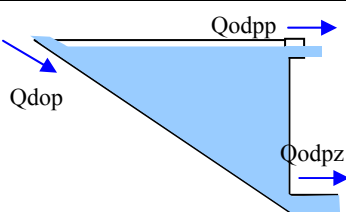
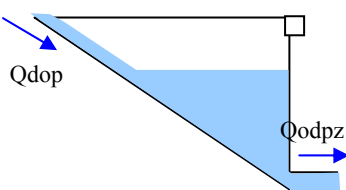
$$a = 0.8 \cdot A^{0.72} \quad (2.14.)$$

gdzie:

- A – powierzchnia zlewni do przekroju zamkniętego zbiornikiem [km²]



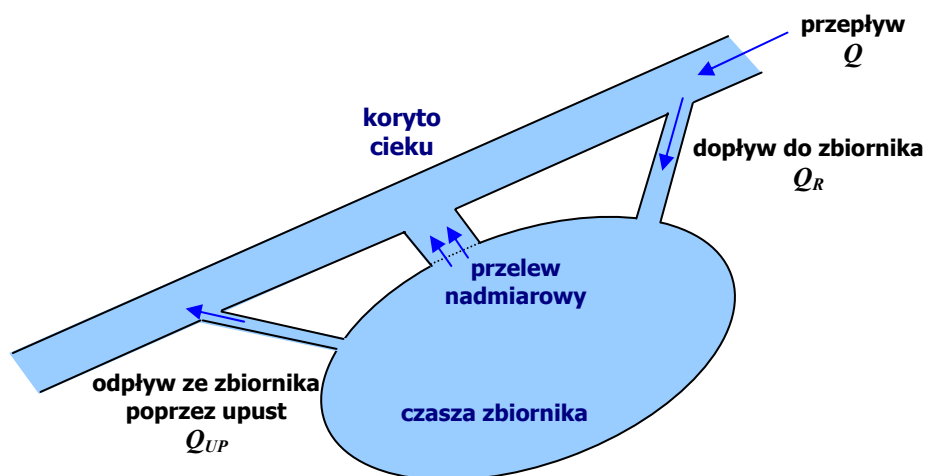
Fazy pracy „łapaczy przepływu” – zbiornik typ 1

<p><u>Oznaczenia użyte:</u></p> <p>Q_{dop} – aktualny dopływ do urządzenia</p> <p>Q_{odpz} – zadany odpływ przez upust</p> <p>Q_{odpp} – zadany odpływ przez przelew</p> <p>Q_{odp} – aktualny odpływ ze zbiornika</p>		<p>V_{max} – maksymalna objętość zbiornika</p> <p>V_{zb} – aktualna objętość zbiornika</p> <p>Δt – obliczeniowy przedział czasu</p> <p>i – krok czasowy</p>
<p>W czasie występowania małych przepływów woda nie jest gromadzona. Jeśli przepływ zwiększa się następuje częściowe gromadzenie wody w zbiorniku oraz częściowy odpływ przez dolną zastawkę urządzenia. W momencie, kiedy zbiornik jest całkowicie napełniony, przepływ następuje poprzez upust i przelew nadmiarowy.</p>		
<p>1. przepływ przez urządzenie</p> <p>$Q_{dop} \leq Q_{odpz}$</p> <p>$V_{zb} = 0$</p> <p>$Q_{odp} = Q_{dop} = Q_{odpz}$</p>		<p>Dopływ do „łapacza” jest mniejszy lub równy wielkości odpływu ze zbiornika poprzez upust. Następuje przepływ wody przez urządzenie (woda nie jest gromadzona w zbiorniku).</p>
<p>2. napełnianie zbiornika</p> <p>$Q_{dop} > Q_{odpz}$</p> <p>$0 \leq V_{zb} \leq V_{max}$</p> <p>$V_{zbi} = V_{zbi-1} + (Q_{dop} - Q_{odpz}) \cdot \Delta t$</p> <p>$Q_{odp} = Q_{odpz}$</p>		<p>Do zbiornika dopływa objętość wody (Q_{dop}) większa niż wydatek upustu (Q_{odpz}). Następuje napełnianie zbiornika. Woda jest w części gromadzona w zbiorniku (V_b), a w części odprowadzana poprzez upust (Q_{odpz}).</p>
<p>3. przepływ przez zbiornik</p> <p>$Q_{dop} > Q_{odpz}$</p> <p>$V_{zb} = V_{max}$</p> <p>$Q_{odp} = Q_{dop} = Q_{odpz} + Q_{odpp}$</p>		<p>Zbiornik całkowicie napełniony (objętość zbiornika jest równa V_{max}), Urządzenie nie gromadzi wody, następuje zrzut wody przez upust i przelew.</p>
<p>4. opróżnianie zbiornika</p> <p>$Q_{dop} < Q_{odpz}$</p> <p>$0 \leq V_{zb} \leq V_{max}$</p> <p>$V_{zbi} = V_{zbi-1} - (Q_{odpz} - Q_{dop}) \cdot \Delta t$</p> <p>$Q_{odp} = Q_{odpz}$</p>		<p>Dopływ do zbiornika (Q_{dop}) jest mniejszy niż wydatek upustu (Q_{odpz}). Następuje opróżnianie zbiornika. Odpływ ze zbiornika odbywa się poprzez upust.</p>

2.1.1.4. Zbiorniki wodne usytuowane obok koryt cieków

Zadaniem małych zbiorników wodnych usytuowanych obok koryta cieków jest utrzymanie nadmiaru wody występującej w korycie. Rozpoczęcie retencji wody w zbiorniku następuje po przekroczeniu zadanego stanu lub przepływu wody. Zasilanie zbiornika (przerzut wody z koryta cieków) odbywa się kanałem otwartym w sposób grawitacyjny. Odpowiednio ukształtowany wlot (kształt, wielkość, rzędna) pozwala na rozpoczęcie zasilania zbiornika wodą z koryta przy wystąpieniu przepływów, które mogą nieść ze sobą zagrożenie dla zlewni. Pozwala to również na kontrolowany przerzut wody z koryta cieków do czaszy zbiornika. Jako czasze zbiorników można wykorzystać naturalne ukształtowanie terenu: lokalne zagłębienia lub poszerzenia doliny jak również rowy czy jary. Najlepszymi rozwiązaniami są wszelkiego rodzaju naturalne zagłębienia terenu, które wymagają niewielkiej ilości prac ziemnych. Można w uzasadnionych przypadkach powiększyć objętość zbiornika poprzez jego pogłębienie a pozyskany materiał przeznaczyć na usypywanie wałów lub grobli.

Na rysunku 2.6. przedstawiono schemat rozdziału wody dla zbiornika wodnego z odpływem. Przy zbiornikach bez odpływu brak jest upustu w czaszy zbiornika, opróżnianie następuje poprzez filtrację i parowanie. Sposób określenia wartości dla poszczególnych parametrów został przedstawiony w rozdziale 2.1.1.2.



Rysunek 2.6. Schemat ideowy rozdziału wody w małych zbiornikach wodnych z odpływem

Zbiorniki tego typu można lokalizować w każdej części zlewni. Ich wielkość zależy od potencjału wodnego zlewni oraz potrzeb retencji danego obszaru. W zlewni górskiej ilość lokalizacji zbiorników o odpowiednio dużej pojemności jest ograniczona. W przypadku małych zbiorników usytuowanych obok koryta cieków można zapewnić ochronę przeciwpowodziową poprzez budowę kilku takich zbiorników wykorzystując naturalne zagłębienia terenu lub miejsca zaadoptowane przy małym nakładzie finansowym. Prostota wykonania i zastosowania



typowych urządzeń upustowych i przelewowych pozwala zabezpieczyć zlewnie przed zagrożeniem powodziowym w sposób szybki i niskobudżetowy.

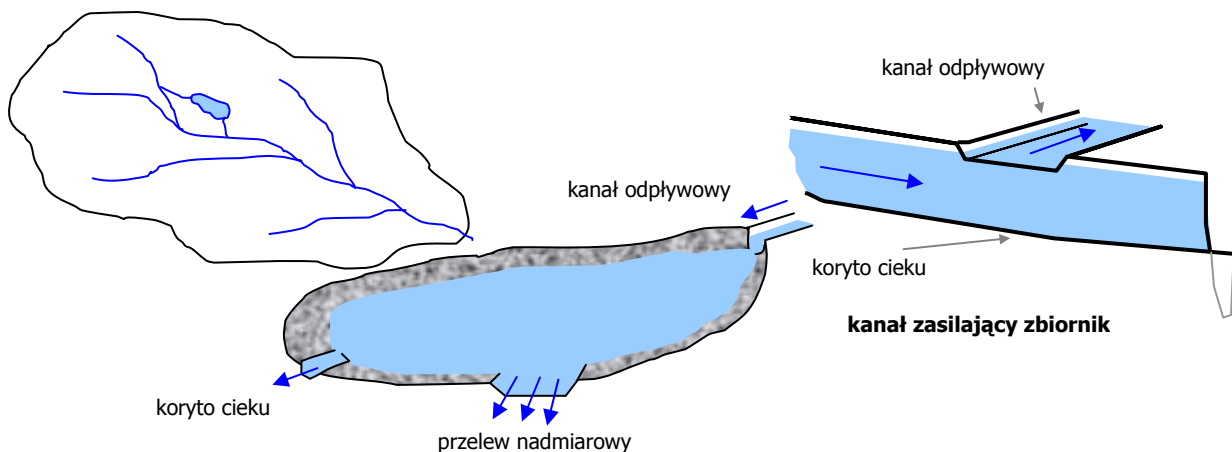
Zbiorniki są wyposażone w przelewy nadmiarowe, wykorzystywane w przypadku przekroczenia dopuszczalnej objętości. Nadmiar wody jest wówczas odprowadzany do cieku specjalnym kanałem usytuowanym w czaszy zbiornika.

Zbiorniki wodne usytuowane obok koryt cieków można podzielić na dwa typy:

- ✓ zbiorniki z odpływem
- ✓ zbiorniki bez odpływu

A) Zbiorniki wodne z odpływem usytuowane obok koryta cieku (zbiorniki typ 2)

Zbiorniki wodne z odpływem zasilane są częścią wody płynącej w korycie. Schemat zasilania przedstawiono na rysunku 2.7. Opróżnianie zbiornika następuje poprzez urządzenie upustowe, które po obniżeniu stanu wody pozwala w sposób kontrolowany na przekazywanie wody do koryta cieku.



Rysunek 2.7. Usytuowanie zbiornika z odpływem obok koryt cieków na terenie zlewni oraz schemat ideowy tego rozwiązania

Zbiornik składa się z: czaszy zbiornika, kanału zasilającego (łąiącego koryto ze zbiornikiem) i kanału odprowadzającego wodę ze zbiornika.

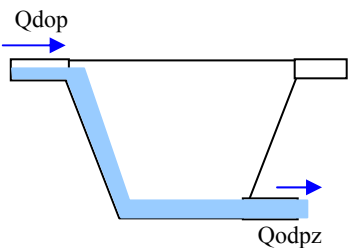
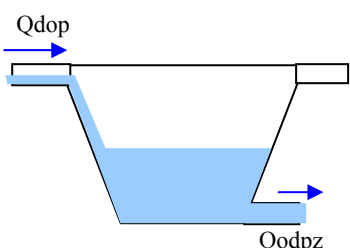
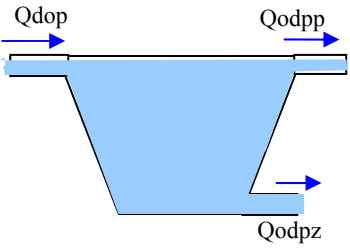
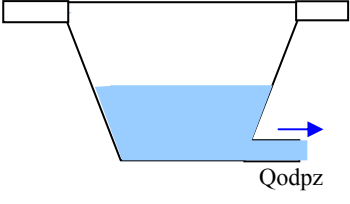
Zastosowanie: środkowe i dolne części zlewni górskich; jako system wielu małych zbiorników.

Lokalizacja: „wypłaszczenia” terenu, jary, rowy, naturalne wgłębienia i tereny bezodpływowe.

Materiał: miejscowy; w przypadku zastosowania zamknięć – rozwiązania typowe.



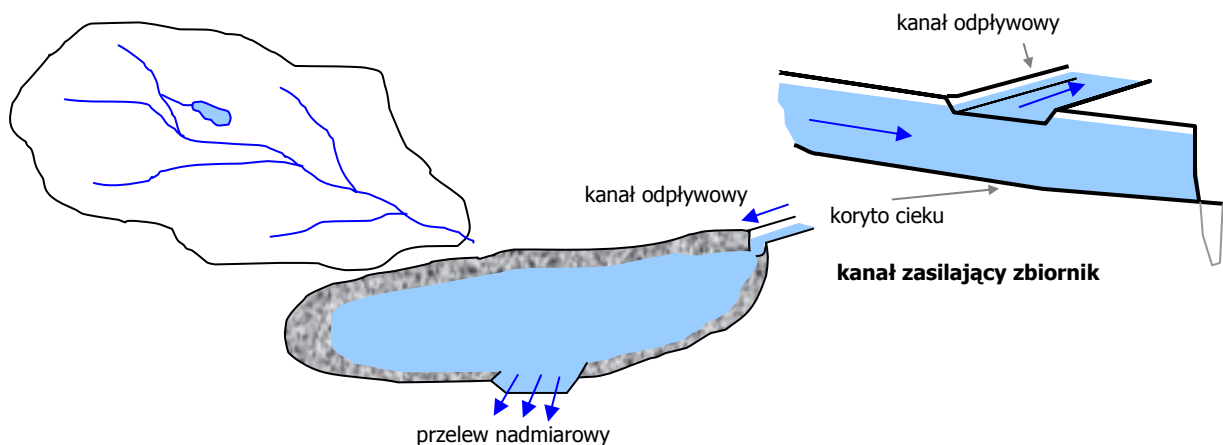
Fazy pracy zbiornika z odpływem – zbiornik typ 2

<p><u>Oznaczenia użyte:</u></p> <p>Q_{dop} – aktualny dopływ do urządzenia (przepływ zredukowany)</p> <p>Q_{odpz} – zadany odpływ przez upust</p> <p>Q_{odpp} – zadany odpływ przez przelew</p> <p>Q_{odp} – aktualny odpływ ze zbiornika</p>		<p>V_{max} – maksymalna objętość zbiornika</p> <p>V_{zb} – aktualna objętość zbiornika</p> <p>Δt – obliczeniowy przedział czasu</p> <p>i – krok czasowy</p>
<p>Dopływ do zbiornika rozpoczyna się w momencie wystąpienia w cieku przepływu większego niż przepływ określony jako normalny.</p>		
<p>1. przepływ przez pusty zbiornik</p> <p>$Q_{dop} \leq Q_{odpz}$</p> <p>$V_{zb} = 0$</p> <p>$Q_{odp} = Q_{dop} = Q_{odpz}$</p>		<p>Dopływ wody do zbiornika (Q_{dop}) jest mniejszy niż wydatek urządzeń upustowych (Q_{odpz}). Zbiornik pusty. Występuje przepływ wody przez zbiornik.</p>
<p>2. napełnianie zbiornika</p> <p>$Q_{dop} > Q_{odpz}$</p> <p>$0 \leq V_{zb} \leq V_{max}$</p> <p>$V_{zb_i} = V_{zb_{i-1}} + (Q_{dop} - Q_{odpz}) \cdot \Delta t$</p> <p>$Q_{odp} = Q_{odpz}$</p>		<p>Dopływ do zbiornika (Q_{dop}) jest większy niż wydatek upustu (Q_{odpz}). Następuje proces napełniania zbiornika. Część wody jest retencjonowana w zbiorniku (V_{zb}), a część odprowadzana przez upust denny (Q_{odpz}).</p>
<p>3. przepływ przez zbiornik</p> <p>$Q_{dop} > Q_{odpz}$</p> <p>$V_{zb} = V_{max}$</p> <p>$Q_{odp} = Q_{dop} = Q_{odpz} + Q_{odpp}$</p>		<p>Zbiornik całkowicie napełniony ($V_{zb} = V_{max}$). Następuje przepływ wody przez zbiornika, odpływ odbywa się przez upust (Q_{odpz}) a pozostała część (Q_{odpp}) przez przelew nadmiarowy.</p>
<p>4. opróżnianie zbiornika</p> <p>$Q_{dop} < Q_{odpz}$</p> <p>$0 \leq V_{zb} \leq V_{max}$</p> <p>$V_{zb_i} = V_{zb_{i-1}} - Q_{odpz} \cdot \Delta t$</p> <p>$Q_{odp} = Q_{odpz}$</p>		<p>Dopływ wody jest mniejszy niż wydatek upustu. Następuje proces opróżniania zbiornika, odpływ odbywa się przez upust.</p>



B) Zbiorniki wodne bez odpływu usytuowane obok koryt cieków

Podobnym rozwiązaniem jak zbiorniki z odpływem są zbiorniki bez odpływu. Różnica pomiędzy tymi zbiornikami wynika jedynie ze sposobu odprowadzenia wody z czasy zbiornika. W tym przypadku odprowadzanie wody odbywa się poprzez proces parowania lub przesiąkania oraz częściowe opróżnianie poprzez kanał zasilający przy stanach niskich. Zbiornik także jest wyposażony w przelew nadmiarowy, wykorzystywany w przypadku przekroczenia dopuszczalnej objętości. W obliczeniach, podczas napełniania zbiornika, pominięto parowanie z uwagi na małe wartości, jakie występują w okresach opadowych.

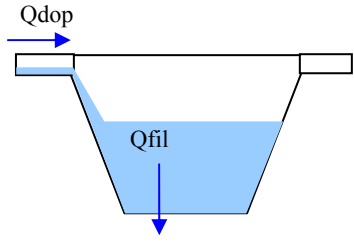
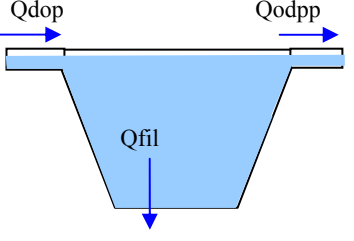
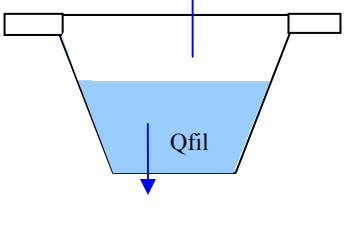


Rysunek 2.8. Usytuowanie zbiornika z odpływem obok koryt cieków na terenie zlewni oraz schemat ideowy tego rozwiązania

Fazy pracy zbiornika wodnego bez odpływu

Oznaczenia użyte:		
Q_{dop} – aktualny dopływ do urządzenia (przepływ zredukowany)	Q_{odpp} – zadany odpływ przez przelew	V_{max} – maksymalna objętość zbiornika
Q_{odp} – aktualny odpływ ze zbiornika		V_{zb} – aktualna objętość zbiornika
		Δt – obliczeniowy przedział czasu
		i – krok czasowy
Dopływ do zbiornika rozpoczyna się w momencie wystąpienia w cieku przepływu większego niż przepływ określony jako normalny.		
1. przepływ przez pusty zbiornik $Q_{dop} < Q_{fil}$ $V_{zb} = 0$ $Q_{odp} = Q_{fil}$		Dopływ do zbiornika (Q_{dop}), jest mniejszy niż jego zdolność filtracyjna. W zbiorniku nie następuje retencja wody. Odpływ odbywa się poprzez filtrację (Q_{fil}). Zbiornik jest pusty.



<p>2. napełnianie zbiornika</p> $Q_{dop} > Q_{fil}$ $0 \leq V_{zb} \leq V_{max}$ $V_{zb_i} = V_{zb_{i-1}} + Q_{fil} \cdot \Delta t$ $Q_{odp} = Q_{fil}$		<p>Dopływ do zbiornika (Q_{dop}) jest większy niż zdolność filtracji. Następuje proces napełniania zbiornika, odpływ odbywa się na drodze filtracji (Q_{fil}).</p>
<p>3. przepływ przez zbiornik</p> $Q_{dop} > Q_{fil}$ $V_{zb} = V_{max}$ $Q_{odp} = Q_{dopp} + Q_{fil}$		<p>Zbiornik całkowicie napełniony ($V_{zb} = V_{max}$). Odpływ odbywa się poprzez przelew nadmiarowy (Q_{dopp}) oraz poprzez filtrację (Q_{fil}).</p>
<p>4. opróżnianie zbiornika</p> $Q_{dop} < Q_{fil}$ $0 \leq V_{zb} \leq V_{max}$ $V_{zb_i} = V_{zb_{i-1}} - Q_{fil} \cdot \Delta t$ $Q_{odp} = Q_{fil}$		<p>Dopływ wody jest większy niż zdolność filtracyjna zbiornika. Zbiornik jest napełniany częściowo lub całkowicie. Następuje opróżnianie zbiornika przez filtrację i parowanie.</p>

2.1.1.5. Zbiorniki wodne usytuowane na terenie zlewni zbierające wodę ze spływu powierzchniowego

Małe zbiorniki wodne można zlokalizować bezpośrednio na terenie zlewni, w miejscu dogodnym z uwagi na ich budowę oraz na występowanie dużych spływów powierzchniowych, zwykle u podnóża stromych stoków. Zbiorniki tego typu zatrzymują wodę napływającą z powierzchni terenu. Jako czasze zbiornika wykorzystuje się naturalne ukształtowanie terenu jak: zagłębienia, tereny bezodpływowe oraz różnego rodzaju rowy czy jary, w których ogranicza się odpływ. Najlepszymi rozwiązaniami pod względem minimalizacji kosztów inwestycyjnych są wszelkiego rodzaju naturalne ukształtowania terenu, które nie wymagają dużej ilości prac ziemnych. Zasada budowy tego typu zbiorników jest bardzo zbliżona do wcześniej omawianych zbiorników przykorytowych. Zbiorników tego typu nie należy lokalizować na obszarach czynnych osuwiskowo lub w miejscach gdzie budowa zbiornika mogłaby spowodować wystąpienie takiego zagrożenia. Dopuszcza się jednak takie usytuowanie pod warunkiem: odpowiedniego uszczelnienia jego dna oraz opracowania systemu monitorowania jego pracy eksploatacyjnej.

Zbiorniki tego typu mogą być:

- ✓ zbiornikami z odpływem – dystrybucja wody odbywa się poprzez specjalne urządzenia,
- ✓ zbiornikami bez odpływu – woda przetrzymywana jest w zbiorniku, dystrybucja poprzez parowanie lub przesiąkanie.

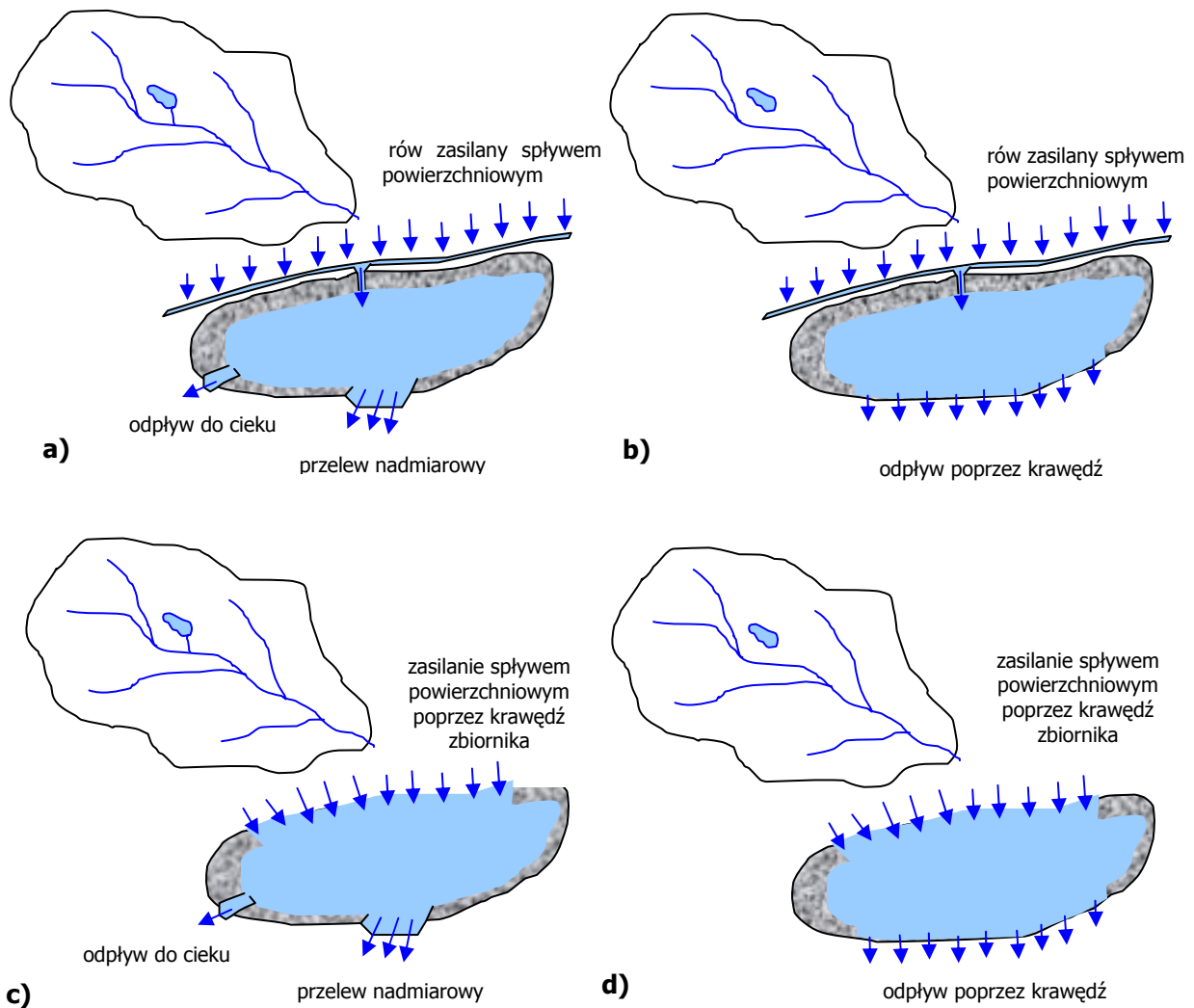
Zasilanie zbiornika odbywa się poprzez odpowiednio wyprofilowany rów odwadniający lub bezpośrednio poprzez krawędź zbiornika. W pierwszym przypadku wykonuje się rów w bliskim sąsiedztwie lub niekiedy w dużej odległości, do którego będzie zbierała się woda z powierzchni terenu, zasilanie następuje poprzez kanał łączący rów ze zbiornikiem. W drugim przypadku jedna z krawędzi zbiornika jest odpowiednio profilowana i zabezpieczona przed rozmyciem. Z praktycznego punktu widzenia lepszym rozwiązaniem dla zlewni górskich wydaje się zbiornik zasilany spływem powierzchniowym nie bezpośrednio przez krawędź zbiornika, lecz poprzez rów. Za takim rozwiązaniem przemawiają jego zalety, gdyż zbiornik z rowem wspomagającym:

- ma większy obszar możliwy do ochrony, który nie jest limitowany wymiarami w planie zbiornika,
- nie musi być budowany bezpośrednio na linii spływu ale w dowolnym miejscu, w dogodnej lokalizacji dla tego typu rozwiązań,
- nie narzuca kształtu zbiornika.

Przy przekroczeniu pojemności retencyjnej zbiornika, nadmiar wody jest kierowany bezpośrednio na powierzchnię terenu lub do koryta rzeki (w zależności od usytuowania i warunków geologicznych). W przypadku zrzutu wody do koryta cieku zbiornik należy wyposażać w przelew nadmiarowy, który jest wykorzystywany w przypadku przekroczenia dopuszczalnej objętości. W tym przypadku nadmiar wody odprowadzany jest do cieku specjalnym kanałem usytuowanym w czaszy zbiornika. W przypadku zrzutu bezpośrednio na teren zlewni, krawędź zbiornika winna być odpowiednio zabezpieczona przed rozmyciem. W tym jednak rozwiązaniu wymagane jest dodatkowe badanie geologiczne. Schemat zbiorników zbierających wodę ze spływu powierzchniowego przedstawiono na rysunku 2.9.

Fazy pracy urządzenia są analogiczne jak w przypadku zbiornika usytuowanego obok koryta cieku.





Rysunek 2.9. Usytuowanie zbiorników retencyjnych do przechwytywania spływu powierzchniowego na terenie zlewnie a) zbiornik z odpływem zasilany poprzez rów odwadniający b) zbiornik bez odpływu zasilany poprzez rów odwadniający c) zbiornik z odpływem zasilany spływem powierzchniowym poprzez krawędź zbiornika d) zbiornik bez odpływu zasilany spływem powierzchniowym poprzez krawędź zbiornika

2.1.1.6. Przerzuty wody z cieków na obszary oddalone (wydłużenie drogi spływu)

Proces tworzenia się wezbrań w połączeniu ze znaczną szybkością spływu powierzchniowego powoduje powstanie fal wezbraniowych o wysokiej kulminacji. Jednym ze sposobów ograniczenia tego typu zjawiska jest opóźnienie czasu spływu, które uzyskuje się poprzez wydłużenie drogi spływu.



Taki sposób ograniczenia zagrożenia powodziowego został wykorzystany w przerzutach wody z cieków na obszary oddalone. Woda zostanie odtransportowana od koryta i rozprowadzona na tereny przyległe. Odbywa się to poprzez specjalny układ kanałów, które rozprowadzają na tereny przyległe wodę z koryta rzeki. W korycie cieków budowany jest przelew boczny, w którym dokonywana jest dystrybucja wody do kanału biegnącego pod niewielkim spadkiem. W miejscu rozprowadzenia wody kanał ten zmienia swoje nachylenie i biegnie poziomo. Taki układ powoduje, że woda ponownie zostaje wprowadzona na teren zlewni, lecz jej droga spływu wydłuża się. Długość odcinka rozprowadzenia wody zależy od warunków topograficznych oraz hydrogeomorfologii zlewni.

Działanie urządzenia spowoduje, że woda dopłynie do dolnych partii zlewni z opóźnieniem. Odcinek, wzdłuż którego będzie rozprowadzona woda, musi zostać umocniony z uwagi na możliwość wymywania powierzchni stoków.

Najdogodniejszym rozwiązaniem jest system sterowania bezobsługowego, co uzyskuje się poprzez odpowiednią konstrukcję przelewu bocznego. Poziom, na jakim powinien być usytuowany kanał zależy od wielkości przepływów występujących w cieku oraz od możliwości odbiorczych terenów, na których będzie rozprowadzany nadmiar wody.

Schemat zasilania i dystrybucji wody z urządzenia przerzucającego jej nadmiar na obszary oddalone przedstawiono na rysunku 2.10.

W skład proponowanego rozwiązania wchodzi:

- ✓ przelew boczny,
- ✓ kanał rozprowadzający (otwarty lub zamknięty),
- ✓ urządzenie rozprowadzające wodę po powierzchni zbocza.

Typy urządzeń:

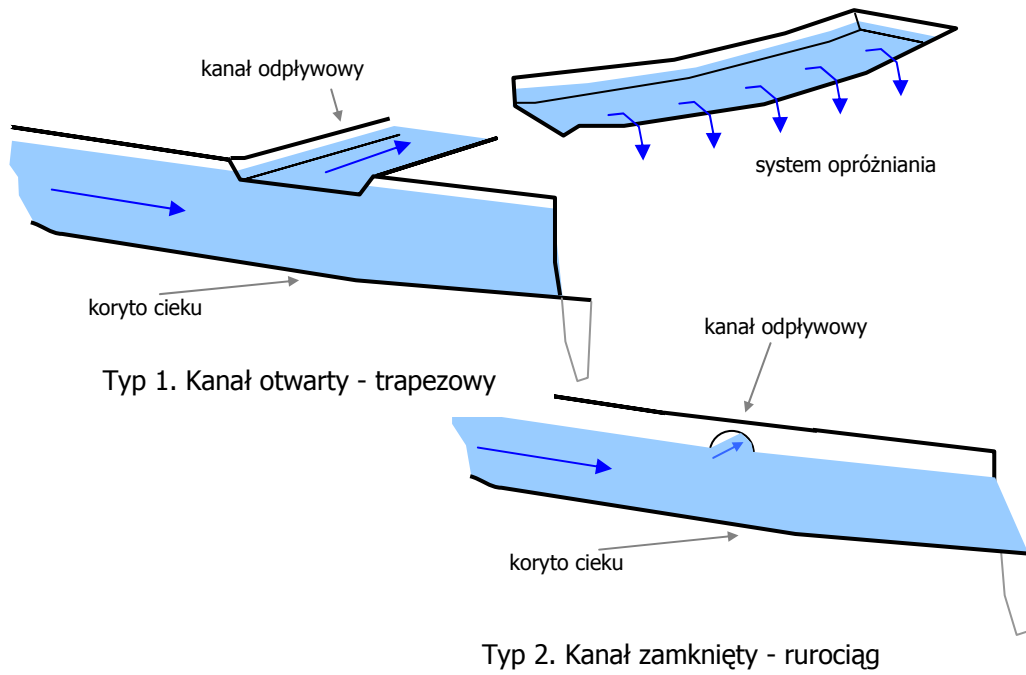
- ✓ kanał otwarty z przelewem w kształcie trapezu lub prostokąta,
- ✓ kanał zamknięty z przelewem o kształcie prostokątnym lub kołowym (rurociąg).

Zastosowanie: cieków o średnich i dużych spadkach.

Miejsce rozprowadzenia: najlepiej w terenach porośniętych z uwagi na dużą retencję oraz na glebach o dużej przepuszczalności.

Lokalizacja: górne części zlewni, obszary o zróżnicowanym ukształtowaniu, najlepiej silnie zalesione.





Rysunek 2.10. Schemat zasilania i dystrybucji wody z urządzenia przerzucającego jej nadmiar na obszary oddalone

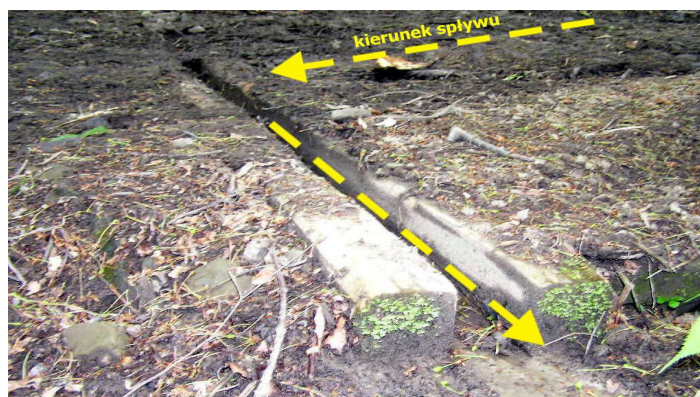


Rysunek 2.11. Przykładowe usytuowanie urządzenia w zlewni

2.1.1.7. Zmiana drogi spływu poprzez odpowiednią konstrukcje dróg (gruntowych) na zboczach zlewni górskich

W zlewniach górskich oprócz dróg lokalnych (gruntowych) występują również drogi komunikacji służb leśnych oraz przecinki leśne służące do transportu pni drzew z wyrębu.

Drogi lokalne (gruntowe) są z reguły prowadzone wzdłuż poziomic lub w niewielkim nachyleniu, lecz wymagają pewnych prac zabezpieczających przed nadmiernym spływem powierzchniowym. W okresie opadowym droga gruntowa staje się okresowym ciekim wodnym. Woda płynąca po drodze powoduje wymywanie materiałów z jej powierzchni, czego przyczyną jest powstawanie coraz głębszych jarów niszczących drogę jak również powoduje zagrożenia stabilności zboczy. Woda spływająca po drodze szybko dociera do cieków zwiększając zagrożenie powstania fal powodziowych. Większy problem istnieje w przypadku dróg służących do transportu pni drzew, które z reguły są wykonane prostopadle do poziomic i podczas opadów powodują powstawanie cieków o bardzo dużym spadku. Aby uniknąć tych procesów należy zmienić drogę spływu wody, poprzez wykonanie na drodze barier ograniczających ruch wody z równoczesnym przerzutem jej na teren zlewni. Ich wykonanie pokazano na rysunku 2.12.



Rysunek 2.12. Przykładowe zastosowania barier ograniczających przepływ wody po drogach gruntowych

Są to proste zabiegi stosowane od lat przez pracowników leśnych. Z reguły urządzenie takie składa się z „kierownicy”, którą stanowi pień drzewa ułożony w poprzek drogi oraz kanału odpływowego, czyli przerwy w krawędzi bocznej drogi.

Wykorzystanie tych urządzeń w zlewni przynosi dobre efekty, zwłaszcza w zakresie ochrony dróg leśnych, które w okresie opadów są niszczone poprzez spływ powierzchniowy. W praktyce lokalizacja tych urządzeń następuje w miejscach gdzie występują zniszczenia dróg leśnych.

Z uwagi na lokalny charakter tego typu dróg i przecinek leśnych wymaga to indywidualnej i wnikliwej analizy rozpatrywanego terenu oraz dostępu do możliwie dokładnych podkładów topograficznych.

2.1.2. Analiza wyboru urządzeń retencyjnych wykorzystanych do obliczeń

Opisane powyżej urządzenia mogą być, a niektóre z nich są wykorzystywane do ochrony przeciwpowodziowej w zlewni górskiej.

Z uwagi na ukształtowanie zlewnie Łękawki do obliczeń wykorzystano niektóre z nich. Przede wszystkim skoncentrowano się na zbiornikach retencyjnych usytuowanych na cieku – „łapacze przepływu” (zbiornik typ 1) oraz zbiornikach usytuowanych obok cieku (zbiornik typ 2). Prostota wykonania i niezbyt wyszukana lokalizacja pozwala na skuteczne wykorzystanie tych urządzeń. Nieskomplikowany algorytm pracy pozwala na prosty zapis algorytmu.

Pozostałe urządzenia wymagają więcej szczegółowych informacji dotyczących lokalizacji oraz bardziej szczegółowych rozwiązań w odwzorowaniu powierzchni terenu.

2.2. Urządzenia wykorzystane do retencji odpływu dla zlewni zurbanizowanej

Zaproponowane w tym rozdziale rozwiązania zostały opracowane w oparciu o poradnik inżynierski Geiger'a i Dreiseitl'a „Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych” [1999]. Zasady retencjonowania wody w nim przedstawione są stosowane w krajach Europy Zachodniej takich jak: Niemcy, Francja, Szwajcaria, Austria, Holandia. W naszym kraju również można zaobserwować, że szereg przedstawionych rozwiązań jest wdrażanych w praktyce dla modernizowanych i nowo powstających obiektów. Szczególnie widoczne jest to w drogownictwie.

2.2.1. Podstawy wymiarowania urządzeń służących zwiększeniu retencji zlewni

W przypadku złożonych układów urządzeń należy dokonać obliczeń kontrolnych w oparciu o ciągi danych opadowych z wielolecia dla danego obszaru. Wynikiem tych obliczeń są częstotliwości występowania deszczów oraz czasy ich trwania. Proces ten można przyrównać do zasad obliczeniowych wykorzystywanych przy projektowaniu kanałów deszczowych.

Do wymiarowania urządzeń służących zwiększeniu retencji zlewni stosuje się szereg formuł matematycznych opartych o wartość natężenia deszczu miarodajnego. Opad charakteryzowany jest poprzez jego wysokość H_N , czas trwania T , natężenie r oraz przypisuje się mu przeciętną częstotliwość n , odniesioną do 1 roku.

W Polsce do obliczania natężenie deszczu miarodajnego stosuje się wzór Reinholda [Błaszcyk 1983]:

$$r = r_{15} \frac{38}{T + 9} \left(\frac{1}{\sqrt[4]{n}} - 0,369 \right) \quad (2.15.)$$

gdzie:

- r – natężenie deszczu miarodajnego [l/(s·ha)]
- r_{15} – natężenie deszczu 15 – minutowego o częstotliwości n [l/(s·ha)]
- T – czas trwania deszczu [min]
- n – częstotliwość deszczu obliczeniowego [1/a]

Do wymiarowania urządzeń przeznaczonych do wsiąkania wody deszczowej przyjmuje się częstotliwość deszczu co najwyżej 20 oznaczającą deszcz, który pojawia się jeden raz na 5 lat.

Współczesne normy europejskie wymagają przy projektowaniu miejskich sieci kanalizacyjnych częstotliwości podanych w tabeli 2.5.

W obliczeniach urządzeń do przesączania wód deszczowych w grunt należy przyjmować deszcz obliczeniowy występujący raz na 2 do 5 lat, przy czym dla zabudowy śródmiejskiej, przemysłowej i usługowej trzeba przyjmować częstotliwość deszczu obliczeniowego $n=20$. Na obszarach, na których wartościowe dobra gospodarcze wymagają zabezpieczenia przed podtopieniem, należy przyjmować częstotliwość występowania deszczu obliczeniowego $n=10$.

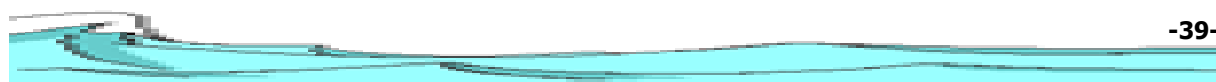
Tabela 2.5. Częstotliwości obliczeniowe dla różnych rodzajów zabudowy [Geiger, Dreiseitl 1999]

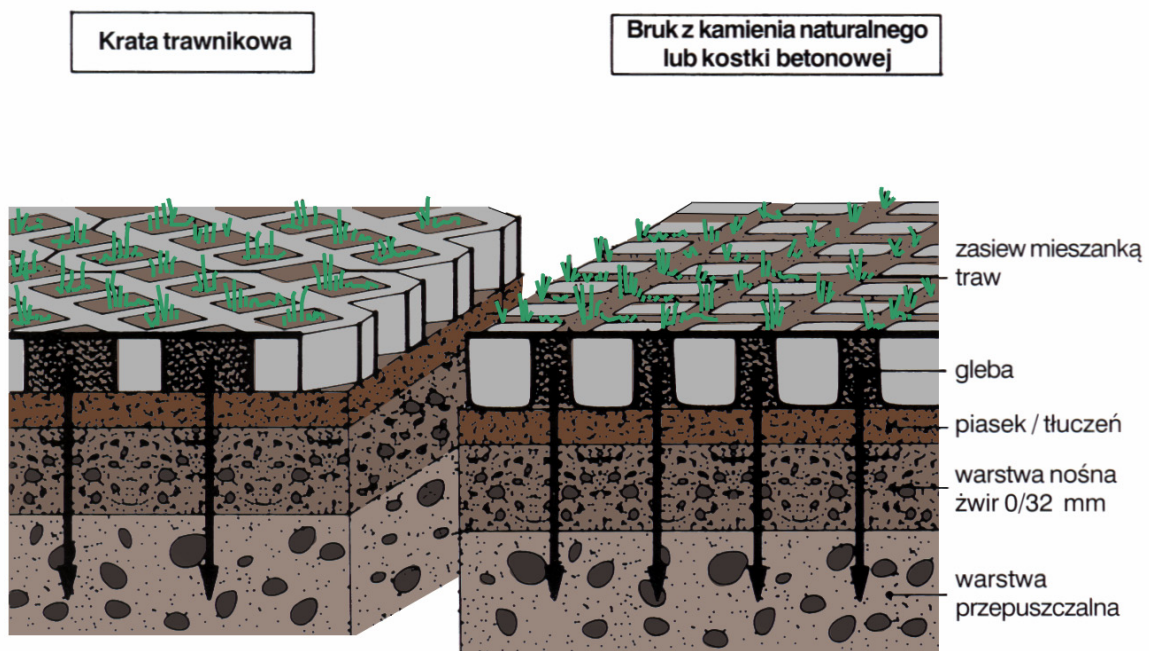
	częstotliwość deszczu obliczeniowego (krotność w latach)	częstotliwość podtopień (krotność w latach)
Tereny wiejskie	1 raz na 1 rok	1 raz na 10 lata
Tereny mieszkaniowe	1 raz na 2 lata	1 raz na 20 lata
Śródmieścia, tereny przemysłowe i usługowe	1 raz na 2 lata	1 raz na 30 lata
a). przy sprawdzeniu podtopienia	1 raz na 5 lata	
b). bez sprawdzenia podtopienia	1 raz na 10 lata	1 raz na 50 lata
Podziemne obiekty komunikacyjne i skrzyżowania poniżej terenu	1 raz na 10 lata	1 raz na 50 lata

2.2.2. Urządzenia służące do wsiąkania wód deszczowych

2.2.2.1. Parkingi i place sportowe z wsiąkaniem powierzchniowym

Do budowy dróg wewnątrzsiedlowych, parkowych, chodników, placów zabaw, prywatnych lub mało używanych parkingów i podobnych nawierzchni proponuje się stosowanie materiałów przesiąkalnych. Warstwy nawierzchniowe pokryte roślinnością tworzą doskonałe strefy filtracji dla zanieczyszczonych wód deszczowych zarówno szkodliwymi domieszkami z powietrza jak i zanieczyszczeniami spowodowanymi przez samochody na placach postojowych. Dlatego parkingi, mało używane drogi pożarowe czy drogi dojazdowe do małych posesji i działek mogą być budowane np. z ażurowej kraty trawnikowej z betonu o nawierzchni porośniętej trawą. Schemat urządzenia przedstawiono na rysunku 2.11.





Rysunek 2.11. Przekrój przez nawierzchnię z wsiąkaniem powierzchniowym

W procesie wymiarowania określa się powierzchnię wsiąkania A_s na:

a) powierzchni nieumocnionej

$$A_s = \frac{A_{red}}{(10^7 \cdot k_f) / (2 \cdot r_{T;n}) - 1} \quad [m^2] \quad (2.16.)$$

gdzie:

A_{red} – zredukowana powierzchnia uszczelniona [m^2]

$r_{T;n}$ – natężenie deszczu [$l/(s \cdot ha)$], przyjmuje się że jest to deszcz obliczeniowy o czasie trwania $T = 15$ min i częstotliwości $n = 0.2$

k_f – Współczynnik filtracji [m/s]

b) częściowo uszczelnionej powierzchni

$$A_s = \frac{A_{red}}{(10^7 \cdot k_f) \cdot (1 - \psi_s) / (2 \cdot r_{T;n}) - 1} \quad [m^2] \quad (2.17.)$$

gdzie:

ψ_s – współczynnik sływu dla powierzchni wsiąkania [-]

Zalety rozwiązania:

- ✓ bardzo dobre działanie oczyszczające wody
- ✓ dobre warunki konserwacji oraz możliwość łatwej kontroli,
- ✓ małe nakłady techniczne.

Wady:

- ✓ mała zdolność retencyjna,
- ✓ duże zapotrzebowanie powierzchni.

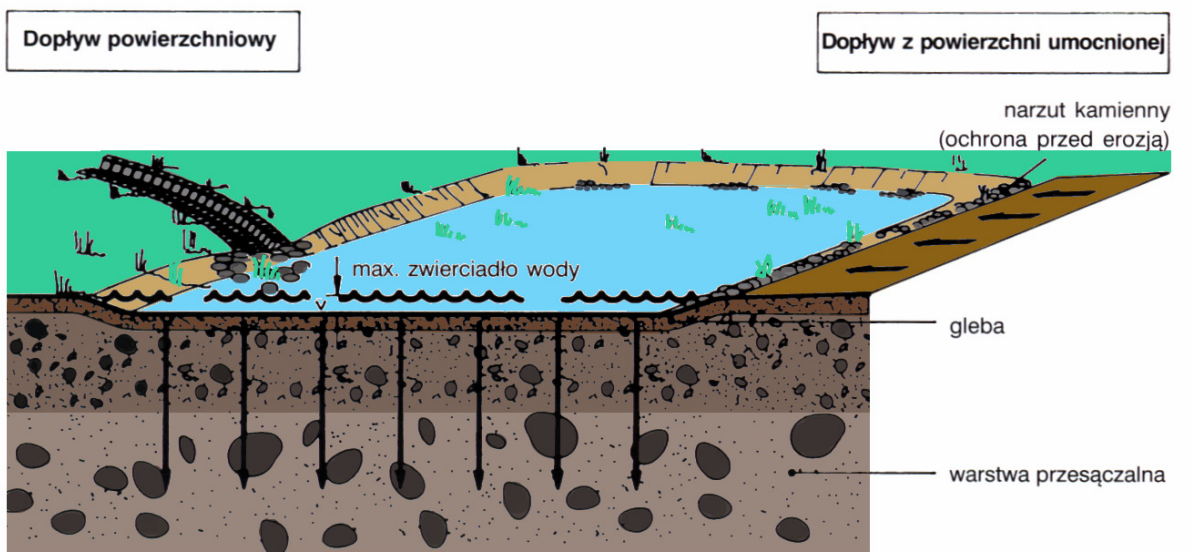
2.2.2.2. Niecki z wsiąkaniem

Niecki z wsiąkaniem (rysunek 2.12.) umieszcza się na otwartej, zazielenionej powierzchni, gdzie woda podlegająca wsiąkaniu może być czasowo gromadzona. Konstruuje się je w taki sposób, aby spiętrzanie wody było krótkotrwałe (1-2 dni), gdyż w przypadku długotrwałego piętrzenia powstaje niebezpieczeństwo uszczelnienia powierzchni.

Niecki powinny być tak ukształtowane, aby gwarantowały równomierny rozdział wody przeznaczonej do wsiąkania. Przy dużym spadku terenu kształtuje się je kaskadowo. Zasilanie projektuje się tak, aby było możliwie równomiernie rozłożone poprzez krawędzie niecki. W przypadku punktowego wprowadzania wody, należy przedsięwziąć środki dla równomiernego jej rozdziału oraz należy przeciwdziałać rozmywaniu dna i brzegów. W nieckach dostępnych na obszarze otwartym, głębokość nie powinna przekraczać 0.3 m, aby nie stwarzały zagrożenia podczas piętrzenia wody. Skarpy kształtuje się przy maksymalnym nachyleniu 1:2. Niecki te dobrze wkomponowują się w krajobraz terenów zielonych oraz przy poboczach dróg. Poprzez rodzajowo urozmaicone obsadzenie różnymi gatunkami traw wymagającymi zmiennej wilgotności podłoża, krzewami i drzewami mogą stać się korzystnymi elementami kształtowania krajobrazu, dla małych działek.

W nieckach filtracyjnych wsiąkanie wody odbywa się poprzez ożywioną warstwę gruntu, o drobnym uziarnieniu. Wpływa to korzystnie na dobre oczyszczanie oraz na zatrzymanie substancji nierozpuszczalnych. Tego typu rozwiązanie stosuje się przede wszystkim przy: średnio przepuszczalnym podłożu, gdzie wymagania jakościowe w stosunku do wsiąkającej wody są małe i gdy jest za mało miejsca na wsiąkanie powierzchniowe.





Rysunek 2.12. Przekrój przez nieckę z wsiąkaniem

Wymiarowanie przeprowadza się poprzez określenie:

- ✓ Współczynnika przepuszczalności w strefie nasyconej k_f , który nie może być mniejszy aniżeli 10^{-6} m/s.
- ✓ Zapotrzebowania na powierzchnię, wstępnie przyjmuje się, że niecka o powierzchni około 15 m^2 jest wystarczająca dla 100 m^2 powierzchni uszczelnionej.
- ✓ Głębokości niecki, która nie może być większa niż 0.3 m .

Właściwe obliczenie pojemności retencyjnej niecki V_s ustala się w zależności od dostępności danych. W przypadku braku danych opadowych stosowana jest formuła:

$$V_s = \frac{2,57 \cdot 10^{-4} (A_{red} + A_s) \cdot r_{15;1} \cdot T}{T + 9} - A_s \cdot T \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2} \quad [m^3] \quad (2.18.)$$

gdzie:

- A_s – dostępna powierzchnia wsiąkania [m^2]
- $r_{15;1}$ – natężenie opadu o czasie trwania $T = 15$ min i częstotliwości $n = 1$ [$l/(s \cdot ha)$]
- T – czas trwania deszczu obliczeniowego [min]

Dla powyższej zależności czas trwania opadu określa się z formuły proponowanej przez Reinholda.

$$T = \sqrt{\frac{3,85 \cdot 10^{-5} (A_{red} + A_s) \cdot r_{15;1}}{A_s \cdot \frac{k_f}{2}} - 9} \quad (2.19.)$$



W przypadku dysponowania miejscowymi krzywymi natężenia opadu do określenia pojemności niecki stosowana jest następująca zależność:

$$V_s = \left[r_{T;n} \cdot (A_{red} + A_s) \cdot 10^{-7} - A_s \cdot \frac{k_f}{2} \right] \cdot 60 \cdot T \quad [m^3] \quad (2.20.)$$

Zalety rozwiązania:

- ✓ duża zdolność retencyjna,
- ✓ dogodne warunki dla konserwacji,
- ✓ małe nakłady finansowe,
- ✓ dobre warunki dla wkomponowania w tereny zielone,
- ✓ możliwość obsadzenia różnorodną roślinnością.

Wady:

- ✓ możliwość zanieczyszczenia niecki przez ścieki i odpady komunalne,
- ✓ duże powierzchnie zajmowane przez urządzenie.

2.2.2.3. Zbiorniki z wsiąkaniem

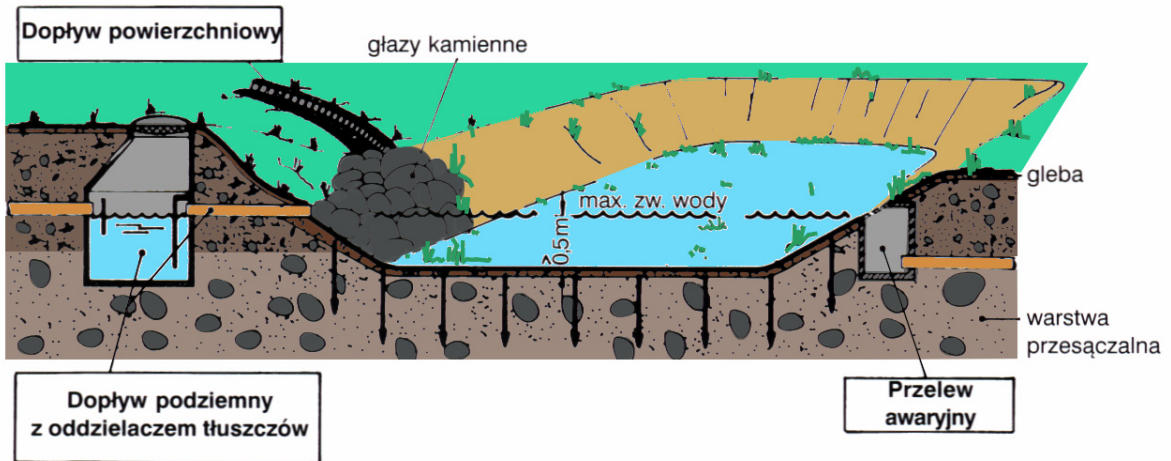
Zbiorniki z wsiąkaniem (rysunek 2.13.) różnią się od niecek większą głębokością. Zbiorniki te służą jako zbiorniki retencyjne wód opadowych i znajdują główne zastosowanie przy odwadnianiu dróg, głównie autostrad. Środki techniczne dla wstępnego oczyszczania oraz wprowadzenia wody w grunt powinny być harmonijnie nawiązane do ukształtowania otaczającego terenu. W zbiornikach następuje dłuższe piętrenie wody w porównaniu z nieckami. Tego typu urządzenia mogą posiadać wydzielone osadniki wstępnego podczyszczania wody.

Zbiorniki można stosować dla zlewni większych od 1 ha oraz na obszarach istniejącej zabudowy lub nowego budownictwa o wystarczających dostępnych powierzchniach. Charakteryzują się one podobnie jak niecki dobrym oczyszczaniem wody i zatrzymywaniem substancji nierozpuszczonych.

W procesie wymiarowania ustala się:

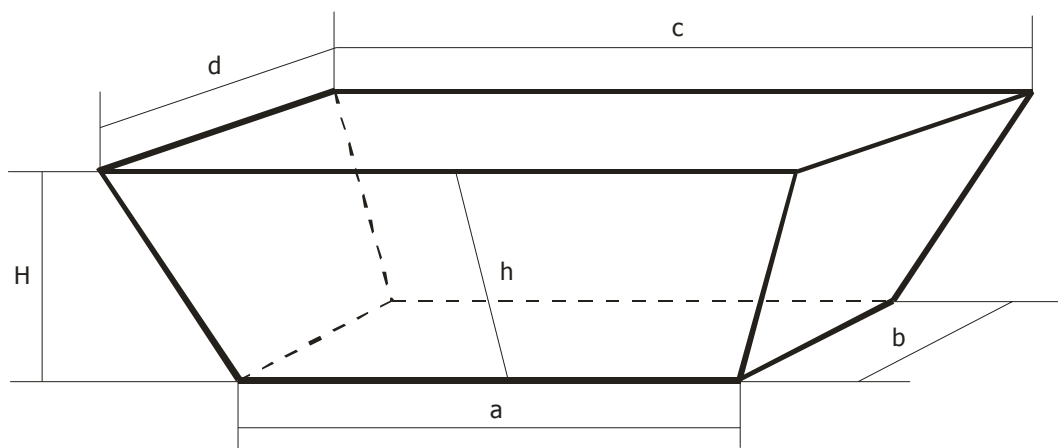
- ✓ Współczynnik przepuszczalności w strefie nasyconej k_f , który powinien być większy od $5 \cdot 10^{-6}$ m/s.
- ✓ Nachylenie skarp według stateczności gruntu.
- ✓ Pojemność zbiornika.





Rysunek 2.13. Przekrój przez zbiornik z wsiąkaniem

Pojemność zbiornika określa się na podstawie czynnej powierzchni wsiąkania.



Rysunek 2.14. Schemat geometrii zbiornika

Powierzchnia całkowita:

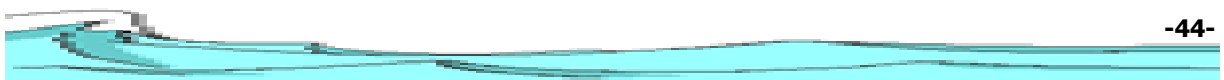
$$A_{calc} = A_0 + 2 \cdot (A_1 + A_2) = a \cdot b + \frac{1}{2} \cdot h \cdot (a + b + c + d) = A_{S,max} \quad (2.21.)$$

gdzie:

$$A_0 - \text{Powierzchnia podstawy } A_0 = a \cdot b = A_{S,min} \quad (2.22.)$$

$A_{S,min}$ – minimalna powierzchnia wsiąkania [m²]

$A_{S,max}$ – maksymalna powierzchnia wsiąkania [m²]



A_1, A_2 - Powierzchnie boczne, które odpowiednio wynoszą:

$$A_1 = \frac{a+c}{2} \cdot h \quad (2.23.)$$

$$A_2 = \frac{b+d}{2} \cdot h \quad (2.24.)$$

Pojemność zbiornika:

$$V_{fakt} = \frac{1}{2} \cdot h \cdot (a \cdot b + c \cdot d) \quad [m^3] \quad (2.25.)$$

Odpływ wód opadowych:

$$Q_{RT;n} = A_{red} \cdot r_{T;n} \quad [l/s] \quad (2.26.)$$

Wydajność wsiąkania:

$$Q_s = \frac{1}{2} k_f \cdot \frac{A_{S,min} + A_{S,max}}{2} \quad [l/s] \quad (2.27.)$$

Zalety rozwiązania:

- ✓ dobra skuteczność oczyszczania,
- ✓ dobre warunki gromadzenia wód,
- ✓ niskie wymagania jakościowe w stosunku do wody,
- ✓ łatwość w komponowaniu w krajobraz jako biotopu,
- ✓ dobre możliwości konserwacji.

Wady:

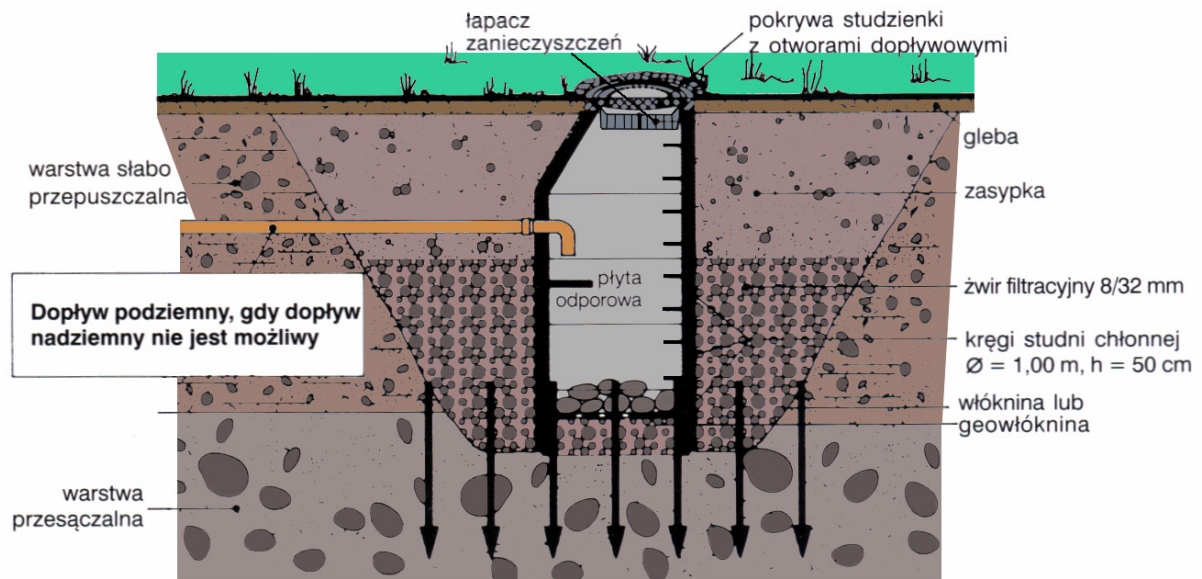
- ✓ przy napełnianiu ewentualne niebezpieczeństwo dla dzieci, wówczas konieczne ogrodzenie,
- ✓ samouszczelnienie dna przy niewłaściwej konserwacji.

2.2.2.4. Studnie chłonne

W przypadku braku wystarczająco dużych powierzchni, które mogą być przeznaczone do gromadzenia wody na powierzchni terenu, stosowane są inne rozwiązania np. studnie chłonne. Tego typu urządzenie posiada przepuszczalne dno i ściany. Można, zatem gromadzić wodę, która powoli wsiąka w podłoże. Wymiary studni ograniczają zdolność gromadzenia wody, dlatego stosowane są przede wszystkim na małych działkach z ukierunkowaniem na indywidualne obiekty. Schemat rozwiązania przedstawia rysunek 2.15.



Dno studni wypełnione jest warstwą oczyszczającą o grubości około 0.5 m, a całość jest obsypana żwirem, o stopniowo zmniejszającym się uziarnieniu. Dla utrzymania odpowiedniej zdolności przesiąkania oraz ochrony wód gruntowych, doprowadzaną do studni wodę poddaje się procesowi wstępnego oczyszczania. Wykonywane jest to poprzez wydzielenie specjalnej strefy osadzania w samej studni, bądź przy użyciu niezależnych separatorów usytuowanych przed studnią chłonną.



Rysunek 2.15. Przekrój przez studnię chłonną z wsiąkaniem

Wymiarowanie: W praktyce inżynierskiej do określenia pojemności studni V_s wykorzystuje się specjalnie skonstruowane do tego celu tablice obliczeniowe. W przypadku, gdy dane parametry nie są uwzględnione w tablicach ich wartości ustala się na drodze interpolacji.

Studnie chłonne przede wszystkim stosowane są na terenach o średnio dobrej i dobrej przepuszczalności podłoża, wewnątrz osiedli lub obszarów zurbanizowanych o małej powierzchni dostępnej.

Zalety rozwiązania:

- ✓ bardzo małe zapotrzebowanie powierzchni,
- ✓ ograniczenie użytkowania działki nie występuje, względnie jest nieznaczne,
- ✓ możliwe jest także zastosowanie przy warstwach nieprzepuszczalnych bezpośrednio pod powierzchnią,
- ✓ dobre możliwości kontroli.

Wady:

- ✓ brak zdolności oczyszczania,
- ✓ ograniczone możliwości konserwacji,
- ✓ woda przeznaczona do wsiąkania nie powinna zawierać zawiesin,
- ✓ wysokie koszty eksploatacyjne.

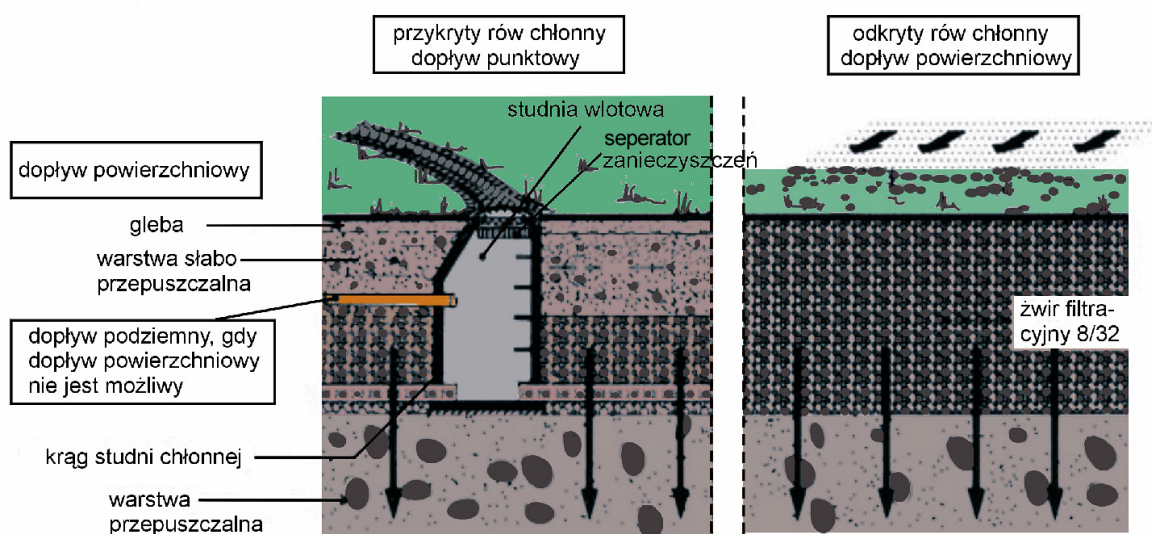
2.2.2.5. Rowy chłonne

Rowy chłonne (rysunek 2.16.) wykorzystywane są do retencjonowania wody opadowej lub spływającej po powierzchni. W swojej konstrukcji przypominają rowy odwadniające, z tą różnicą, że są dodatkowo wypełnione zasypką żwirową. Mogą być wykonywane jako rowy otwarte lub przykryte. Podobnie jak w przypadku studni chłonnych, woda wprowadzona do rowów powinna zostać poddana wstępnemu procesowi oczyszczania.

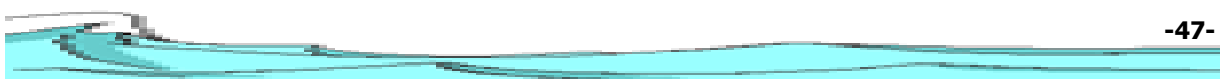
Rowy przykryte stosuje się głównie na terenach o średnio dobrej przepuszczalności podłoża (np. moreny żwirowe), oraz tam gdzie przecinane są słabo przepuszczalne warstwy gruntu, aby osiągnąć niżej położoną warstwę o dobrej przepuszczalności. Wielkość rowów ograniczana jest najczęściej położeniem zwierciadła wody gruntowej.

Wsiąkanie podpowierzchniowe odbywa się przez sztucznie wprowadzony, przykryty wsad żwirowy o dobrej przepuszczalności, dużej czynnej powierzchni wsiąkania oraz dużej zdolności retencyjnej.

Przy dużych spadkach terenu rów składa się z kilku oddzielnych odcinków.



Rysunek 2.16. Wsiąkanie w rowie chłonnym



Długość rowu chłonnego L_R określa się:

W przypadku braku danych opadowych na podstawie formuły:

$$L_R = \frac{2,57 \cdot 10^{-4} \cdot A_{red} \cdot r_{15;1} \cdot \frac{T}{T+9}}{b \cdot h \cdot S_k + \left(b + \frac{h}{2}\right) \cdot T \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2}} \quad (2.28.)$$

gdzie:

b – szerokość dna rowu [m]

h – głębokość rowu [m]

S_k – porowatość materiału wypełniającego rów chłonny (udział porów w objętości żwiru) [-]

Przy ustalaniu czasu trwania deszczu obliczeniowego T , korzysta się z zależności:

$$T = \sqrt{\frac{9 \cdot b \cdot h \cdot s}{\left(b + \frac{h}{2}\right) \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2}}} \quad (2.29.)$$

W przypadku znanych krzywych natężenia opadu, długość rowu ustala się jako:

$$L_R = \frac{A_{red} \cdot 10^{-7} \cdot r_{T;n} \cdot T \cdot 60}{b \cdot h \cdot S_k + \left(b + \frac{h}{2}\right) \cdot T \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2}} \quad (2.30.)$$

Zalety rozwiązania:

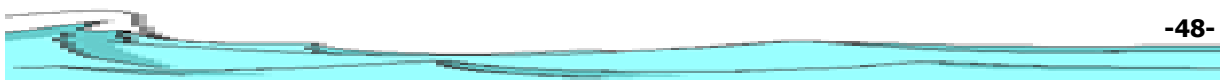
- ✓ zajmuje małą powierzchnię,
- ✓ dobre właściwości retencyjne,
- ✓ małe ograniczenia w wykorzystaniu powierzchni.

Wady:

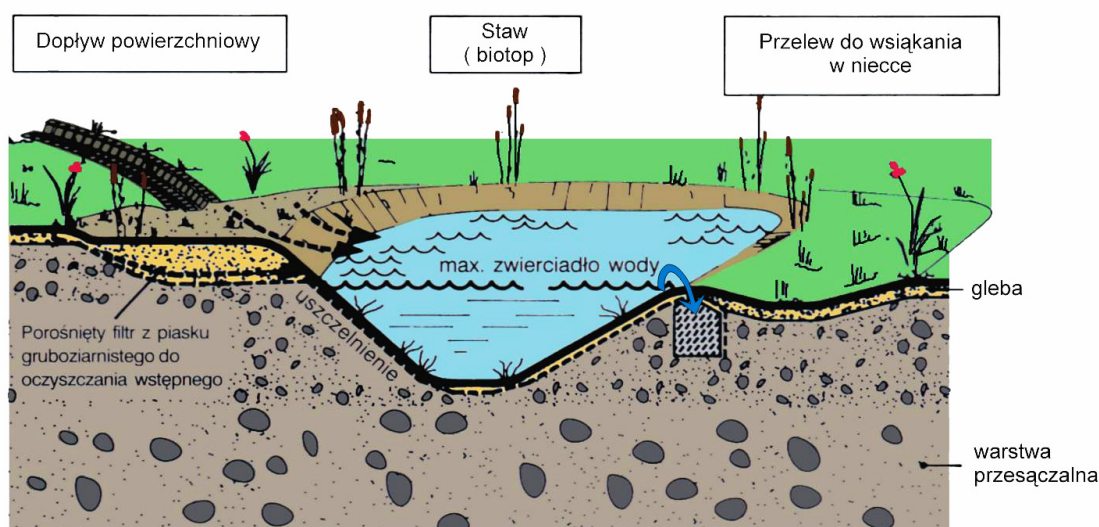
- ✓ brak możliwości konserwacji,
- ✓ bardzo mała zdolność oczyszczania,
- ✓ woda nie powinna zawierać zawieszin.

2.2.2.6. Wsiąkanie z pojemnością retencyjną

Wsiąkanie z pojemnością retencyjną (rysunek 2.17.) uzyskuje się poprzez połączenie uszczelnionego względem podłoża stawu lub rowu sedymentacyjnego, z przyległymi do nich systemami niecek filtrujących. Takie rozwiązanie daje możliwość gromadzenia i oczyszczania



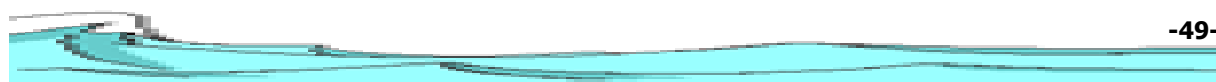
wody, przez co nadaje się szczególnie przy wodach deszczowych zanieczyszczonych. Urządzenie składa się z: odizolowanego od podłoża stawu retencyjnego oraz przestrzeni przelewowej. Zostało ono opracowane przez Atelier Dreiseitl [Geiger W., Dreiseitl H., 1999], ze szczególnym przeznaczeniem dla obszarów nowego budownictwa stanowiące jednostkę do oczyszczania, gromadzenia i wsiąkania wody. Na poletku oczyszczającym poprzedzającym staw następuje odfiltrowanie substancji zanieczyszczających. W stawie umożliwiona jest dalsza redukcja zanieczyszczeń. Służy on jednocześnie jako dodatkowy zbiornik retencyjny dla systemu wsiąkania wody. Poprzez określone przelewy, wody deszczowe dopływają do sąsiadujących niecek infiltracyjnych. Kombinacja taka jest szczególnie preferowana jako element kształtowania krajobrazu osiedli, umożliwiającich obsadzenie poszczególnych obszarów różnorodną roślinnością. Na powierzchniach oczyszczania oraz w stawach – określone rośliny mogą, na przykład poprzez przyswajanie metali ciężkich, przyczynić się do oczyszczania wody. Bujny rozwój roślinności powoduje odparowanie części wody. Na obszarach osiedli wpływa to dodatkowo na mikroklimat.



Rysunek 2.17. Przekrój niecki z wsiąkaniem z pojemnością retencyjną

Wymiarowanie:

Powierzchnia stawu powinna być nie mniejsza aniżeli 20 m², głębokość, co najmniej 0.8 m a nachylenie skarp nie większe niż 1:2. Wahania poziomu zwierciadła wody wskutek piętrzenia nie mogą przekraczać 30 cm. Poziom zwierciadła wody gruntowej powinien być, co najmniej 1 m poniżej dna stawu i poniżej niecki do wsiąkania.



W zależności od dostępnych danych pojemność retencyjną zbiornika V_s oblicza się na podstawie wzoru, przy:

a) braku danych opadowych:

$$V_s = 2,57 \cdot 10^{-4} (A_{red} + A_{st} + A_N) \cdot r_{15;1} \cdot \frac{T}{T+9} - A_N \cdot T \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2} \quad [m^3] \quad (2.31.)$$

gdzie:

A_{st} – powierzchnia stawu $[m^2]$

A_N – powierzchnia niecek $[m^2]$

Czas trwania deszczu obliczeniowego T wyznaczany jest na podstawie wzoru 2.19.

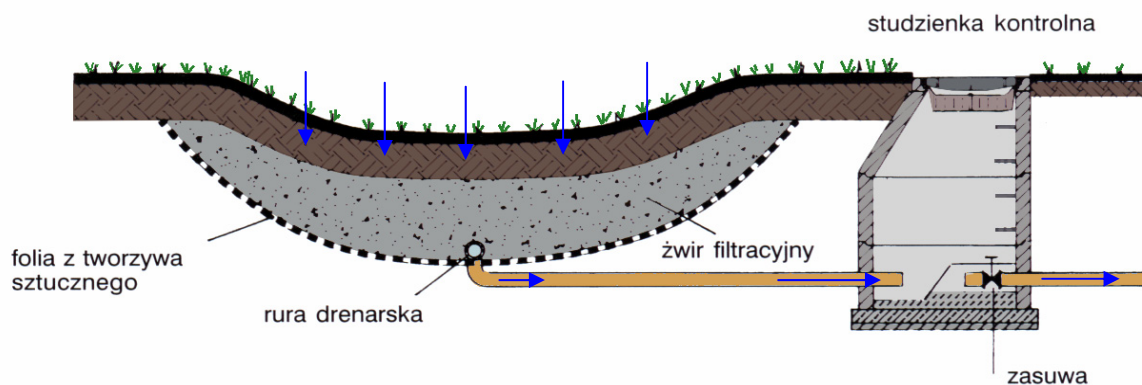
b) wyznaczonych miejscowych krzywych natężenia opadu:

$$V_s = \left[r_{T;n} \cdot (A_{red} + A_{st} + A_N) \cdot 10^{-7} - A_N \cdot \frac{k_f}{2} \right] \cdot 60 \cdot T \quad [m^3] \quad (2.32.)$$

2.2.3. Urządzenia służące do zamierzonej retencji wód deszczowych

2.2.3.1. Niecka filtrująca

Niecka filtrująca (rysunek 2.18.) jest zbiornikiem uszczelnionym względem podłoża. Odpływająca woda deszczowa, po przejściu przez wstępny separator oczyszczający jest odprowadzana do studzienki kontrolnej z zasuwą, której zadaniem jest czasowe zatrzymywanie wody oraz regulacja zasilania. Woda doprowadzana jest do zbiornika poprzez ożywioną warstwę gruntu rodzimego. Niecki filtrujące łączą w sobie funkcję opóźniania odpływu z określoną zdolnością oczyszczania. Znajdują one zastosowanie niezależnie od przepuszczalności i ewentualnych zanieczyszczeń terenu.



Rysunek 2.18. Przekrój przez nieckę filtrującą

Niecki filtrujące projektuje się z uwagi na pojemność gromadzenia wody w warstwie żwirowej. W przypadku zdławionego odpływu oprócz pojemności zbiornika V_N określa się pojemność przestrzeni retencyjnej V_S żwiru filtracyjnego.

Wartości te podobnie jak poprzednio wyznaczane są w zależności od dostępnych danych opadowych:

a) przy ich braku, według wzorów empirycznych:

$$V_N = 2,57 \cdot 10^{-4} (A_{red} + A_N) \cdot r_{15;1} \cdot \frac{T}{T+9} - A_N \cdot T \cdot 60 \cdot \frac{k_f}{2} \quad [m^3] \quad (2.33.)$$

$$V_S = \frac{1}{S_k} \cdot \left[2,57 \cdot 10^{-4} (A_{red} + A_N) \cdot r_{15;1} \cdot \frac{T}{T+9} - Q_{dl} \cdot 10^{-3} \right] \cdot T \cdot 60 \quad [m^3] \quad (2.34.)$$

gdzie:

A_N – dyspozycyjna powierzchnia niecki [m^2]

Q_{dl} – dławiona wydajność odpływu [l/s]

W powyższych równaniach czas trwania deszczu obliczeniowego jest wyznaczany z zależności.

$$T = \sqrt{\frac{3,85 \cdot 10^{-5} (A_{red} + A_N) \cdot r_{15;1}}{10^{-3} \cdot Q_{dl}} - 9} \quad (2.35.)$$

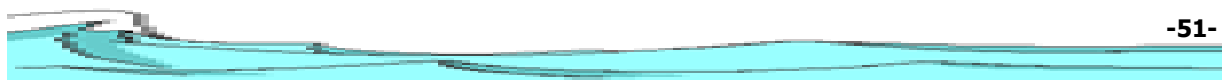
b) dla znanych miejscowych krzywych natężenia deszczu:

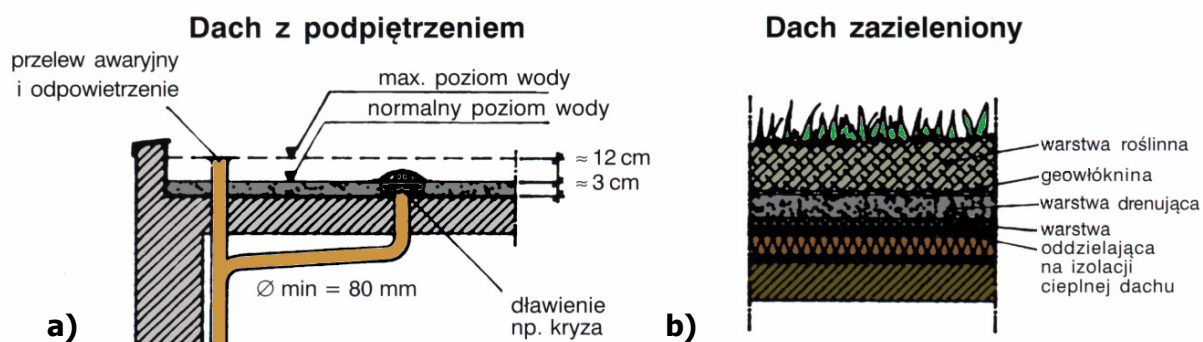
$$V_N = \left[r_{T;n} \cdot (A_{red} + A_N) \cdot 10^{-7} - A_N \cdot \frac{k_f}{2} \right] \cdot 60 \cdot T \quad [m^3] \quad (2.36.)$$

$$V_S = \frac{1}{S_k} \cdot \left[r_{15;n} \cdot (A_{red} + A_N) \cdot 10^{-7} - Q_{dl} \cdot 10^{-3} \right] \cdot T \cdot 60 \quad [m^3] \quad (2.37.)$$

2.2.3.2. Dach z podpiętrzeniem i dach zazieleniony

W budowlach z płaskim dachem do retencji nadają się dachy z podpiętrzeniem oraz dachy zazielenione. W zależności od wykonania dachu zazielenionego zatrzymaniu w strukturze gruntu może podlegać cała ilość spadającej wody deszczowej lub, co najmniej 30% jej wysokości. W tego rodzaju konstrukcjach wskutek przepływu wody przez ożywioną warstwę gruntu, następuje jednocześnie oczyszczanie wody, uzyskuje się dzięki temu polepszenie mikroklimatu oraz korzystne kształtowanie krajobrazu na obszarach zabudowanych.





Rysunek 2.19. Przekrój przez dach: a) z podpiętrzeniem, b) zazieleniony

a) Dachy z podpiętrzeniem

Dachy z podpiętrzeniem przedstawione na rysunku 2.19. a) stosowane są wszędzie tam, gdzie zazielenienie dachu nie jest pożądane, lub gdzie z powodu statyki istniejących budowli nie można dachów bardziej obciążać. W tego rodzaju retencji nie następuje oczyszczanie wody.

Działanie dachów z podpiętrzeniem polega na wykonaniu zbiorników na dachach płaskich.

Celem wymiarowania jest określenie wysokości podpiętrzenia względem wysokości podłoża indywidualnej konstrukcji.

Wysokość podłoża wynosi:

$$h_s = T \cdot 60 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{10^{-4} \cdot r_{T,n} \cdot A_{red} - Q_{dl}}{A_s} \quad [m] \quad (2.38.)$$

gdzie:

A_s – podpiętrzona powierzchnia dachu [m^2]

Czas opróżniania określa się według formuły:

$$t_{opr} = \frac{V_R}{Q_{dl}} \cdot 3,6 \quad [h] \quad (2.39.)$$

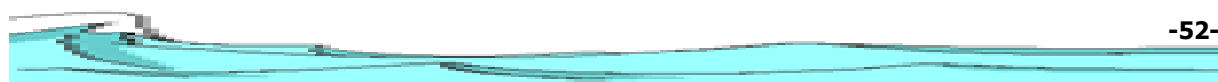
Objętość retencjonowana wody deszczowej określa się na podstawie zależności:

$$V_R = A_{red} \cdot r_{T,n} \cdot T \cdot 60 \cdot 10^{-7} \quad [m^3] \quad (2.40.)$$

Czas trwania deszczu określony na podstawie miejscowych krzywych natężenia deszczu.

Zalety rozwiązania:

- ✓ dobra skuteczność retencyjna,
- ✓ niewielkie koszty przebudowy przy istniejących dachach płaskich.



Wady:

- ✓ większe obciążenie dachu,
- ✓ wyższe wymagania szczelności oraz mrozoodpornościowe.

b) Dachy zazielenione

Działanie dachów zazielenionych polega na retencjonowaniu wód deszczowych poprzez obsadzenie dachów roślinnością na porowatym podłożu gruntowym. Zachodzi tutaj biologiczne i mechaniczne oczyszczanie wód deszczowych wskutek filtrowania szkodliwych substancji przez rośliny oraz złożę gruntowe, oraz następuje redukcja szkodliwych substancji pochodzących z powietrza. Schemat tego rozwiązania znajduje się na rysunku 2.19. b).

Przy całkowitym zatrzymaniu masy wody deszczowej, objętość właściwa V_R spływającej wody deszczowej wynosi:

$$V_R = r_{T,n} \cdot T \cdot \frac{60}{10^{-4}} \quad [l/m^2] \quad (2.41.)$$

natomiast pojemność właściwą retencji podłoża opisuje następujący wzór:

$$V_S = S \cdot h_s \quad [l/m^2] \quad (2.42.)$$

gdzie:

- S – pojemność retencyjna podłoża [l/m^3]
- h_s – niezbędna wysokość podłoża [m]

Czas trwania deszczu określony na podstawie miejscowych krzywych natężenia deszczu.

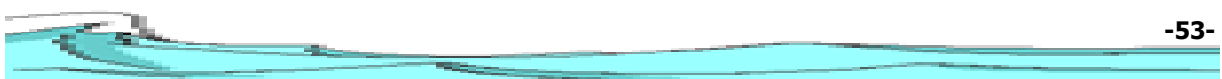
Aby w optymalny sposób wykorzystać to rozwiązanie objętość właściwa spływającej wody deszczowej V_R powinna odpowiadać pojemności właściwej retencji podłoża V_S .

Zalety:

- ✓ dobra skuteczność retencyjna,
- ✓ regulacja temperatury na kondygnacji poddasza,
- ✓ tłumienie hałasu,
- ✓ dobre wkomponowanie w krajobraz.

Wady:

- ✓ duże nakłady na konserwacje przy intensywnym zazielenieniu, zwłaszcza w strefie umiarkowanego klimatu.

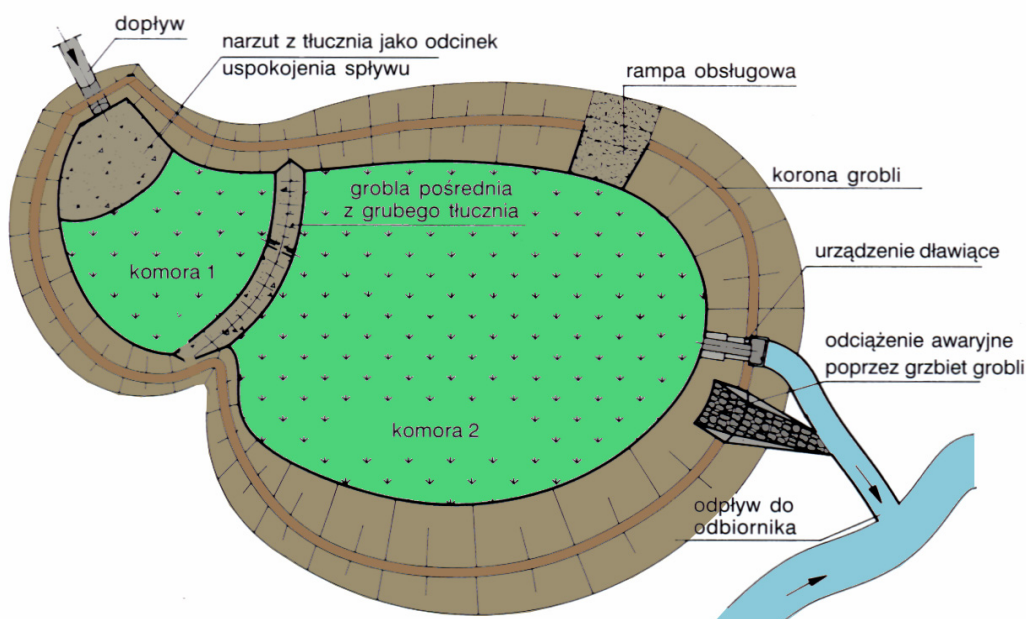


W obu przypadkach dochodzi do zmniejszenia maksymalnej wielkości odpływu przez odparowanie oraz opóźniony odpływ. Rozwiązania tego typu możliwe są do wykonania na wszystkich istniejących i projektowanych dachach płaskich. W przypadku dachów pochyłych do 30° istnieje możliwość zazielenienia bez środków zabezpieczających. Są szczególnie skuteczne w gęsto zabudowanych obszarach miejskich.

2.2.3.3. Zbiornik retencyjny wód deszczowych przeznaczony dla obszarów o gęstej zabudowie

Zbiorniki retencyjne wód deszczowych (rysunek 2.20.) przeznaczone są przede wszystkim do zatrzymania wód deszczowych oraz kontrolowanego spowalniania odpływu przeznaczonej do gromadzenia wody. Tworzy się je głównie w celu zmniejszenia szczytowych odpływów wód deszczowych, bez poprawy jakości wody, oraz regulacji dopływu wody do innych urządzeń, na przykład do obiektów służących do wsiąkania lub oczyszczania wody. Urządzenie składa się z dwóch komór. W pierwszej komorze zachodzi niewielkie zatrzymanie substancji stałych (osadzanie w czasie fazy piętrzenia). Natomiast komora druga służy do magazynowania wód opadowych.

Celem wymiarowania jest określenie potrzebnej pojemności zbiornika. Zbiornik retencyjny wód deszczowych wymiaruje się na podstawie wartości oraz przebiegu w czasie ich dopływu i odpływu.



Rysunek 2.20. Schemat otwartego zbiornika retencyjnego wód deszczowych o dwóch komorach



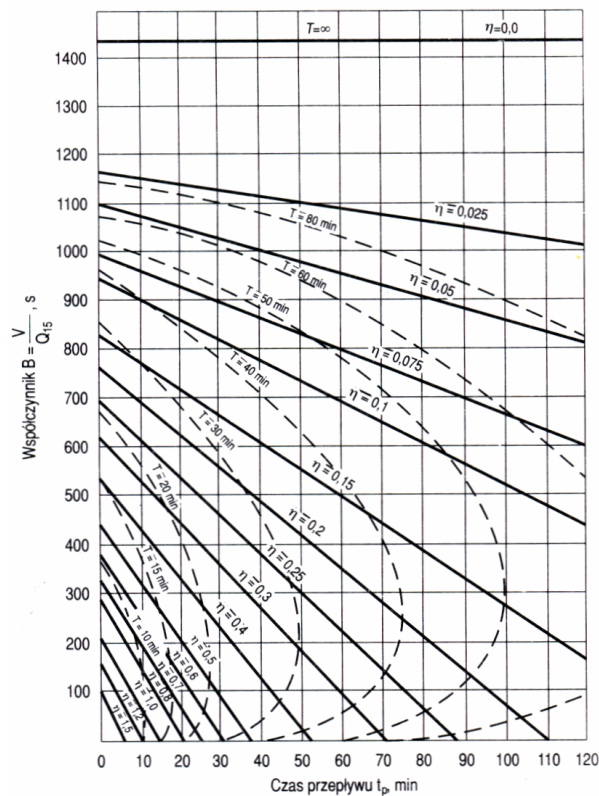
Pojemność zbiornika retencyjnego oblicza się z następującego wzoru:

$$V = B \cdot \frac{Q_{15}}{1000} \quad [m^3] \quad (2.43.)$$

gdzie:

B – współczynnik obliczeniowy odczytywany z nomogramu (rysunek 2.21.), w zależności od czasu odpływu wód opadowych t_p i parametru η (wzór 2.45.), [s]

Q_{15} – natężenie odpływu wód opadowych ze zbiornika retencyjnego dla deszczu 15 – minutowego r_{15} o wybranej częstotliwości występowania n , sposób jego obliczenia opisuje wzór 2.44. [m^3/s]



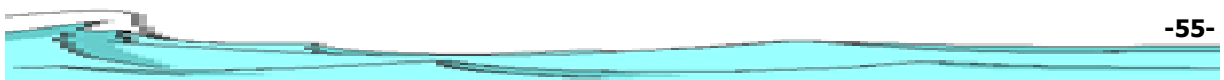
Rysunek 2.21. Nomogram do obliczania deszczowych zbiorników retencyjnych

Natężenie odpływu wód opadowych ze zbiornika retencyjnego dla deszczu 15 – minutowego r_{15} o wybranej częstotliwości występowania n określane jest według zależności:

$$Q_{15} = r_{15} \cdot A_{red} \quad [l/s] \quad (2.44.)$$

Parametr η określa następująca zależność:

$$\eta = \frac{Q_d}{Q_{15}} \quad (2.45.)$$



gdzie:

Q_d – miarodajne natężenie odpływu wód opadowych ze zbiornika retencyjnego, [l/s] (wzór 2.46.)

$$Q_d = \frac{1}{2}(Q_{d \min} + Q_{d \max}) \quad (2.46.)$$

gdzie:

$Q_{d \min}$ – natężenie odpływu wód opadowych ze zbiornika przy rozpoczęciu retencji (odpływ całym przekrojem przewodu o swobodnym spadku), [l/s]

$Q_{d \max}$ – natężenie odpływu przy maksymalnym wypełnieniu zbiornika, [l/s]

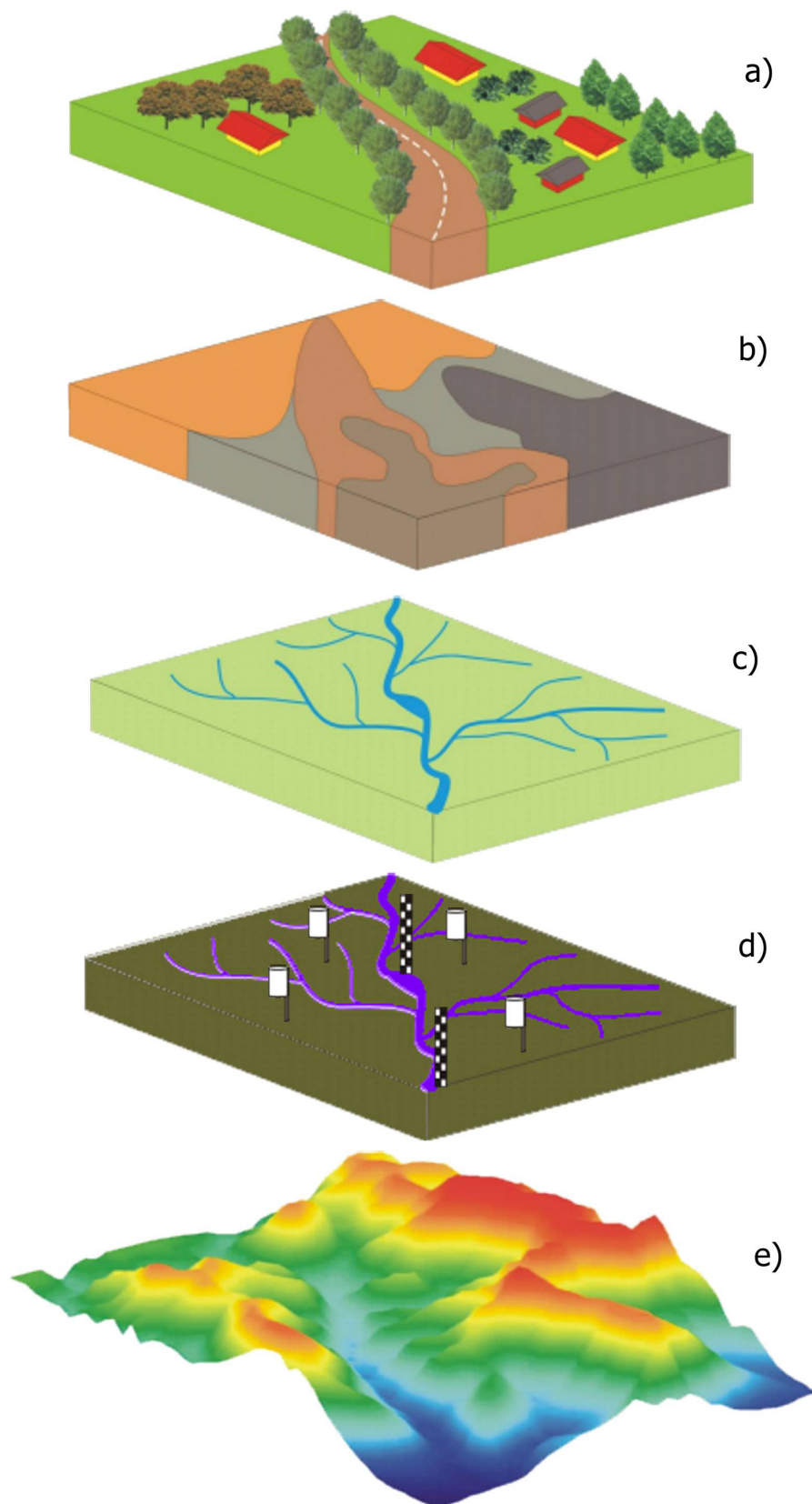
3. Dostosowanie modelu WISTOO dla potrzeb symulacji małych obiektów retencyjnych

Model WISTOO (Wizualizacja Integralnego Systemu Transformacji Opad Odpływ) jest matematycznym modelem opracowanym w Zakładzie Hydrologii Instytutu Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej służącym do przeprowadzania symulacji numerycznych transformacji opadu w odpływ [Nachlik, 2001]. Model został opracowany do prowadzenia obliczeń dla zlewni górskich i podgórskich. Autor niniejszej rozprawy brał czynny udział przy jego budowie oraz uczestniczył w późniejszych pracach wdrożeniowych.

Model w trakcie obliczeń wykorzystuje dane hydrometeorologiczne zarejestrowane na posterunkach opadowych i wodowskazowych oraz parametry wyznaczone na podstawie ukształtowania terenu, sieci hydrograficznej, struktury gleb i zagospodarowania przestrzennego.

Na rysunku 3.1. przedstawiono schematycznie wymagane dla potrzeb modelu warstwy tematyczne, takie jak:

- ✓ numeryczny model terenu w siatce kwadratowej – NMT (z ang. DEM) (3.1.e),
- ✓ sieć hydrograficzną (3.1.c),
- ✓ rozmieszczenie poszczególnych rodzajów gleb (3.1.b),
- ✓ przestrzenne zagospodarowanie terenu (3.1.a),
- ✓ rozmieszczenie posterunków pomiarowych (3.1.d).



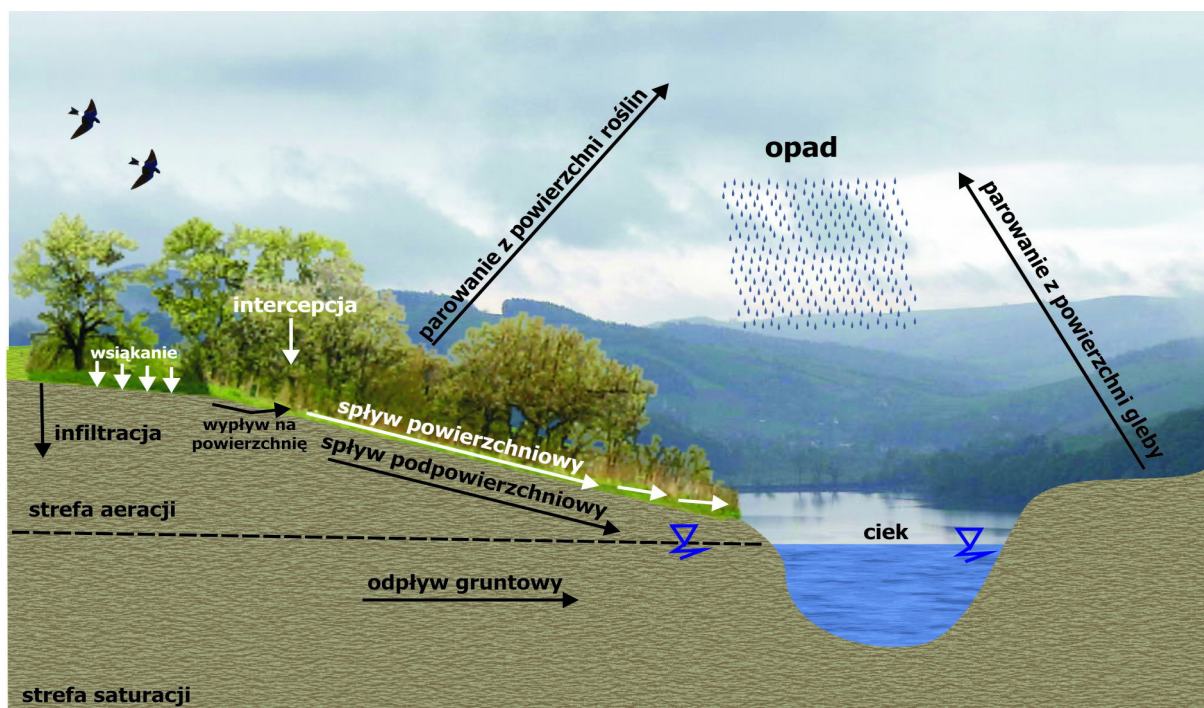
Rysunek 3.1. Numeryczne warstwy tematyczne na podstawie, których wyznaczane są parametry obliczeniowe w modelu WISTOO

3.1. Struktura modelu

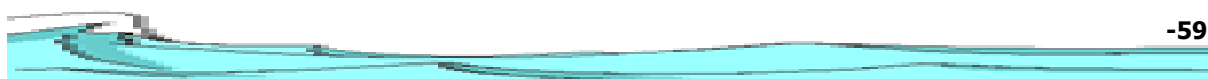
Model WISTOO został opracowany na bazie przyjętego w hydrologii schematu obiegu wody w przyrodzie, z uwzględnieniem wszystkich podstawowych procesów hydrologicznych, takich jak:

- ✓ intercepcja
- ✓ ewapotranspiracja,
- ✓ infiltracja,
- ✓ spływ powierzchniowy,
- ✓ odpływ podpowierzchniowy,
- ✓ odpływ gruntowy,
- ✓ odpływ z sieci koryt rzecznych.

Opracowane algorytmy obliczeniowe opisują hydrodynamikę poszczególnych procesów hydrologicznych na przyjętym poziomie dokładności ich odwzorowania. Na rysunku 3.2. schematycznie przedstawiono funkcjonowanie w zlewni poszczególnych procesów oraz ich wzajemne powiązania i współzależność. Szerzej na temat zastosowanych zasad matematycznego opisu poszczególnych procesów oraz ich schematyzacji przedstawiono w monografiach: [Nachlik, 2001] [Ozga Zielińska, 2002], [Gądek, 2003].



Rysunek 3.2. Schemat procesów uwzględnionych w modelu WISTOO



3.2. Zakres stosowalności modelu

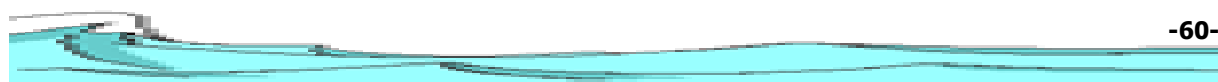
W zlewniach górskich i podgórszych dominującą formą zasilania cieków w okresie wezbrań jest spływ powierzchniowy i podpowierzchniowy. Opracowany model może być stosowany dla zlewni o powierzchni od kilkunastu do kilku tysięcy kilometrów kwadratowych. Wielkość zlewni oraz wielkość zastosowanego rastra obliczeniowego bezpośrednio przekłada się na czas obliczeń oraz na wymagania, związane ze sprzętem komputerowym.

Poszczególne zbiory zawierające parametry wejściowe do modelu, tworzone są na podstawie numerycznych warstw tematycznych, przez specjalnie do tego celu opracowaną procedurę. Przyjęto, że format zapisu poszczególnych warstw tematycznych będzie zgodny z opracowanym na Uniwersytecie Clark w Stanach Zjednoczonych (Estman J.R., 1995) programem IDRISI. Format zapisu danych dotyczy zarówno zbiorów rastrowych jak i wektorowych, oraz zbiorów dokumentacyjnych. Wybór formatu zapisu danych został dokonany z uwagi na prosty zapis binarny oraz z uwagi na jego powszechne wykorzystywanie w procesie dydaktycznym na uczelniach polskich. Jest to ponadto najprostszy program pracujący w środowisku GIS o bardzo dużych możliwościach przeprowadzania operacji mapowych.

Podstawowym elementem obliczeniowym jest raster (kwadrat), który generowany jest w planie poziomym zlewni. O jego rozmiarze decyduje użytkownik. Należy pamiętać, że poprawność doboru wymiarów rastra decyduje o dokładności numerycznej symulacji procesu odpływu - im mniejszy raster tym wyższa przestrzenna dokładność odwzorowania. Większy element obliczeniowy oznacza uśrednienia przestrzenne topografii terenu, co skutkuje jej deformacją. Ulegają także zniekształceniu parametry odpowiedzialne za transformację opadu w odpływ, co w przypadku zlewni górskich ma istotne znaczenie.

Na podstawie przeprowadzonych analiz wyników obliczeń wykonanych dla kilku zlewni krajowych oraz zagranicznych ustalono, że największym rastrem zalecanym w modelu WISTOO jest element o wymiarach 25 m x 25 m. Większe elementy w sposób znaczący wpływają na jakość przeprowadzanych symulacji.

Dotychczasowe, pozytywne i dobrze udokumentowane danymi pomiarowymi praktyczne aplikacje modelu objęły:



- ✓ określanie hydrogramów wezbrań w przekrojach niekontrolowanych, rozłożonych według potrzeb w sieci rzecznej,
- ✓ określanie wpływu zmian zagospodarowania przestrzennego na zmianę hydrogramu przepływu w wybranych przekrojach poprzecznych sieci rzecznej,
- ✓ wyznaczanie stref intensywnego spływu powierzchniowego, w tym wtórnego spływu powierzchniowego, który powoduje występowanie niepożądanego erozji powierzchniowej,
- ✓ określanie wpływu oddziaływania małego zbiornika retencyjnego na ograniczenie zagrożenia powodziowego,
- ✓ wyznaczanie miejsc lokalizacji kraterów burzowych w systemie kanalizacji deszczowej,
- ✓ ustalenie wpływu powierzchni zalesionej na hydrogram odpływu dla małych zlewni górskich.

Model dzięki dużej elastyczności w zakresie wymogów dotyczących danych pomiarowych, stosowany jest zarówno dla zlewni dobrze oprzyrządowanych jak również dla tych obszarów, gdzie informacja nie jest pełna. Dla zlewni o powierzchniach przekraczających 1000 km², można korzystać z danych zbieranych terminowo raz na dobę. W polskich warunkach, przy stosunkowo rzadkiej sieci pomiaru opadu atmosferycznego i dobowym systemie rejestracji wyników obserwacji przepływu i opadu, model WISTOO spełnia stawiane przed nim zadania (z zastrzeżeniami podanymi wyżej).

Dla zlewni małych o powierzchniach poniżej 100 km² zakres danych opadowych oraz stopień szczegółowości odwzorowania charakterystyk zlewni musi być wysoki. Im mniejsza zlewnia tym bardziej rosną wymogi dotyczące wszystkich danych wejściowych. Dodatkowo, w zlewniach tych pojawia się konieczność uwzględnienia parametrów geologicznych w tym: ukształtowanie warstw wodonośnych i miąższość warstwy podglebia w strefie aeracji. Te dodatkowe informacje służą do określenia udziału wód gruntowych w zasilaniu koryt rzecznych. Dla większości obszarów górskich zlewnia podziemna nie pokrywa się ze zlewnią topograficzną. Dla zapewnienia odpowiedniej dokładności symulacji odpływu powinna być znana wartość zewnętrznego zasilania badanej zlewni wodami podziemnymi.

Dodatkowo, model WISTOO umożliwia wykorzystywanie danych rejestrowanych w systemie dobowym. Dzięki specjalnej funkcji (autor niniejszej rozprawy był głównym twórcą niniejszej procedury) są one rozkładane na dane godzinowe. Godzinowy hietogram two-

rzony jest przy założeniu, że minimalny czas trwania opadu wynosi 24 godziny. Dlatego prowadzone symulacje obliczeniowe przy takich danych opadowych winny być wykonywane dla deszczy o charakterze rozlewnym. Należy pamiętać o ostrożnym stosowaniu tej możliwości.

Z uwagi na wyżej wymienione cechy modelu WISTOO, został on wykorzystany do analizy działania poszczególnych urządzeń retencyjnych, na podstawie której można ocenić skuteczność i efektywność zastosowania takich form retencji do ochrony przeciwpowodziowej w zlewni.

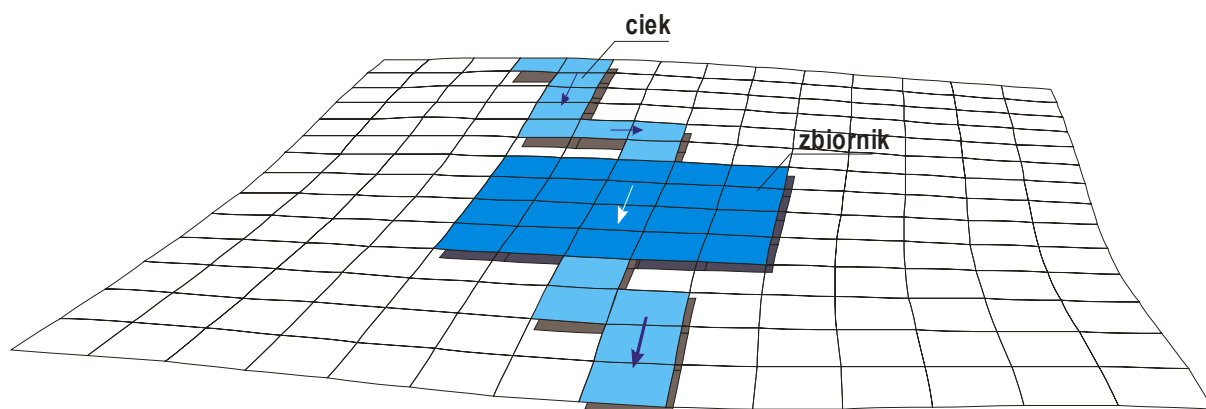
3.3. Aplikacja modelu WISTOO dla małych zbiorników retencyjnych

Przystosowanie modelu WISTOO do projektowania na terenie zlewni małych zbiorników wodnych wymagało stworzenia narzędzi pozwalających na dogodnie dla użytkownika określanie lokalizacji oraz wprowadzanie i modyfikację parametrów zbiorników.

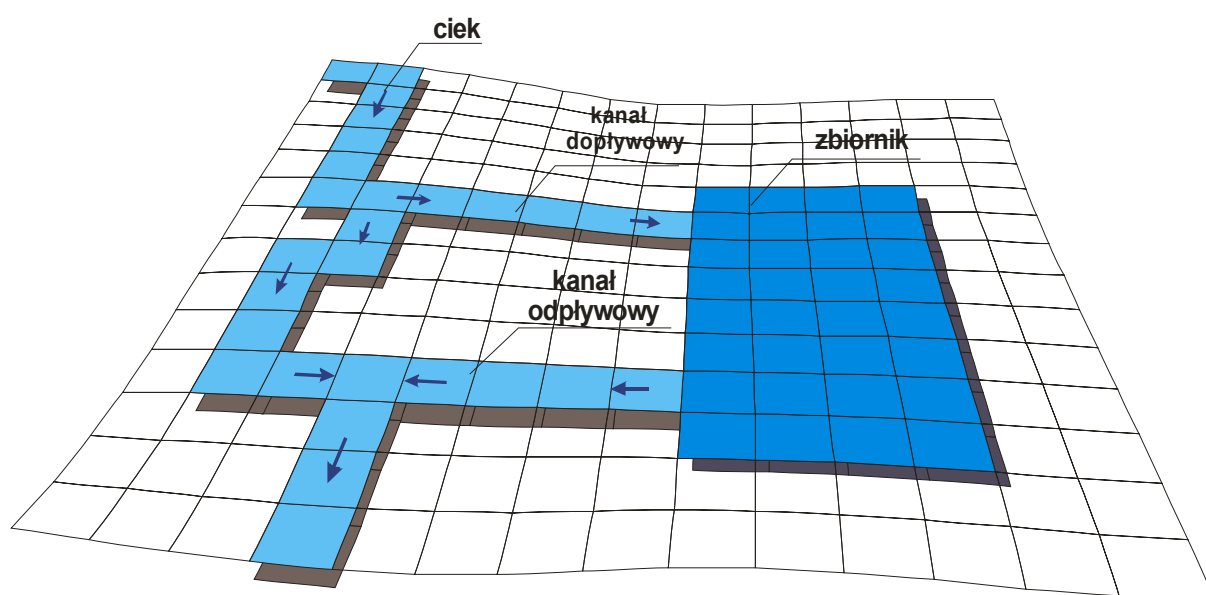
Użytkownik może określać lokalizacje zbiorników używając specjalnego edytora, lokalizacja odbywa się poprzez wskazanie miejsca położenia zbiornika na cieku (rozdział 5.1) lub zadając lokalizację poprzez podanie jego współrzędnych w pliku tekstowym, będącym równocześnie bazą danych dla tej aplikacji. W bazie tej umieszczone są parametry zbiorników, które w procesie poszukiwania optymalnego rozwiązania mogą być modyfikowane w sposób dowolny.

W aplikacji, wykorzystując warstwę tematyczną sieć hydrograficzna (rysunek 3.1.c), dokonywana jest schematyzacja poszczególnych urządzeń wykorzystywanych w obliczeniach. Zbiornik tworzy węzeł, w którym następuje korekta wielkości przepływów występujących w cieku z uwagi na jego pracę. Przepływ zostaje odpowiednio zmodyfikowany w zależności od fazy pracy zbiornika (napełnianie, opróżnianie lub przepływ przez zbiornik). Wartości obliczone z uwzględnieniem pracy zbiornika zostają zapamiętane i stanowią zasilanie kolejnego elementu obliczeniowego (rastra) cieku.

Na rysunkach 3.3. i 3.4. przedstawiono rastrowe schematy urządzeń dla których dokonano obliczenia w modelu.



Rysunek 3.3. Rastrowy schemat „łapacza przepływu” (zbiornik typ 1)



Rysunek 3.4. Rastrowy schemat zbiornika posadowionego obok cieku z odpływem (zbiornik typ 2)

Wyniki obliczeń aplikacji są zapisywane w zbiorze tekstowym z czasowym krokiem godzinowym. Dodatkowo aplikacja pozwala na szczegółowy opis pracy zbiorników z czasowym krokiem 1 minuta. W trakcie obliczeń na monitorze wyświetlany jest hydrogram, który ilustruje zmiany wielkości przepływu. Użytkownik określając punkty kontrolne może równocześnie obserwować zmiany zachodzące w wielkości przepływu z uwzględnieniem zastosowanych systemów retencyjnych i bez nich. Daje to możliwość bieżącej oceny skuteczności działania zaproponowanego układu retencjonowania wody.



3.4. Ustalenie zasad dekompozycji czasowej modelu

Dla potrzeb obliczeniowych modelu WISTOO dokonano schematyzacji działania urządzeń retencyjnych. Ze względu na to, że będzie przeprowadzana ocena pracy małych obiektów retencyjnych, czyli o stosunkowo małych pojemnościach, dyskretyzacja czasowa pracy poszczególnych zbiorników retencyjnych musi być dostosowana do rzeczywistego tempa zachodzących zmian. Krok obliczeniowy w programie WISTOO wynosi 1 godzinę. Z tego względu dokonano dekompozycji czasowej przy wykonywaniu obliczeń dla poszczególnych urządzeń.

3.4.1. Algorytm pracy zbiornika retencyjnego

W rozdziale 2 przedstawione zostały schematy działania poszczególnych typów zbiorników retencyjnych. Dla potrzeb obliczeniowych zostały wyznaczone charakterystyczne fazy pracy urządzeń. Dla zbiorników typu 1 i 2 rozwiązania numeryczne są zbliżone do siebie, różnice występują w definiowaniu zasilania tych obiektów oraz odpływu z nich.

Praca zbiorników retencyjnych typ 1 i 2 wymaga określenia parametrów charakteryzujących ich wielkość i zdolność gromadzenia i rozprowadzania wody, takich jak:

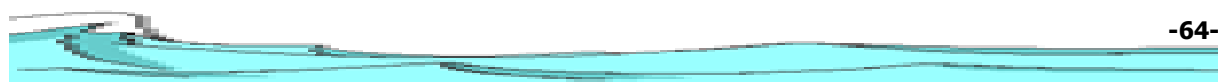
- ✓ pojemność zbiornika (V_{max}), która stanowi iloczyn długości czaszy zbiornika (L_{zb}) i jej szerokości (B_{zb}) oraz średniej głębokości zbiornika (\bar{H}_{zb}),
- ✓ graniczną wartość przepływu (Q_{zad}), powyżej którego następuje akumulacja wody w zbiorniku,
- ✓ wymiary upustów zbiorników.

Dla celów obliczeniowych pracy urządzeń retencyjnych dokonano dekompozycji czasowej 1-no godzinowego kroku obliczeniowego modelu WISTOO. Przyjęto, że będzie to krok równy 1 minucie.

$$\Delta t = t1 - t0 = 1 \text{ godz} = 60 \text{ min} \quad (3.1.)$$

$$t = \frac{60 \cdot (Q_p - Q_{zad})}{Q_p - Q_{wyj}} \quad (3.2.)$$

$$dt = \frac{\Delta t}{60} dt - \Delta t / 60 \quad (3.3.)$$



gdzie:

Δt – krok obliczeniowy programu WISTOO [h]

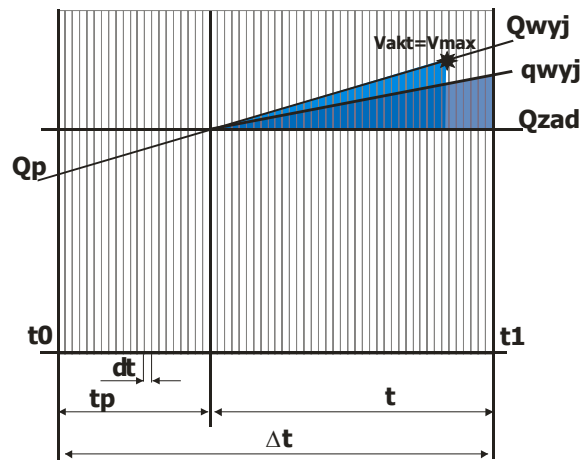
dt – krok obliczeniowy modelu pracy zbiornika [min]

t – czas pracy zbiornika w danym kroku obliczeniowym modelu WISTOO [min]

Q_p – objętość przepływu zasilającego zbiornik w chwili t_0 [m³/s]

Q_{zad} – objętość przepływu granicznego, powyżej którego następuje proces retencjonowania wody w zbiorniku [m³/s]

Q_{wyj} – objętość przepływu zasilającego zbiornik w chwili t_1 [m³/s]



Rysunek 3.5. Ogólny schemat pracy zbiornika

$$x = \frac{Q_{wyj} - Q_p}{60} \quad (3.4.)$$

gdzie:

x – jednostkowy przyrost przepływu [m³/s/min]

W każdej chwili czasowej pracy zbiornika wyznaczone są następujące parametry:

$$q_1 = Q_p + x \cdot j \quad (3.5.)$$

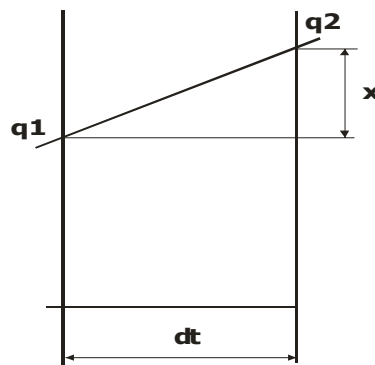
$$q_2 = Q_p + x \cdot (j + 1) \quad (3.6.)$$

$$q_{aj} = \mu \cdot B_{up} \cdot H_{up} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{aj} + \frac{H_{up}}{2}} \quad (3.7.)$$

gdzie:

q_1 – przepływ chwilowy na początku przedziału czasowego dt [m³/s]

- q_2 – przepływ chwilowy na końcu przedziału czasowego dt [m^3/s]
- j – kolejny krok czasowy obliczeń pracy zbiornika [min]
- q_{aj} – aktualny wypływ ze zbiornika [m^3/s]
- μ – współczynnik wydatku upustu [-]
- B_{up} – szerokość upustu zbiornika [m]
- H_{up} – wysokość upustu zbiornika [m]
- g – przyspieszenie ziemskie [m/s^2]
- h_{aj} – napełnienie zbiornika w aktualnej chwili czasowej [m]



Rysunek 3.6. Schemat chwilowego wydatku zbiornika

W pierwszym przybliżeniu obliczeń przyjmuje się, że $q_{aj} = Q_{zad}$

W zależności od wartości przepływów na początku i na końcu przedziału obliczeniowego aktualna pojemność zbiornika wyznaczana jest z uwzględnieniem następujących faz pracy zbiornika:

a) napełnianie zbiornika:

$$V_{aj} = V_{akt} + \frac{(q_1 - q_{aj}) + (q_2 - q_{aj})}{2} \cdot 60 \quad (3.8.)$$

b) opróżnianie zbiornika, jeżeli $q_1 \leq q_{aj}$ i $q_2 \leq q_{aj}$

$$V_{aj} = V_{akt} + \frac{(q_1 - q_{aj}) + (q_2 - q_{aj})}{2} \cdot 60 \quad (3.9.)$$

c) opróżnianie zbiornika, jeżeli $q_1 > q_{aj}$ i $q_2 \leq q_{aj}$

$$V_{aj} = V_{akt} - \frac{q_1 - q_{aj}}{2} \cdot 60 \quad (3.10.)$$

d) opróżnianie zbiornika, jeżeli $q_1 \leq q_{aj}$ i $q_2 > q_{aj}$

$$V_{aj} = V_{akt} - \frac{q_2 - q_{aj}}{2} \quad (3.11.)$$

e) opróżnianie zbiornika, jeżeli $q_1 > q_{aj}$ i $q_2 > q_{aj}$

$$V_{aj} = V_{akt} - \frac{(q_1 - q_{aj}) + (q_2 - q_{aj})}{2} \cdot 60 \quad (3.12.)$$

Na podstawie wyznaczonej pojemności i przyjętych schematycznych wymiarów zbiornika, wyznacza się jego napełnienie:

$$h_{aj} = \frac{V_{aj}}{B_{max} \cdot L_{max}} \quad (3.13.)$$

gdzie:

q_1 – objętość zbiornika na początku przedziału czasowego dt [m^3/s]

q_2 – objętość zbiornika na końcu przedziału czasowego dt [m^3/s]

V_{aj} – objętość zbiornika w danej chwili czasowej [m^3]

V_{akt} – aktualna objętość zbiornika [m^3]

h_{aj} – napełnienie zbiornika w aktualnej chwili czasowej [m]

B_{max} – maksymalna szerokość zbiornika [m]

L_{max} – maksymalna długość zbiornika [m]

Dla każdego kroku obliczeniowego tl (model WISTOO), jeżeli pracuje zbiornik retencyjny obliczona zostaje nowa wartość objętości przepływu w korycie ciek, z uwzględnieniem pracy zbiornika:

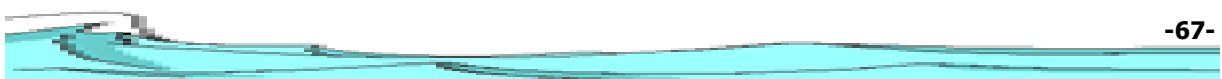
$$q_{wyj} = Q_p + Q_{zad} \cdot 1.8 - \frac{V_{aj} - V_{akt}}{3600} \quad (3.14.)$$

gdzie:

q_{wyj} – zredukowana objętość przepływu na końcu przedziału czasowego Δt [m^3/s]

Dla każdego kroku czasowego dt obliczone zostają następujące wielkości:

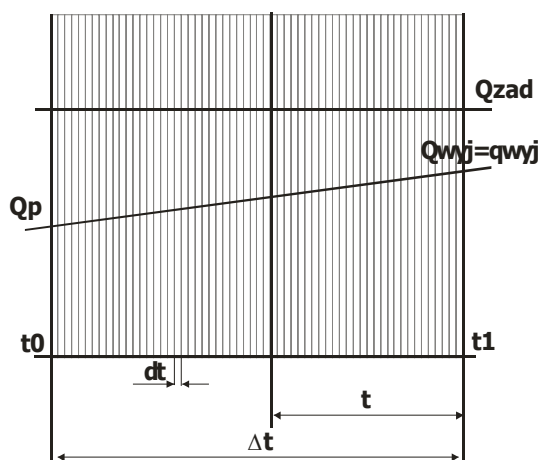
- ✓ aktualna objętość wody zretencjonowanej w zbiorniku (V_{aj}),
- ✓ aktualne napełnienie zbiornika (h_{aj}),
- ✓ zredukowany wydatek upustu (q_{aj}).



Określenie parametrów pracy zbiornika zależy od warunków początkowych. Jest to związane ze stanem jego napełnienia, stąd też należy rozpatrzeć dwa przypadki: zbiornik opróżniony (przypadek A) oraz zbiornik częściowo lub całkowicie napełniony (przypadek B).

A) zbiornik jest opróżniony, pojemność aktualna $V_{akt} = 0$

- ✓ W przypadku, gdy dopływ do zbiornika Q_{wyj} jest mniejszy od zadanego przepływu Q_{zad} , odpływ ze zbiornika dla każdego kroku czasowego t , q_{wyj} jest równy dopływowi:



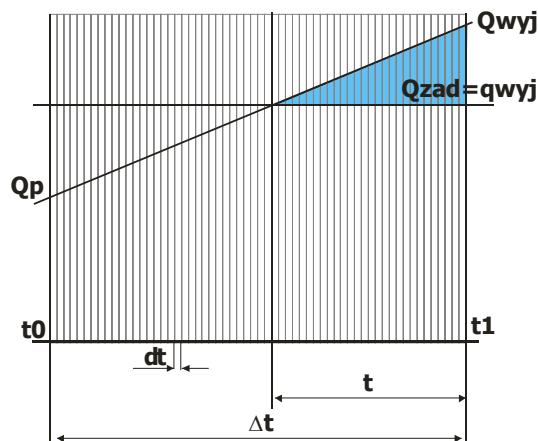
Rysunek 3.7. Schemat pracy zbiornika w przypadku $Q_{wyj} < Q_{zad}$ i $V_{akt} = 0$

$$q_{wyj} = Q_{wyj} \text{ jeżeli } Q_{wyj} < Q_{zad} \text{ i } V_{akt} = 0 \quad (3.15.)$$

- ✓ Jeżeli natężenie dopływu do zbiornika przekroczy wartość graniczną Q_{zad} , zbiornik rozpoczyna retencjonowanie wody. Uwzględniono dwie możliwe sytuacje, w jaki sposób może to nastąpić:

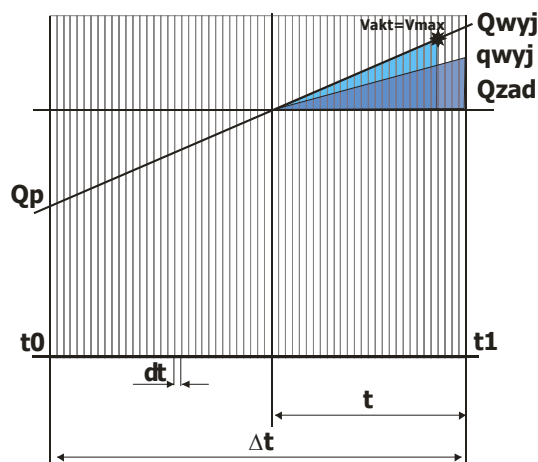
- Podczas retencjonowania wody wartość odpływu ze zbiornika wynosi Q_{zad} , objętość wody zgromadzona w zbiorniku w czasie t nie przekracza maksymalnej pojemności zbiornika:

$$q_{wyj} = Q_{zad} \text{ dopóki } Q_{wyj} \geq Q_{zad} \text{ i } V_{akt} \leq V_{max} \quad (3.16.)$$



Rysunek 3.8. Schemat pracy zbiornika – napełnianie przy $V_{akt} = 0$

- W czasie akumulacji wody w zbiorniku, przy odpływie wynoszącym Q_{zad} , następuje jego całkowite napełnienie. Schemat regulacji odpływu jest następujący: od chwili przekroczenia natężenia dopływu wartości Q_{zad} , wartość odpływu jest równa przepływowi granicznemu do chwili, w której nastąpi wypełnienie zbiornika. Wówczas odpływ ze zbiornika jest równy dopływowi do niego.



Rysunek 3.9. Schemat pracy zbiornika – napełnianie przy $V_{akt} = V_{max}$

$$q_{wyj} = Q_{zad} \quad \text{dopóki} \quad Q_{wyj} \geq Q_{zad} \quad \text{i} \quad V_{akt} \leq V_{max} \quad (3.17.)$$

$$q_{wyj} = Q_{wyj} \quad \text{gdy} \quad V_{akt} = V_{max} \quad (3.18.)$$

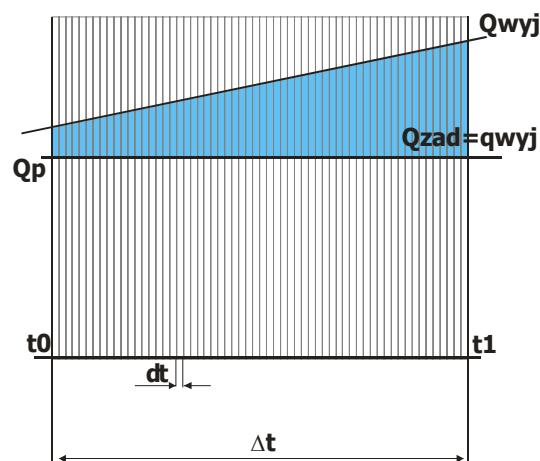
B) Zbiornik jest częściowo lub całkowicie napełniony

✓ Natężenie dopływu do zbiornika przekracza wartość graniczną Q_{zad} , zbiornik nadal ma zdolności retencjonowania wody; $V_{akt} < V_{max}$. Pod uwagę wzięto dwie sytuacje, jakie mogą wystąpić:

- Podczas retencjonowania wody wartość odpływu ze zbiornika wynosi Q_{zad}

$$q_{wyj} = Q_{zad} \text{ dopóki } Q_{wyj} \geq Q_{zad} \text{ i } V_{akt} \leq V_{max} \quad (3.19.)$$

Objętość wody zgromadzonej w zbiorniku jest równa sumie ilości wody, która znajdowała się w zbiorniku w poprzednim kroku czasowym i objętości wody dopływającej do zbiornika w czasie Δt .

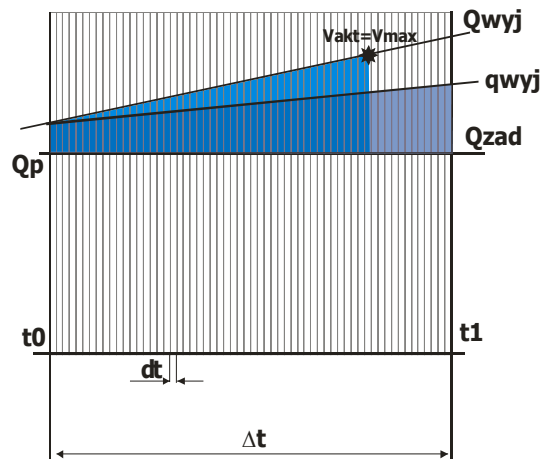


Rysunek 3.10. Schemat pracy zbiornika - napełnianie przy $0 < V_{akt} < V_{max}$

- Podczas napełniania zbiornika, przy odpływie z niego wynoszącym Q_{zad} , następuje osiągnięcie maksymalnej pojemności przed upływem czasu Δt . W takim przypadku odpływ ze zbiornika wynosi Q_{zad} do chwili, w której nastąpi całkowite wypełnienie zbiornika. Od tego momentu odpływ ze zbiornika jest równy dopływowi do niego:

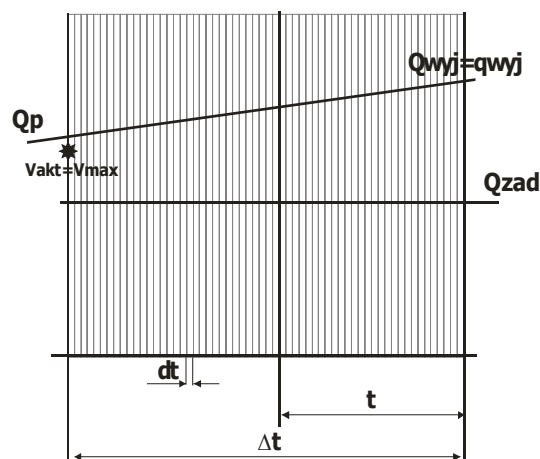
$$q_{wyj} = Q_{zad} \text{ dopóki } V_{akt} \leq V_{max} \quad (3.20.)$$

$$q_{wyj} = Q_{wyj} \text{ gdy } V_{akt} = V_{max} \quad (3.21.)$$



Rysunek 3.11. Schemat pracy zbiornika - napełnianie przy $0 < V_{akt} \leq V_{max}$

- ✓ W sytuacji, gdy zbiornik jest całkowicie napełniony $V_{akt} = V_{max}$ oraz wartość dopływu przekracza wartość przepływu granicznego, odpływ ze zbiornika jest równy dopływowi do niego.



Rysunek 3.12. Schemat pracy zbiornika przy całkowitym napełnieniu

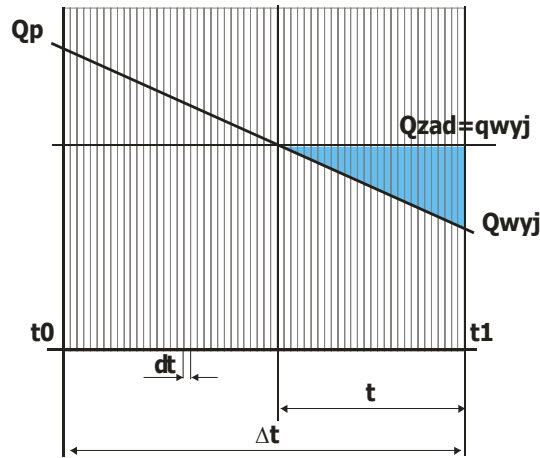
$$q_{wyj} = Q_{wyj} \quad \text{gdy} \quad V_{akt} = V_{max} \quad \text{i} \quad Q_{wyj} > Q_{zad} \quad (3.22.)$$

- ✓ W przypadku, gdy natężenie dopływu do zbiornika jest mniejsze od wartości granicznej Q_{zad} , w zbiorniku znajduje się zakumulowana woda – następuje opróżnianie zbiornika. Wyróżniono następujące przypadki:

- W zbiorniku zmagazynowano maksymalną ilość wody. Do chwili, w której natężenie dopływu jest większe niż przepływ graniczny Q_{zad} , odprowadzane jest ono w całości. Jeżeli natężenie dopływu będzie mniejsze od Q_{zad} , rozpocznie się proces opróżniania zbiornika, wartość odpływu jest wówczas równa przepływowi granicznemu:

$$q_{wyj} = Q_{wyj} \text{ dopóki } Q_{wyj} > Q_{zad} \text{ i } V_{akt} = V_{max} \quad (3.23.)$$

$$q_{wyj} = Q_{zad} \text{ gdy } Q_{wyj} \leq Q_{zad} \text{ i } V_{akt} > 0 \quad (3.24.)$$



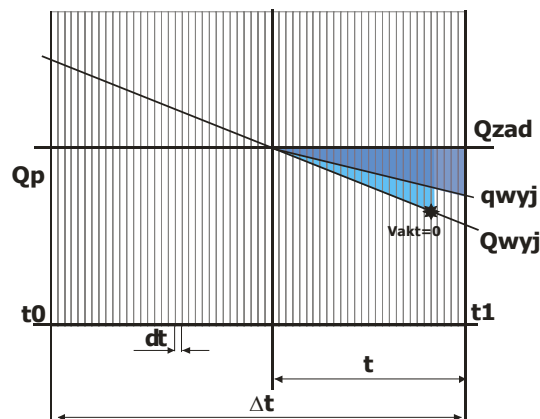
Rysunek 3.13. Schemat pracy zbiornika – opróżnianie $V_{max} \leq V_{akt} < 0$

- W zbiorniku zmagazynowano maksymalną ilość wody. Do chwili, w której natężenie dopływu jest większe niż przepływ graniczny Q_{zad} , odprowadzane jest ono w całości. Jeżeli natężenie dopływu będzie mniejsze od Q_{zad} , rozpocznie się proces opróżniania zbiornika, wartość odpływu jest wówczas równa przepływowi granicznemu. Po całkowitym opróżnieniu zbiornika odpływ jest równy dopływowi:

$$q_{wyj} = Q_{wyj} \text{ dopóki } Q_{wyj} > Q_{zad} \text{ i } V_{akt} = V_{max} \quad (3.25.)$$

$$q_{wyj} = Q_{zad} \text{ gdy } Q_{wyj} \leq Q_{zad} \text{ i } V_{akt} > 0 \quad (3.26.)$$

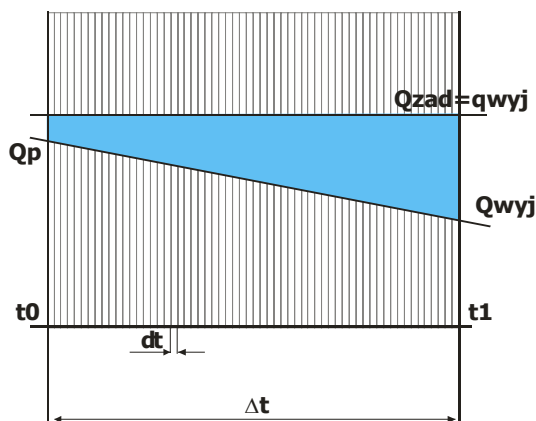
$$q_{wyj} = Q_{wyj} \text{ gdy } Q_{wyj} \leq Q_{zad} \text{ i } V_{akt} = 0 \quad (3.27.)$$



Rysunek 3.14. Schemat pracy zbiornika – opróżnianie $V_{max} \leq V_{akt} = 0$

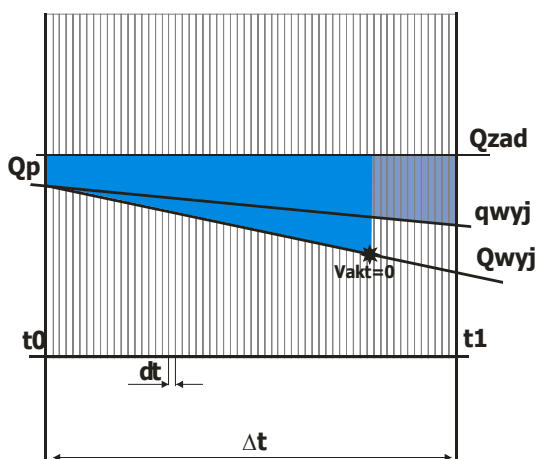
- Gdy w zbiorniku jest zakumulowana objętość wody mniejsza od maksymalnej, a natężenie dopływu do zbiornika jest mniejsze od granicznego w dalszym ciągu występuje proces jego opróżniania, ponieważ odpływ jest równy przepływowi granicznemu:

$$q_{wyj} = Q_{zad} \quad \text{dopóki} \quad V_{akt} > 0 \quad \text{i} \quad Q_{wyj} < Q_{zad} \quad (3.28.)$$



Rysunek 3.15. Schemat pracy zbiornika – opróżnianie $V_{max} < V_{akt} < 0$

- W trakcie zrzutu wody ze zbiornika, przy odpływie wynoszącym Q_{zad} , następuje całkowite jego opróżnienie, przed upływem czasu Δt . W takiej sytuacji odpływ ze zbiornika wynosi Q_{zad} do chwili, w której nastąpi całkowite jego opróżnienie. Od tej chwili odpływ ze zbiornika jest równy dopływowi do niego:



Rysunek 3.16. Schemat pracy zbiornika – opróżnianie $V_{max} < V_{akt} = 0$

$$q_{wyj} = Q_{zad} \quad \text{dopóki} \quad V_{akt} > 0 \quad (3.29.)$$

$$q_{wyj} = Q_{wyj} \quad \text{gdy} \quad V_{akt} = 0 \quad (3.30.)$$

4. Uzasadniony wybór obszaru pilotowego dla analiz szczegółowych

Poszukiwanie najskuteczniejszych, najtańszych rozwiązań ochrony przeciwpowodziowej, dopasowanych do istniejącego zagospodarowania zlewni stanowi podstawowy problem do rozwiązania. Opracowany w Zakładzie Hydrologii Instytutu Inżynierii i Gospodarki Wodnej Politechniki Krakowskiej program WISTOO, po odpowiedniej adaptacji, daje możliwość przeprowadzania symulacji z uwzględnieniem różnych systemów retencji. Wyniki symulacji umożliwiają przeprowadzenie oceny skuteczności działania poszczególnych rozwiązań w układzie pojedynczego obiektu lub całego systemu obiektów (kompleksowym). Ocenę działania poszczególnych form rozwiązań technicznych można prowadzić nie tylko w układzie lokalnym (w bezpośrednim sąsiedztwie budowli), ale także w układzie globalnym, poprzez analizę w profilu podłużnym zachodzących zmian.

Do analizy działania poszczególnych urządzeń retencyjnych jak również całego systemu ochrony przeciwpowodziowej wybrano zlewnię rzeki Łękawki. Zlewnia ta posiada cechy charakterystyczne typowej naturalnej zlewni górskiej (północna część zlewni) oraz daje możliwość sprawdzenia wybranych urządzeń w zlewni zurbanizowanej (południowa część zlewni). Właśnie zagospodarowanie zlewni było podstawą do jej wyboru. Niewiele jest takich zlewni, które można potraktować jako zlewnię naturalną. W tym przypadku na jednym obszarze można przetestować działanie modelu w sposób kompleksowy zarówno z punktu widzenia zlewni naturalnej jak i zurbanizowanej.

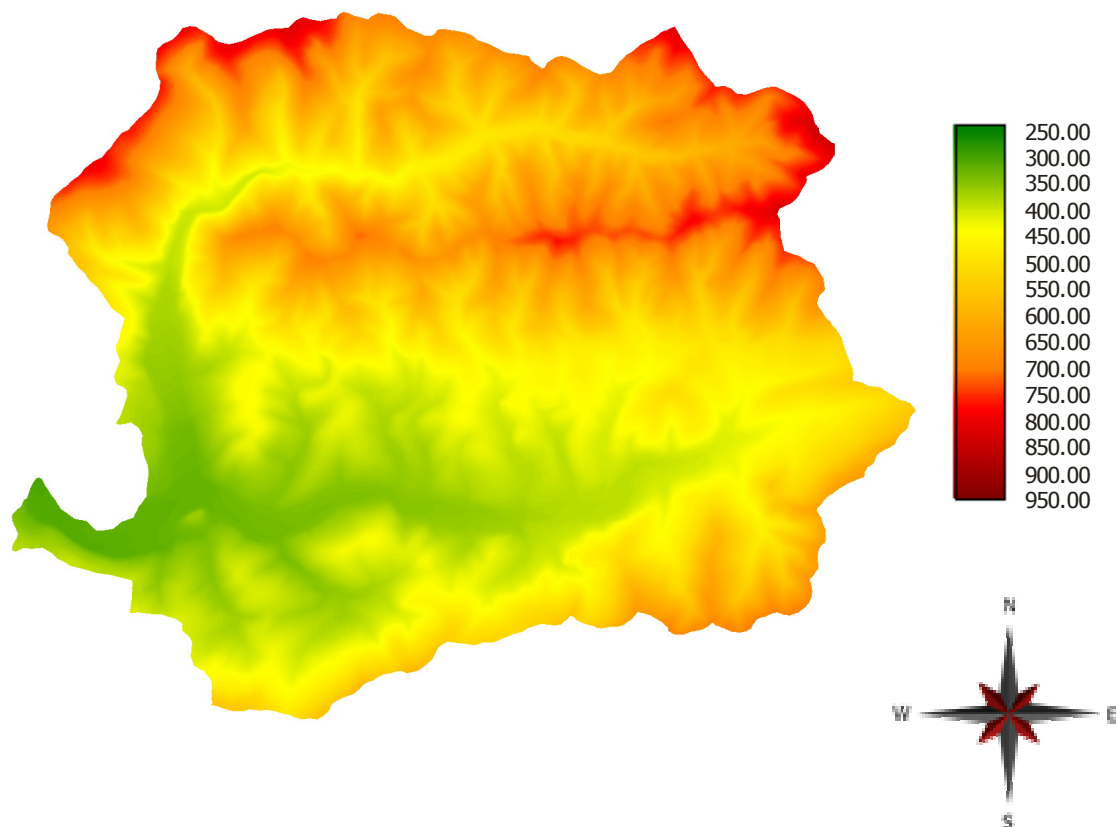
Na terenie zlewni rzeki Łękawki, z uwagi na dużą deniwelację terenu oraz gęstą zabudowę (w części południowej), zastosowanie globalnych rozwiązań, np. w postaci dużych zbiorników retencyjnych, nie jest możliwe. Stąd też wykorzystanie małych zbiorników wodnych oraz różnego rodzaju urządzeń opóźniających odpływ w zlewni rzeki Łękawki niesie ze sobą nie tylko aspekt poznawczy, ale stanowi również praktyczne zastosowanie poszczególnych rozwiązań dla konkretnej zlewni.

Charakterystyka zlewni rzeki Łękawki

Łękawka jest prawobrzeżnym dopływem Soły. Bierze swój początek w miejscowości Kocoń, u stóp Beskidu Małego, na wysokości około 500 m n.p.m. Głównym jej dopływem jest Kocierzanka, która wypływa spod Madohory na wysokości około 850 m n.p.m. Po-



wierzchnia zlewni rzeki Łękawki wynosi około 100 km². Największe wzniesienie na terenie zlewni stanowi Madohora (928.9 m n.p.m.), najniższy punkt zlewni stanowi ujście Łękawki do jez. żywieckiego (ok. 270 m n.p.m.).

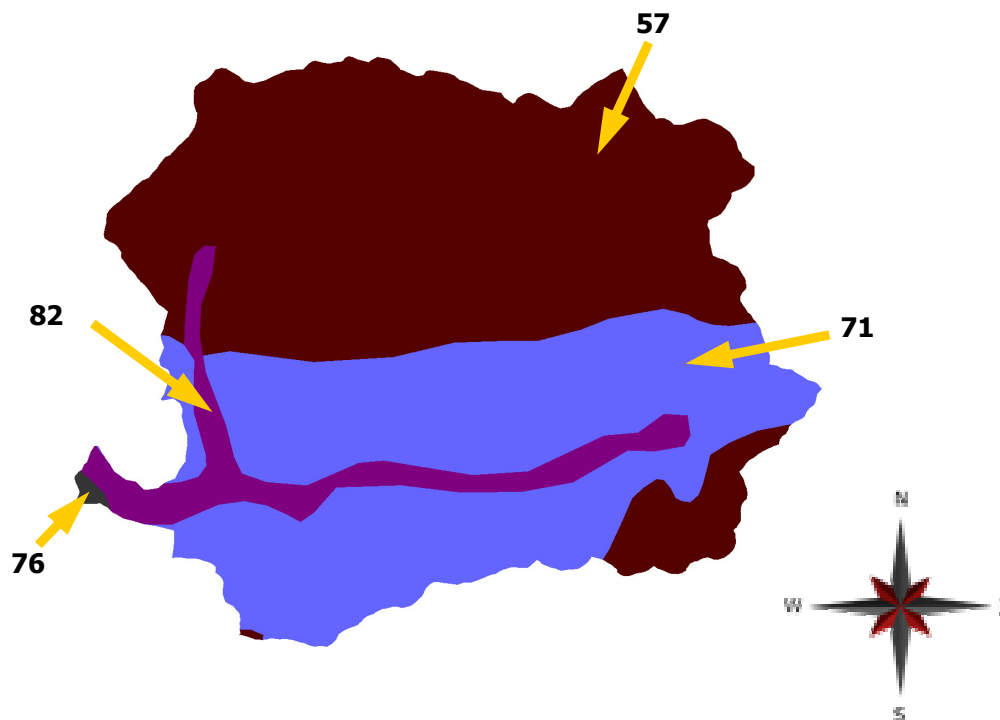


Rysunek 4.1. Numeryczny model terenu zlewni rzeki Łękawki

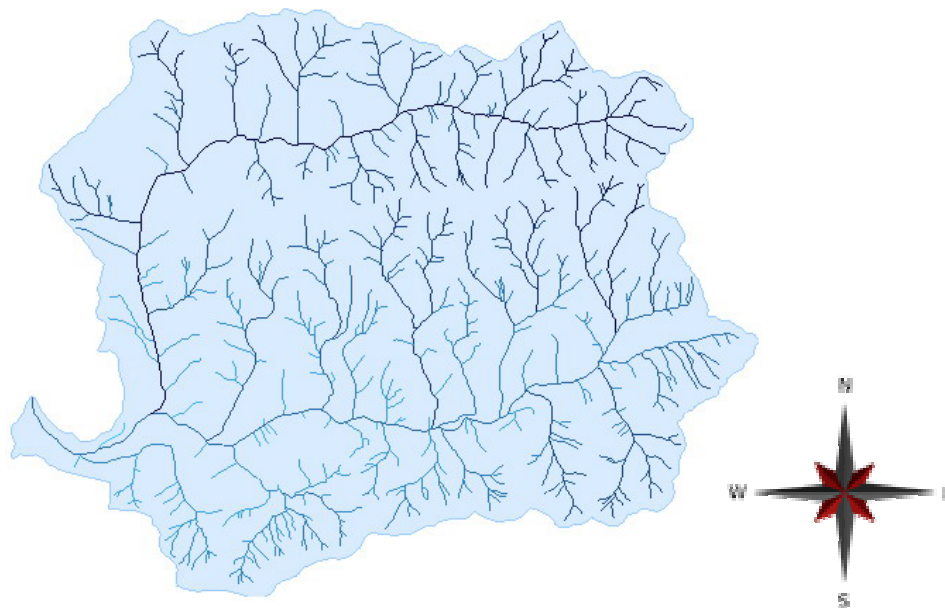
Na terenie zlewni rzeki Łękawki występują cztery rodzaje gleb, przy czym dominują tutaj gleby szkieletowe (są to gleby w początkowym stadium przekształceń, o niewykształconym profilu – na ogół są to gleby gliniaste z dużą ilością rumoszu skalnego, kamieni, drobnych okruchów skalnych i piasku) i gleby gliniaste. Niewielką część zlewni zajmują mady (w korycie głównych rzeki) oraz gleby pylaste.

Tabela 4.1. Oznaczenia gleb wg Instytutu Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa w Puławach dla zlewni rzeki Łękawki

Oznaczenia cyfrowe	Rodzaj gleby	Udział w pow. zlewni [%]
57	Szkieletowe	53.0
71	Gliniaste	39.7
76	Pylaste	0.2
82	Mady	7.1



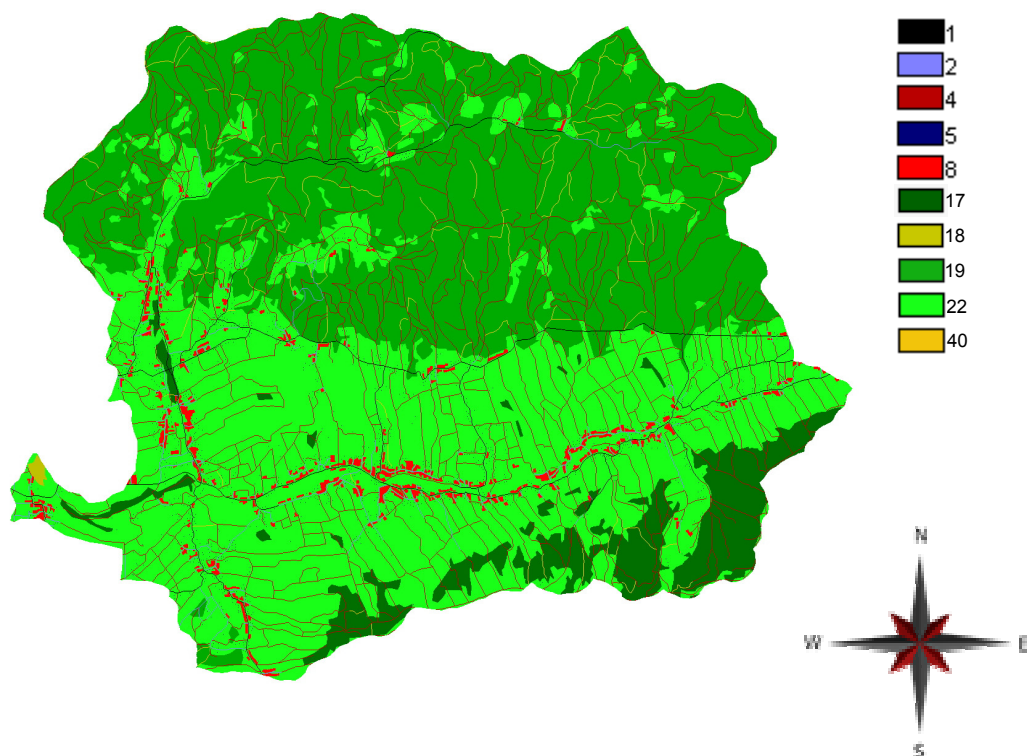
Rysunek 4.2. Rozmieszczenie gleb w zlewni rzeki Łękawki (oznaczenia gleb w tabeli 4.1.)



Rysunek 4.3. Sieć hydrograficzna zlewni rzeki Łękawki

Zlewnię rzeki Łękawki można podzielić wzdłuż działu wodnego na dwie części: rzekę Łękawkę i Kocierzankę. Wydzielone części zlewni mają odmienny charakter pod względem zagospodarowania. Część północna (zlewnia rzeki Kocierzanki) stanowi obszar pokryty głównie lasami o zróżnicowanym drzewostanie, tylko w obszarze ujściowym wstępuje zabudowa

zwarta wiejska. Część południowa zdominowana jest przez zabudowę zwartą wiejską zlokalizowaną praktycznie wzdłuż całej długości cieku oraz przez pola uprawne i tereny zielone.



Rysunek 4.4. Pokrycie i zagospodarowanie zlewni rzeki Łękawki (oznaczenia wg tabeli 4.2.)

Tabela 4.2. Oznaczenia rodzaju pokrycia dla zlewni rzeki Łękawki

Oznaczenie cyfrowe	Rodzaj pokrycia lub zagospodarowania
1	Drogi asfaltowe lub betonowe
2	Drogi brukowane
4	Droga polna lub leśna
5	Dom
8	Zabudowa zwarta wiejska
17	Las szpilkowy
18	Las liściasty
19	Las mieszany
22	Łąki, polany leśne, trawniki
40	Ścieżka

5. Aplikacja opracowanego programu w obszarze pilotowym zlewni Łękawki

Spśród wcześniej przedstawionych sposobów retencji wód opadowych, do obliczeń zostały wybrane tylko te, których zastosowanie w zlewni rzeki Łękawki wydawało się uzasadnione. Dla przykładu zastosowanie dachów zazielenionych czy dachów z podpiętrzaniem w obszarach górskich nie jest możliwe gdyż dominują na tych obszarach dachy o dużych nachyleniach (z uwagi na duże opady śniegu). Zlewnia rzeki Łękawki jest typowym obszarem o charakterze wiejskim charakterystycznym dla małopolskiego regionu. Nie ma na niej ani dużych zwartych przestrzeni zurbanizowanych ani innej infrastruktury przemysłowo-handlowej np. fabryk czy hipermarketów, dlatego pominięto symulacje obliczeniowe dotyczące parkingów i dużych powierzchni szczelnych.

Najwięcej uwagi poświęcono zbiornikom retencyjnym, które w największym stopniu pozwalają na efektywne zmniejszenie stopnia zagrożenia powodziowego.

Do obliczeń wykorzystano opracowaną przez autora niniejszej rozprawy aplikację modelu WISTOO, w której integralną częścią jest podprogram umożliwiający prowadzenie symulacji pracy urządzeń z zakresu małej retencji. W podprogramie tym można dowolnie przeprowadzać modyfikację parametrów opisujących pracę poszczególnych urządzeń. Aplikacja ta służy do przeprowadzania oceny skuteczności działania uwzględnionych rozwiązań takich jak:

- retencja wody z zabudowy rozproszonej poprzez studnie chłonne usytuowane przy domach,
- retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem,
- retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem z uwzględnieniem spływu powierzchniowego,
- retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących,
- retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących z uwzględnieniem spływu powierzchniowego,
- retencja wody ze wszystkich typów zabudowy,
- retencja wody pochodzącej ze wszystkich typów zabudowy z uwzględnieniem spływu powierzchniowego,
- retencja wody poprzez odwodnienie odcinków dróg asfaltowych do zbiorników,

- odwodnienie wszystkich dróg komunikacyjnych o nawierzchniach szczelnych (bitumicznych i betonowych),
- różnego typu zbiorniki retencyjne.

5.1. Przygotowanie danych

Każde z przyjętych rozwiązań wymaga odpowiedniego przygotowania danych dla modelu WISTOO. Przeprowadza się to na poziomie preprocesingu, gdzie na podstawie poszczególnych warstw tematycznych wyznacza się niezbędne parametry obliczeniowe. Dla potrzeb opracowanego programu dodatkowo wprowadzono jeszcze jedną warstwę tematyczną, na której określa się rodzaj urządzenia retencyjnego oraz jego lokalizację. Większość urządzeń retencyjnych stanowią rozwiązania typowe, pozwala to w prosty sposób przygotować dane obliczeniowe. Wyjątek stanowią zbiorniki retencyjne, gdzie niezbędne jest indywidualne dopasowanie parametrów każdego z urządzeń do warunków panujących w zlewni. W tym przypadku w programie opracowano specjalną procedurę graficzną, dzięki której wprowadza się lokalizację zbiornika i określa się jego rodzaj pracy (rysunek 5.1.). W ten sposób stworzona warstwa tematyczna jest dodatkowo skorelowana z prostą bazą danych w postaci pliku tekstowego, która zawiera niezbędne parametry funkcyjne poszczególnych obiektów. Oddzielenie parametrów zbiornika od lokalizacji usprawnia proces obliczeniowy. Można, bowiem dowolnie korygować (zmieniać) parametry opisujące zbiornik, bez konieczności przeprowadzania operacji zmiany tematycznej warstwy.

Zbiór tekstowy zawierający dane dotyczące parametrów zbiornika (zestawienie parametrów potrzebnych do obliczeń pokazano w tabeli 5.1.) jest skorelowany z warstwą tematyczną poprzez identyfikator, w którym określony jest numer piksela mapy rastrowej. Zbiór ten, jak wcześniej wspomniano, może być w sposób niezależny zmieniany pod względem wartości parametrów. Nie można jednak dokonywać zmian identyfikatora. Przykładową, pomocniczą bazę danych zawierającą parametry zbiorników retencyjnych wykorzystywane w trakcie obliczeń zestawiono w tabeli 5.2.



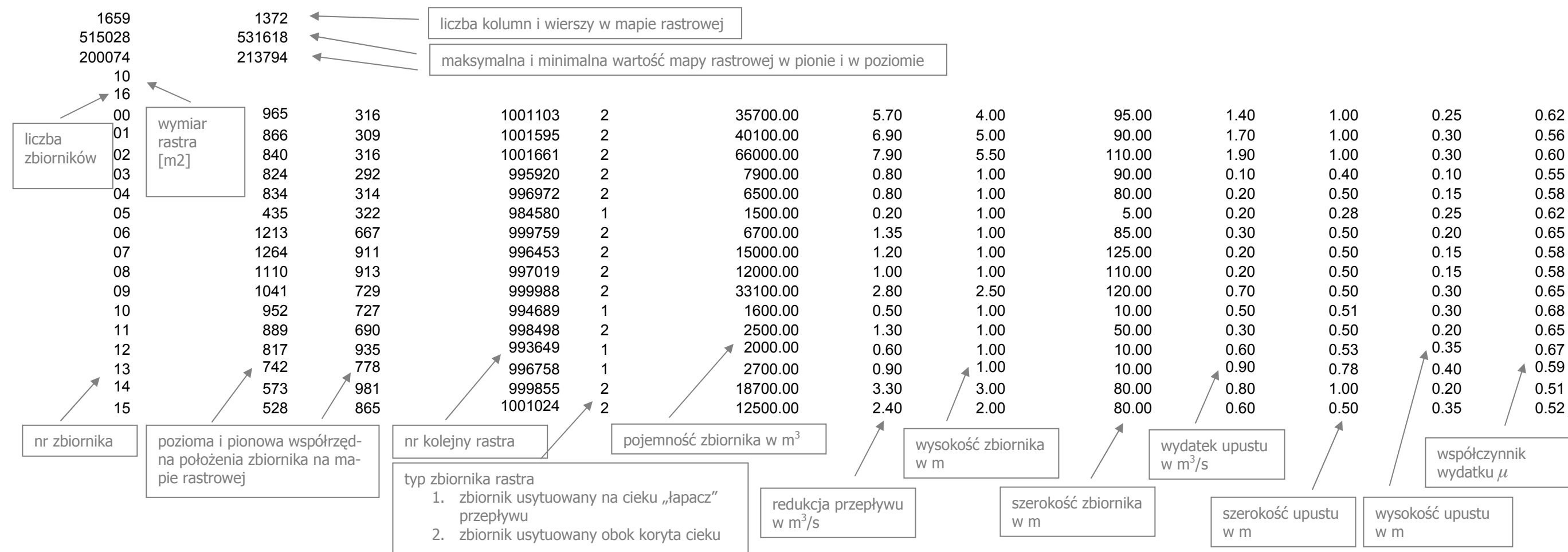
Rysunek 5.1. Graficzna procedura modelu WISTOO do określania lokalizacji zbiorników

W wyniku obliczeń otrzymuje się plik dokumentacyjny (tekstowy) zawierający godzinowe wartości przepływów w zadanych przekrojach oraz hydrogram w postaci wydruku ekranowego.

Tabela 5.1. Zestawienie parametrów niezbędnych do obliczeń dla zbiorników retencyjnych w aplikacji modelu WISTOO

nr zbiornika	współrzędne położenia zbiornika na mapie rastrowej		nr rastra	typ zbiornika	pojemność zbiornika	redukcja przepływu	wysokość zbiornika	szerokość zbiornika	wydatek upustu dennego	szerokość upustu dennego	wysokość upustu dennego	współczynnik wydatku upustu μ
	pozioma	pionowa										
00	965	316	1001103	2	35700	5.70	4.00	95.00	1.40	1.00	0.25	0.62
01	866	309	1001595	2	40100	6.90	5.00	90.00	1.70	1.00	0.30	0.56
02	840	316	1001661	2	66000	7.90	5.50	110.00	1.90	1.00	0.30	0.60
03	824	292	995920	2	7900	0.80	1.00	90.00	0.10	0.40	0.10	0.55
04	834	314	996972	2	6500	0.80	1.00	80.00	0.20	0.50	0.15	0.58
05	435	322	984580	1	1500	0.20	1.00	5.00	0.20	0.28	0.25	0.62
06	1213	667	999759	2	6700	1.35	1.00	85.00	0.30	0.50	0.20	0.65
07	1264	911	996453	2	15000	1.20	1.00	125.00	0.20	0.50	0.15	0.58
08	1110	913	997019	2	12000	1.00	1.00	110.00	0.20	0.50	0.15	0.58
09	1041	729	999988	2	33100	2.80	2.50	120.00	0.70	0.50	0.30	0.65
10	952	727	994689	1	1600	0.50	1.00	10.00	0.50	0.51	0.30	0.68
11	889	690	998498	2	2500	1.30	1.00	50.00	0.30	0.50	0.20	0.65
12	817	935	993649	1	2000	0.60	1.00	10.00	0.60	0.53	0.35	0.67
13	742	778	996758	1	2700	0.90	1.00	10.00	0.90	0.78	0.40	0.59
14	573	981	999855	2	18700	3.30	3.00	80.00	0.80	1.00	0.20	0.51
15	528	865	1001024	2	12500	2.40	2.00	80.00	0.60	0.50	0.35	0.52

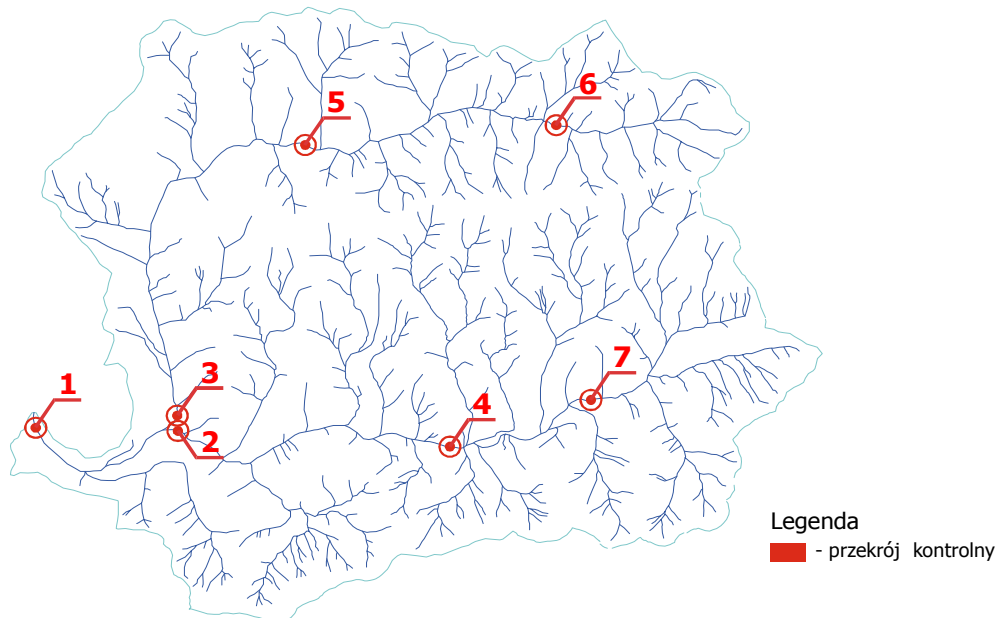
Tabela 5.2. Przykładowy plik tekstowy z parametrami zbiorników retencyjnych aplikacji modelu WISTOO



5.2. Przykładowe obliczenia dla zadanych form retencji w zlewni Łękawki

Analizie poddano 10 układów urządzeń retencyjnych. Jako parametr efektywności ich działania przyjęto redukcję maksymalnego przepływu przyrównując przepływ dla zlewni naturalnej do przepływu z uwzględnieniem pracy urządzeń. Efekty ich działań sprawdzano w siedmiu przekrojach kontrolnych (rysunek. 5.2).

Przekroje zostały rozmieszczone w charakterystycznych punktach zlewni. W górnych częściach zlewni umieszczono punkty kontrolne 6 i 7, w środkowej części – punkty 4 i 5. Charakterystycznym miejscem jest połączenie cieków Łękawki i Kocierzanki, powyżej połączenia tych cieków usytuowano punkty 2 i 3. Poniżej połączenia cieków znajduje się punkt kontrolny 1, który jednocześnie jest punktem kontrolnym w przekroju zamykającym zlewnię.



Rysunek 5.2. Rozmieszczenie przekrojów kontrolnych w zlewni rzeki Łękawki

Na podstawie tak przyjętego układu kontroli pracy wybranych form retencji można nie tylko śledzić efekty działania w poszczególnych przekrojach zlewni, lecz jednocześnie sprawdzić efekty ich pracy na długości niezależnie dla Łękawki i Kocierzanki. Hydrogramy przepływu dla poszczególnych punktów kontrolnych przedstawiono na rysunkach od 5.9. do 5.11.

Na terenie zlewni znajdują się dwie główne drogi, stąd też jako jedną z form retencji przyjęto ich odwodnienia z odprowadzeniem wody do naturalnych odbiorników (cieki) jak również do sztucznych zbiorników szczelnych.



Środkowa i dolna część zlewni Łękawki charakteryzuje się gęstą zabudową. W tych rejonach jako formy retencji zastosowano odwodnienia z zabudowy rozproszonej jak i zwartej z retencją wody do niecek filtrujących i niecek z wsiąkaniem.

Działanie części z wyżej wymienionych form retencji sprawdzono: w przypadku dodatkowego przechwycenia spływu powierzchniowego oraz poprzez kombinacje różnych form retencji w układach mieszanych. Zestawienie wyników zamieszczono w tabeli 5.4.

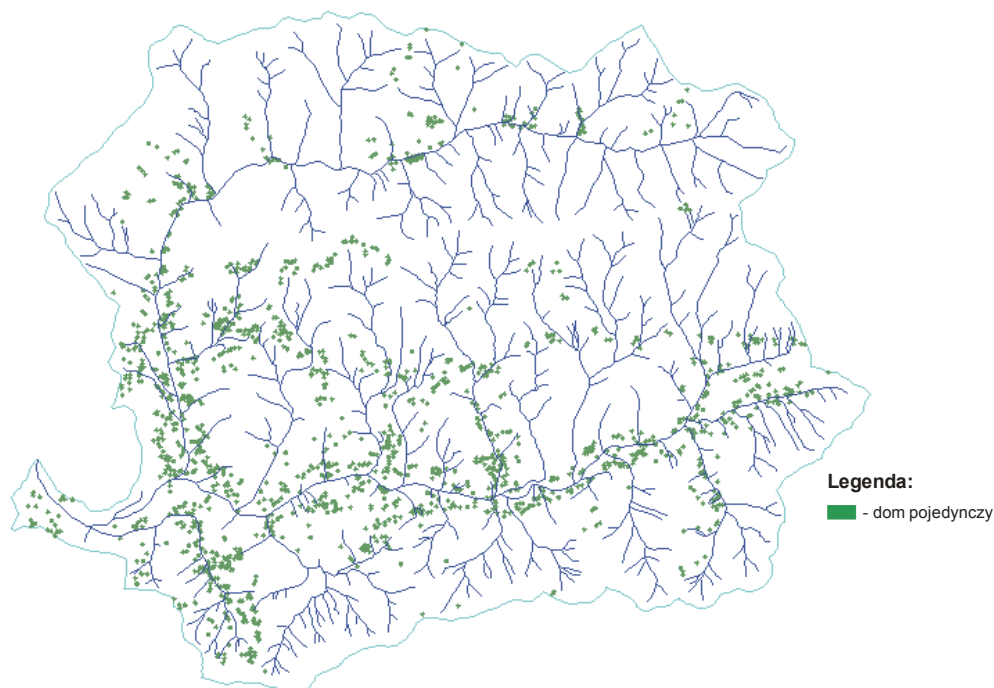
Przyjęte schematy obliczeniowe:

Dla zlewni rzeki Łękawki, w której uwzględniono sieć hydrograficzną zlewni, pokrycie i zagospodarowanie terenu (omówione w rozdziale 4.1.) wyznaczono w przekrojach kontrolnych hydrogramy przepływu. W obliczeniach została uwzględniona indywidualna praca urządzeń retencyjnych. Wyniki tych obliczeń posłużyły jako podstawa przy określaniu stopnia skuteczności działania poszczególnych urządzeń retencyjnych. Poszczególne hydrogramy przepływu zostały przedstawione w załączniku 1.

a) Retencja wody z zabudowy rozproszonej

Na terenie zlewni Łękawki zabudowa rozproszona zlokalizowana jest przede wszystkim wzdłuż głównych tras komunikacyjnych. Taka forma zabudowy stanowi niezależny zespół budynków, dlatego przy każdym z nich została zaprojektowana studnia chłonna, co dało łącznie 1465 takich urządzeń. Woda zretencjonowana w studniach chłonnych może być w późniejszym okresie wykorzystywana do celów gospodarczych. W obliczeniach przyjęto, że w okresie bezopadowym trwającym powyżej 3 dni, studnie te są opróżniane. Konstrukcja urządzenia została przedstawiona w rozdziale 2.2.2.4. Na rysunku 5.3. przedstawiono rozmieszczenie zabudowy rozproszonej na terenie zlewni. Uzyskane z obliczeń hydrogramy przepływu zostały zamieszczone w załączniku 1a).

Wynik symulacji przy tego typu rozwiązaniu wskazuje na minimalny wpływ tego rozwiązania na hydrogram odpływu ze zlewni. Urządzenia te są niewielkie a łączna powierzchnia, z jakiej zbierana jest woda wynosi około 0.15 km^2 , trudno zatem oczekiwać znaczącej skuteczności. W górnych częściach zlewni, gdzie zabudowa rozproszona jest znikoma, nie ma widocznej redukcji przepływu. Również w przekroju zamykającym zlewnię wpływ działania urządzeń na przepływ jest praktycznie niezauważalny. Za ich pomocą maksymalnie udało się zmniejszyć przepływ o $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ a objętość fali o około 0.035 mln m^3 , co stanowi 0.2% objętości fali.



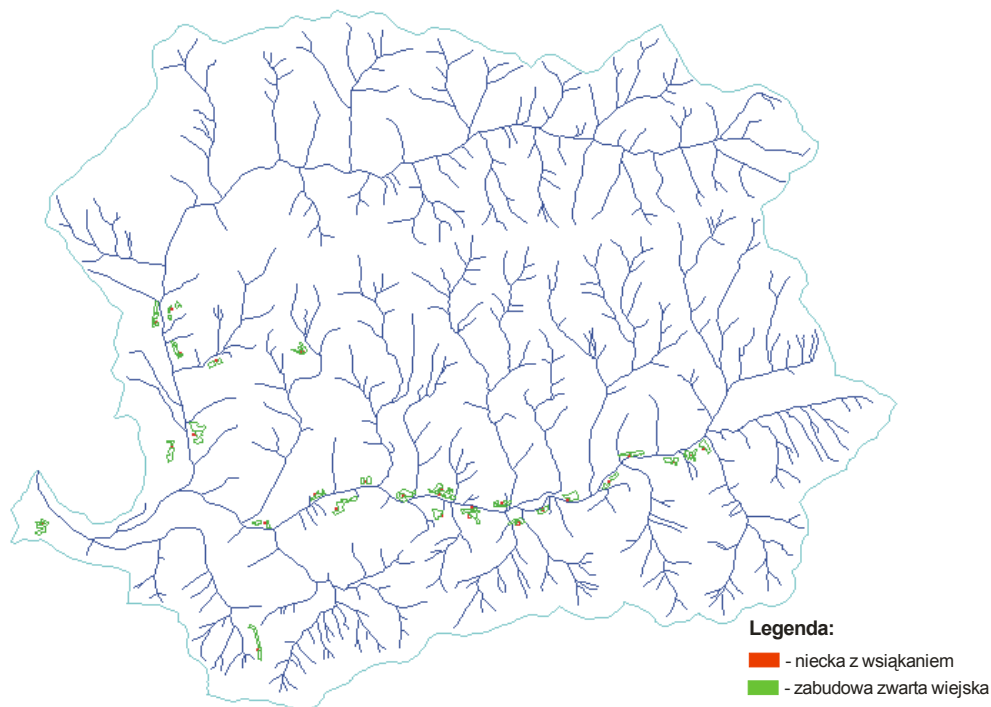
Rysunek 5.3. Zabudowa rozproszona na terenie zlewni rzeki Łękawki

b) **Retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem**

Niecki z wsiąkaniem są to obiekty, które stanowią odbiornik wód deszczowych z kilku gospodarstw lub zespołu budynków mieszkalnych. Ich lokalizacja jest związana z układem zabudowy wiejskiej na terenie zlewni. Dodatkowo wymagają większej dostępnej powierzchni niż w przypadku studni chłonnych. Analizując rozkład zabudowy na tym obszarze zlokalizowano 29 takich urządzeń w miejscach najbardziej dogodnych. Rozmieszczenie niecek przedstawia rysunek 5.4. Zaproponowana lokalizacja tej formy retencji obejmuje swym obszarem działania powierzchnię 0.4 km^2 , przy czym zabudowa zwarta zajmuje obszar o powierzchni około 1.7 km^2 . Wynika z tego że przy zastosowaniu tego rozwiązania można zebrać wodę tylko z co czwartego obiektu.

Praca urządzeń polega wyłącznie na retencji wody opadowej. Szczegółowy opis znajduje się w rozdziale 2.2.2.2. Hydrogram odpływu został przedstawiony w załączniku 1b).

Podobnie jak w przypadku poprzednim ze względu na niewielką liczbę urządzeń, oraz niewielki obszar ich działania, redukcja przepływu jest znikoma. W tym przypadku maksymalna redukcja przepływu wynosi $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (rysunek 5.9.), natomiast maksymalna redukcja objętości fali około 0.052 mln m^3 . Jest to zaledwie 0.2% objętości fali dla zlewni naturalnej.



Rysunek 5.4. Rozmieszczenie niecek z wsiąkaniem na terenie zlewni Łekawki

c) **Retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem z uwzględnieniem spływu powierzchniowego**

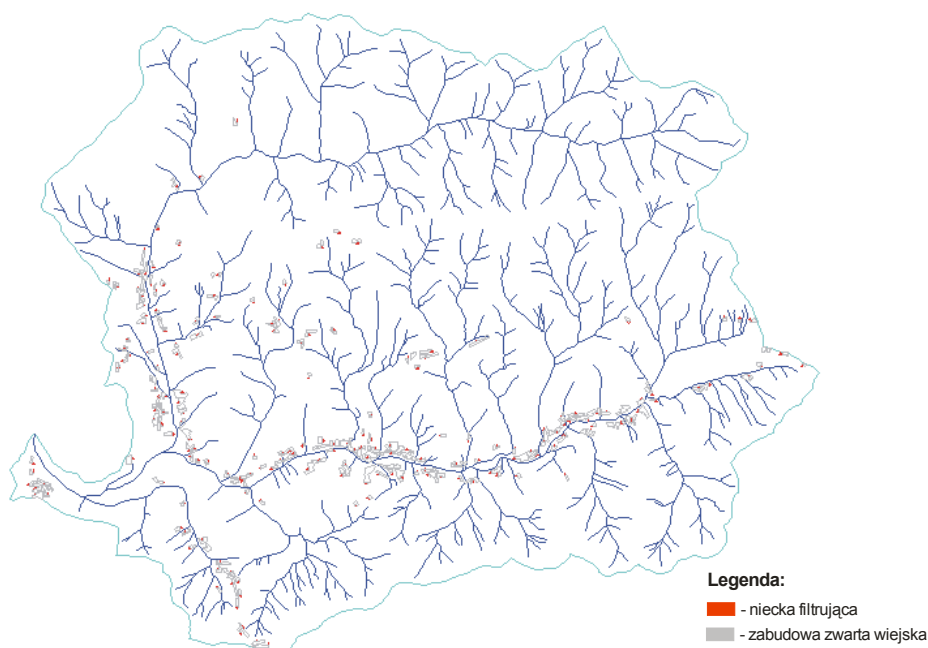
Ze względu na znikomą wielkość retencji w przypadku zastosowania niecek z wsiąkaniem analizie poddano działanie tych samych urządzeń jak w przypadku b) uwzględniając dodatkowo oprócz retencji wód opadowych retencję wody pochodzącej ze spływu powierzchniowego. Przyjęto, że każdy obiekt podłączony do niecki równocześnie posiada odwodnienie umożliwiające zebranie wody napływającej.

Również w tym przypadku bezpośredni wpływ na skuteczność działania ma liczba urządzeń. Dodatkowa retencja wody pochodzącej ze spływu powierzchniowego zwiększa redukcję przepływu maksymalnego o 1% (rysunek 5.9.), niemniej jednak wynik nie jest zadowalający. Przypadek ten daje maksymalną redukcję przepływu w przekroju zamykającym zlewnię w wysokości $1.7 \text{ m}^3/\text{s}$ i maksymalną redukcję objętości fali w wysokości około 0.262 mln m^3 czyli około 1.2% objętości fali. Hydrogramy przepływu zostały zamieszczone w załączniku 1c).

d) **Retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących**

Niecki filtrujące zostały zaprojektowane podobnie jak niecki z wsiąkaniem w obrębie zabudowy wiejskiej. Ze względu na ukształtowanie terenu i dostępność powierzchni na terenie zlewni zaprojektowano 190 urządzeń, których usytuowanie odpowiada największym skupiskom zabudowy wiejskiej. Powierzchnia obszaru objętego działaniem tej formy retencji wynosi około 1.4 km². Ich lokalizację przedstawia rysunek 5.5. Szczegółowy opis urządzenia został omówiony w rozdziale 2.2.3.1.

Skuteczność działania tego typu urządzeń jest związana z ich liczbą. W przypadku zlewni rzeki Łękawki w przekroju zamykającym zlewnię uzyskano redukcję przepływu o około 0.6%, co odpowiada wartości 1.1 m³/s. Objętość fali została maksymalnie zredukowana o około 0.173 mln m³, czyli około 0.8%. Podobnie jak w przypadku niecek z wsiąkaniem mimo większej ilości tych urządzeń zmiany przepływu nie są znaczne i nie wpływają w istotny sposób na zmniejszenie objętości fali. Hydrogram przepływu zamieszczono w załączniku 1d).



Rysunek 5.5. Lokalizacja niecek filtrujących przy zabudowie na terenie zlewni Łękawki

e) **Retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do zbiorników filtrujących z uwzględnieniem spływu powierzchniowego**

W rozwiązaniu dokonano retencji wody z zabudowy wiejskiej do zbiorników filtrujących. Usytuowanie tych urządzeń jest analogiczne jak w przypadku d) a sposób odwodnienia obiektów umożliwiające przechwycenie wody napływającej ze spływu powierzchniowego jak w przypadku c).

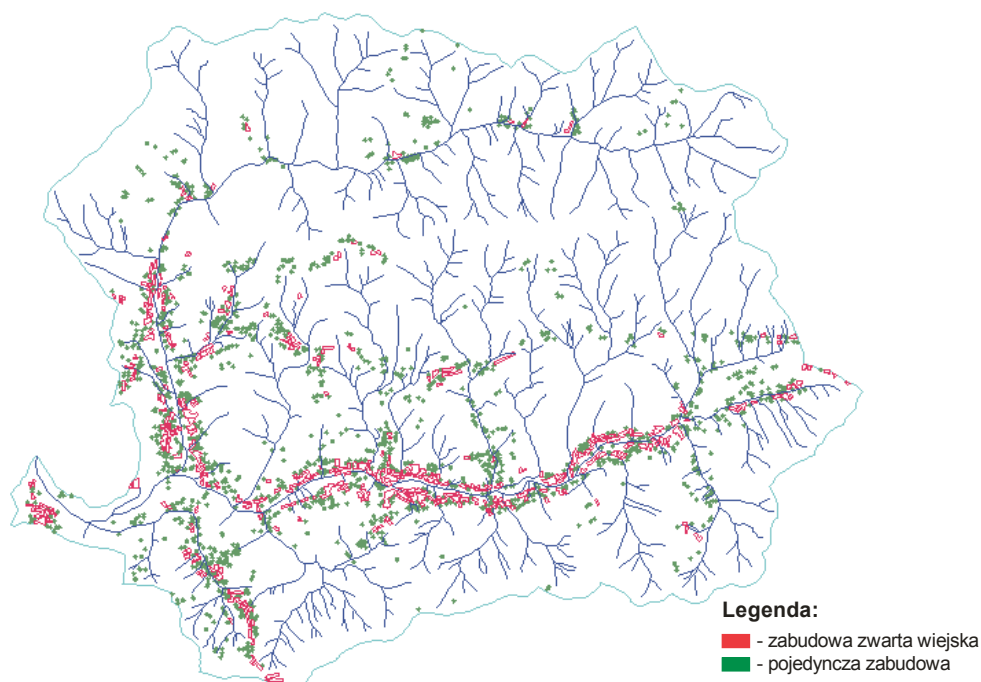


W wyniku przeprowadzenia obliczeń dla tego przypadku otrzymano redukcję przepływu w przekroju zamykającym zlewnię o około $4.1 \text{ m}^3/\text{s}$, co spowodowało wzrost redukcji przepływu maksymalnego o 2.3%. Wyniki obliczeń przepływów przedstawiono na rysunku 5.9. Także redukcja objętości fali wzrosła o 2.3%, maksymalna redukcja objętości wyniosła 0.597 mln m^3 . Jest to lepszy rezultat niż w przypadku dotychczas zastosowanych urządzeń, ale do celów ochrony przeciwpowodziowej nadal niewystarczający, a przynajmniej nie jako niezależny sposób. Hydrogramy przepływu umieszczono w załączniku 1e).

f) **Retencja wody ze wszystkich typów zabudowy**

Aby w jak największym stopniu zwiększyć retencję wody analizie poddano działanie wszystkich typów urządzeń zlokalizowanych przy zabudowie zarówno zwartej jak i rozproszonej, czyli z obszaru o powierzchni około 1.85 km^2 . Należą do nich niecki filtrujące, niecki z wsiąkaniem oraz studnie chłonne. Rozmieszczenie poszczególnych urządzeń zostało opisane w poprzednich przypadkach obliczeniowych.

Przeprowadzenie tego typu symulacji miało na celu sprawdzenie, czy na tym poziomie urbanizacji zlewni samo przechwycenie wody opadowej przyniesie wymierne skutki w redukcji fali wezbraniowej. Na rysunku 5.6. został przedstawiony układ zabudowy na terenie zlewni rzeki Łękawki. Hydrogram odpływu przestawiono w załączniku 1f).



Rysunek 5.6. Rozmieszczenie pojedynczej i zwartej zabudowy wiejskiej w zlewni rzeki Łękawki

W wyniku działania tych urządzeń uzyskano maksymalną redukcję przepływu w przekroju zamykającym zlewnię o około $3.1 \text{ m}^3/\text{s}$, natomiast redukcję przepływu maksymalnego o 1.6% (rysunek 5.9.). Maksymalna redukcja objętości fali wynosi około 0.17 mln m^3 (2.0%). Mimo połączonego działa wszystkich urządzeń uzyskany wyniki nie jest satysfakcjonujący. Wynika zatem z tego wnioski, że przy istniejącym stanie zabudowy, zastosowanie retencjonowania wody opadowej nie przynosi wymiernych korzyści w postaci znaczącej redukcji fali w kulminacji, oraz w retencjonowanych objętościach.

g) **Retencja wody ze wszystkich typów zabudowy z przechwyceniem spływu powierzchniowego**

Obliczenia dla tego samego zestawu urządzeń jak w przypadku f) z uwzględnieniem retencji ze spływu powierzchniowego. Hydrogramy przepływu zostały zamieszczone w załączniku nr 1g). Przypadek ten rozważono w celu porównania relacji, jakie można uzyskać przez odpowiednie połączenie przechwyty wody opadowej i ze spływu powierzchniowego.

Uwzględnienie retencji spływu powierzchniowego powoduje wzrost maksymalnej redukcji przepływu w przekroju zamykającym zlewnię w porównaniu z przypadkiem poprzednim o około $3 \text{ m}^3/\text{s}$ (tabela 5.4. i rysunek 5.9.). Redukcja maksymalnego przepływu dla tego zestawu urządzeń wynosi około $4.8 \text{ m}^3/\text{s}$, czyli 3.6%. W wyniku uwzględnienia zatrzymania wód pochodzących ze spływu powierzchniowego wzrasta także maksymalna redukcja objętości fali do 0.321 mln m^3 , dając redukcję 3.8% objętości całkowitej fali. Takie wykorzystanie urządzeń pozwala w największym stopniu, z dotychczas rozpatrywanych przypadków, ograniczyć zagrożenie powodziowe w zlewni, jednak efektywność nadal nie jest wystarczająca.

Tabela 5.3. Zestawienie wyników pracy urządzeń usytuowanych przy zabudowie wiejskiej na terenie zlewni Łękawki dla całego okresu obliczeniowego

Typ urządzenia	Typ zabudowy	Liczba urządzeń w zlewni	Obszar działania urządzeń [km ²]	Sumaryczna objętość przechwyczonej wody [mln m ³]	Uśredniona objętość wody przechwyczonej przez jedno urządzenie [m ³]
Studnie chłonne	pojedyncze domy	1465	0.15	0.035	24
Niecki z wsiąkaniem	zwarta wiejska	29	0.42	0.052	1803
Niecki z wsiąkaniem wraz ze spływem powierzchniowym	zwarta wiejska	29	0.42	0.262	9030
Niecki filtrujące	zwarta wiejska	190	1.40	0.173	907
Niecki filtrujące wraz ze spływem powierzchniowym	zwarta wiejska	190	1.40	0.597	3140

Urządzenia usytuowane przy zabudowie mogą stanowić lokalne zabezpieczenie przed nadmiarem wody opadowej. Charakteryzują się one różną zdolnością retencji. Zostało to pokazane w tabeli 5.3. Z zestawienia wynika, że najbardziej efektywnymi urządzeniami związanymi z zabudową są niecki z wsiąkaniem. Dla większego obszaru (zlewnia) ich skuteczność jest wprost proporcjonalna do ilości, niestety do ich lokalizacji wymagane są dużo większe obszary niż w przypadku studni chłonnych lub niecek filtrujących. Ze względu na ich wymiary do lokalizacji niezbędne jest również odpowiednie ukształtowanie terenu.

Najskuteczniejszymi urządzeniami usytuowanymi w obszarze zabudowanym pod względem redukcji objętości przepływu są niecki filtrujące. Jest to związane z ich liczbą i rozmieszczeniem w zlewni. Mała powierzchnia tych urządzeń ułatwia ich usytuowanie i zwiększa potencjalną liczbę lokalizacji w zlewni.

Studnie chłonne są najtańsze i najprostsze spośród wymienionych wyżej urządzeń. Praktycznie mogą być lokalizowane przy każdym domu. Niemniej jednak ich skuteczność (mimo znacznej liczby zaprojektowanych studni) nie wpływa znacząco na reżim wodny całej zlewni.

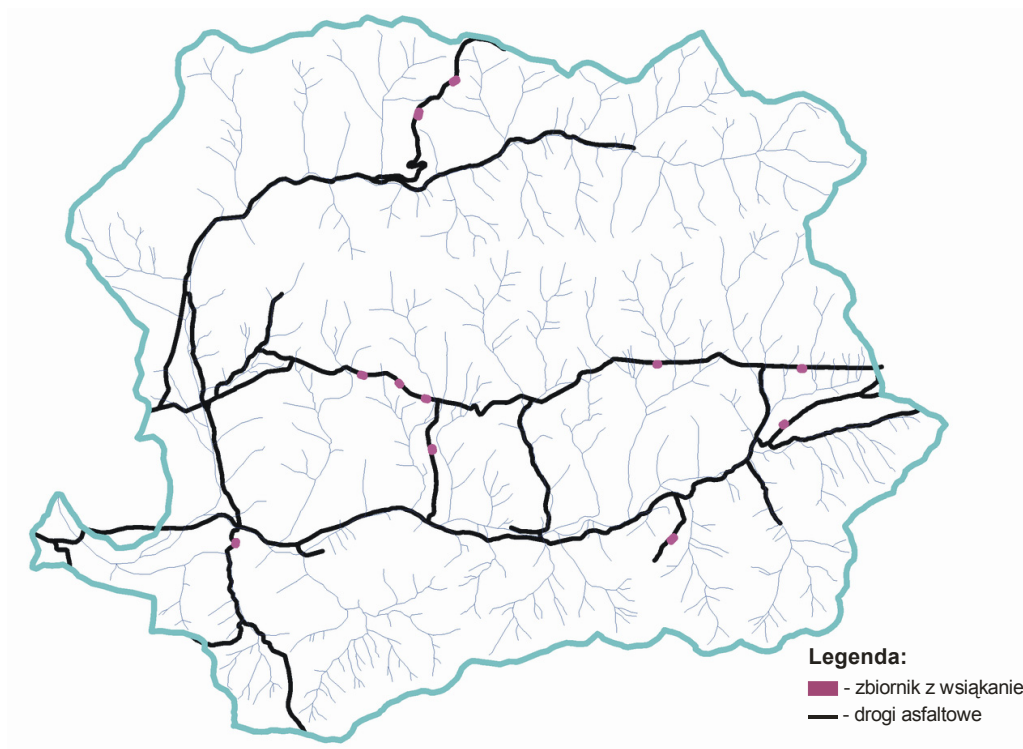
h) Retencja wody poprzez odwodnienie dróg asfaltowych do zbiorników

Odwodnienie dróg odbywa się poprzez odprowadzenie wody systemami kanałów do zbiorników usytuowanych w pobliżu dróg asfaltowych. Do tego celu wykorzystano zbiorniki z wsiąkaniem omówione w rozdziale 2.2.2.3. W obliczeniach został uwzględniony spływ powierzchniowy. Na terenie zlewni zaprojektowano 11 tego typu zbiorników, do których odprowadzana jest woda z dróg o łącznej długości około 7.1 km, przy czym całkowita długość wszystkich dróg asfaltowych wynosi około 64.2 km. Długości odcinków dróg, z których odprowadzano wodę były różne, wahały się od 0.2 km do 1.6 km. Ich lokalizacja została przedstawiona na rysunku 5.7. a hydrogram przepływu w załączniku 1h).

W zlewni rzeki Łękawki istnieje niewiele dróg asfaltowych. Dodatkowym utrudnieniem dla lokalizacji tego typu zbiorników jest ukształtowanie zlewni. Duża deniwelacja terenu nie pozwala na odprowadzanie wód z dużego obszaru oraz na umieszczenie zbiorników w pobliżu traktów komunikacyjnych. Aby skutecznie wykorzystać ten sposób retencji należałoby zaprojektować dużą liczbę zbiorników, co wiąże się z dużym nakładem finansowym.

W wyniku obliczeń przeprowadzonych dla 11 zbiorników szczelnych usytuowanych przy drogach asfaltowych uzyskano maksymalną redukcję przepływu dla przekroju zamykającego zlewnię zaledwie o około 0.7 m³/s. Przepływ maksymalny udało się zredukować

o $0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ co stanowi zaledwie 0.5% przepływu (rysunek 5.9.). Także redukcja objętości fali jest niewielka, wynosi $0.039 \text{ m}^3/\text{s}$ (0.4%).

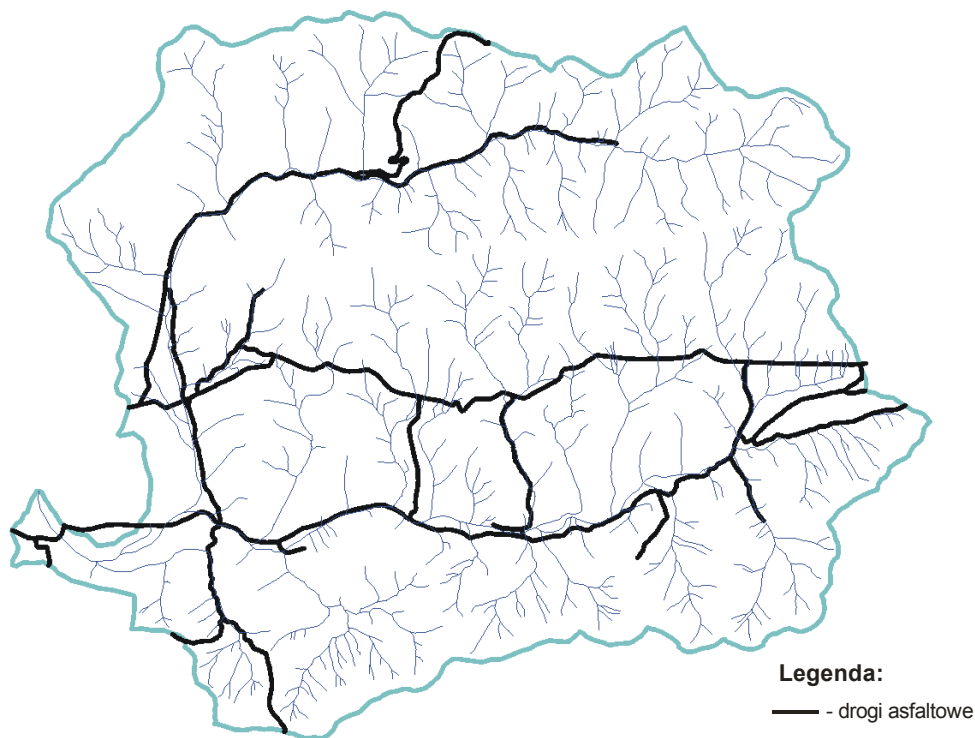


Rysunek 5.7. Usytuowanie zbiorników z wsiąkaniem przy ciągach komunikacyjnych (drogi asfaltowe) w zlewni Łękawki

i) **Retencja wody z odwodnień wszystkich dróg asfaltowych**

W przyjętym rozwiązaniu poddano sprawdzeniu ile maksymalnie wód opadowych można zretencjonować z powierzchni dróg.

Na terenie zlewni rzeki Łękawki drogi asfaltowe biegną wzdłuż głównych cieków: Łękawki i Kocierzanki oraz w kierunku wschód – zachód w środkowej części zlewni. Rozmieszczenie dróg przedstawiono na rysunku 5.8. Poprzez odprowadzenie wody z powierzchni wszystkich dróg asfaltowych, czyli z 64.2 km, maksymalnie można zredukować przepływ w przekroju zamykającym zlewnię o około $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$. Redukcja przepływu maksymalnego wynosi aż $6.4 \text{ m}^3/\text{s}$, czyli około 5%. Maksymalna redukcja objętości fali także jest największa spośród wszystkich rozpatrywanych do tej pory urządzeń. Przepływ w tym przypadku zredukowano o około $0.9 \text{ m}^3/\text{s}$, co stanowi 3.9% objętości fali. Hydrogram odpływu pokazana w załączniku 1i). Zestawienie wyników obliczeń dla wszystkich przypadków przedstawiono w tabeli 5.4. oraz na rysunku 5.9.



Rysunek 5.8. Drogi asfaltowe na terenie zlewni Łękawki

Rozwiązanie to nie redukuje w radykalny sposób zagrożenia powodziowego, pozwala jednak nieco go zmniejszyć. Zastosowanie tych urządzeń nie wymaga zbyt dużych nakładów finansowych, mogą być one wprowadzane na teren zlewni przy okazji remontów dróg asfaltowych.

Tego typu rozwiązanie stanowi najskuteczniejszy, z powyżej rozpatrywanych przypadków, sposób retencji wody w zlewni.

Analizie poddano również przypadek, w którym uwzględniono dodatkowo przechwycenie spływu powierzchniowego. Niemniej jednak z uwagi na specyficzny przebieg dróg (są one z reguły usytuowane na nasypach) przypadek ten nie powoduje zwiększenia redukcji przepływu.

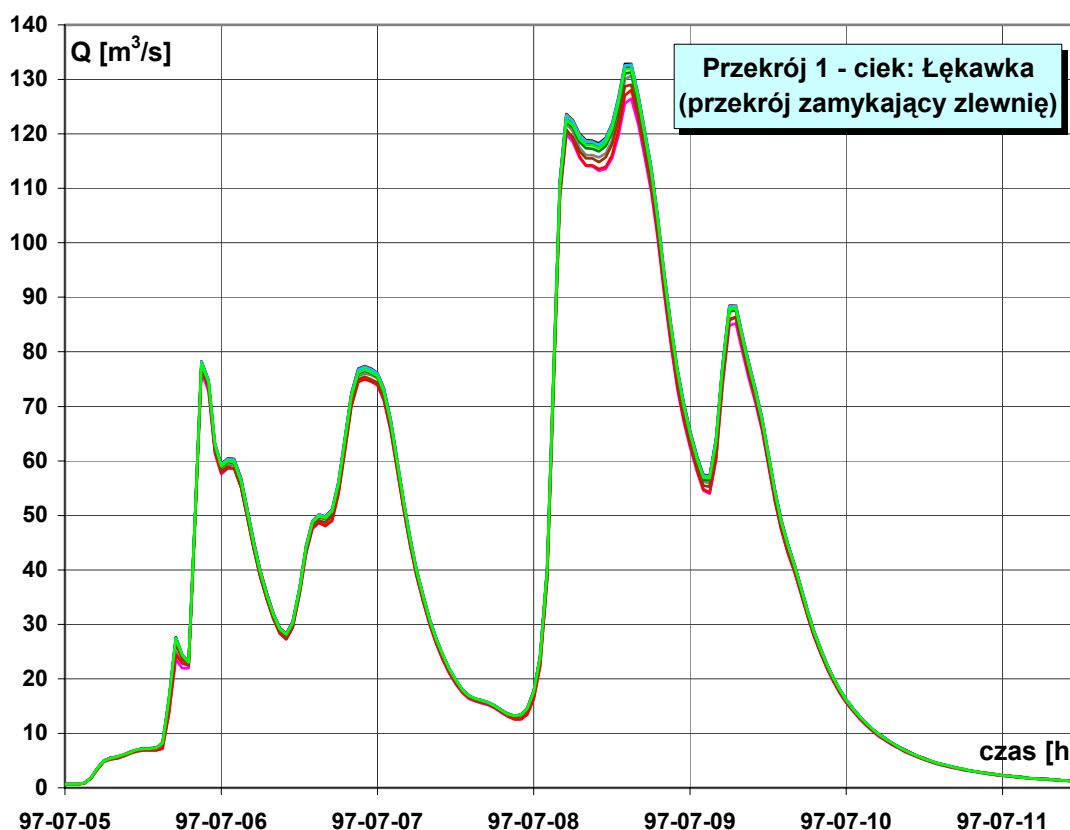
Tabela 5.4 Zestawienie wyników symulacji różnych form retencji dla zlewni Łękawka

		01. zlewnia naturalna	02. retencja wody z zabudowy rozproszonej	03. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem	04. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem z uwzględnieniem spływu powierzchniowego	05. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących	06. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących z uwzględnionym spływem powierzchniowym	07. retencja wody opadowej z wszystkich typów zabudowy	08. retencja wody opadowej z wszystkich typów zabudowy wraz z przechwyleniem spływu powierzchniowego	09. retencja wody z odwodnień dróg asfaltowych do zbiorników z uwzględnieniem spływu powierzchniowego	10. retencja wody z odwodnień całości dróg asfaltowych	11. zbiorniki retencyjne
Przekrój nr 1 (przekrój zamykający zlewnię)												
przepływ maksymalny	[m ³ /s]	132.8	132.6	132.6	131.3	132.0	129.0	130.7	128.1	132.2	126.5	120.6
redukcja przepływu maksymalnego	[m ³ /s]	-	0.2	0.2	1.6	0.9	3.8	2.1	4.8	0.6	6.4	12.2
	[%]	-	0.2	0.2	1.2	0.6	2.9	1.6	3.6	0.5	4.8	9.2
maksymalna redukcja przepływu	[m ³ /s]	-	0.2	0.3	1.7	1.1	4.1	3.1	6.0	0.7	7.2	22.6
redukcja objętości fali	[mln m ³]	-	0.035	0.052	0.262	0.173	0.597	0.429	0.806	0.091	0.898	-
	[%]	-	0.2	0.2	1.1	0.7	2.6	1.8	3.5	0.4	3.9	-
redukcja objętości w maksimum fali	[mln m ³]	-	0.014	0.018	0.106	0.066	0.246	0.170	0.321	0.039	0.370	0.631
	[%]	-	0.2	0.2	1.2	0.8	2.9	2.0	3.8	0.4	4.4	7.8
Przekrój nr 2												
przepływ maksymalny	[m ³ /s]	65.3	65.2	65.2	64.3	64.7	63.0	63.7	62.6	65.3	63.2	58.2
redukcja przepływu maksymalnego	[m ³ /s]	-	0.1	0.2	1.1	0.7	2.4	1.6	2.7	0.1	2.1	7.1
	[%]	-	0.2	0.3	1.6	1.0	3.6	2.5	4.2	0.1	3.3	10.9
maksymalna redukcja przepływu	[m ³ /s]	-	0.1	0.2	1.2	0.8	2.9	2.0	3.5	0.1	3.2	9.4
Przekrój nr 3												
przepływ maksymalny	[m ³ /s]	70.1	70.0	70.0	69.8	69.8	69.2	69.5	68.2	69.5	66.6	57.8
redukcja przepływu maksymalnego	[m ³ /s]	-	0.1	0.1	0.3	0.2	0.9	0.6	1.8	0.6	3.5	12.3
	[%]	-	0.1	0.1	0.5	0.3	1.3	0.9	2.6	0.9	4.9	17.6
maksymalna redukcja przepływu	[m ³ /s]	-	0.1	0.1	0.4	0.3	1.0	0.9	2.1	0.6	3.9	13.4
Przekrój nr 4												
przepływ maksymalny	[m ³ /s]	42.5	42.4	42.3	41.7	41.9	40.9	41.9	41.5	42.4	41.6	38.0
redukcja przepływu maksymalnego	[m ³ /s]	-	0.0	0.2	0.8	0.6	1.5	0.5	1.0	0.1	0.9	4.4
	[%]	-	0.1	0.4	1.9	1.3	3.6	1.3	2.3	0.1	2.1	10.5
maksymalna redukcja przepływu	[m ³ /s]	-	0.1	0.2	0.9	0.6	1.6	0.9	1.6	0.1	1.7	9.1
Przekrój nr 5												
przepływ maksymalny	[m ³ /s]	38.7	38.7	38.7	38.7	38.6	38.5	38.6	38.6	38.6	38.0	27.2
redukcja przepływu maksymalnego	[m ³ /s]	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.1	0.1	0.1	0.7	11.5
	[%]	-	0.0	0.0	0.0	0.1	0.6	0.1	0.1	0.2	1.8	29.7
maksymalna redukcja przepływu	[m ³ /s]	-	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.1	0.1	0.1	1.1	14.2
Przekrój nr 6												
przepływ maksymalny	[m ³ /s]	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.0	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2
redukcja przepływu maksymalnego	[m ³ /s]	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	[%]	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0
maksymalna redukcja przepływu	[m ³ /s]	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Przekrój nr 7												
przepływ maksymalny	[m ³ /s]	18.5	18.5	18.4	18.4	18.2	18.2	18.3	18.1	18.5	18.1	16.8
redukcja przepływu maksymalnego	[m ³ /s]	-	0.0	0.1	0.1	0.3	0.4	0.2	0.4	0.1	0.4	1.7
	[%]	-	0.1	0.5	0.5	1.5	2.0	1.1	2.2	0.3	2.1	9.1
maksymalna redukcja przepływu	[m ³ /s]	-	0.0	0.1	0.1	0.3	0.4	0.4	0.8	0.1	0.9	3.3

Hydrogramy w punktach kontrolnych dla wybranych form retencji

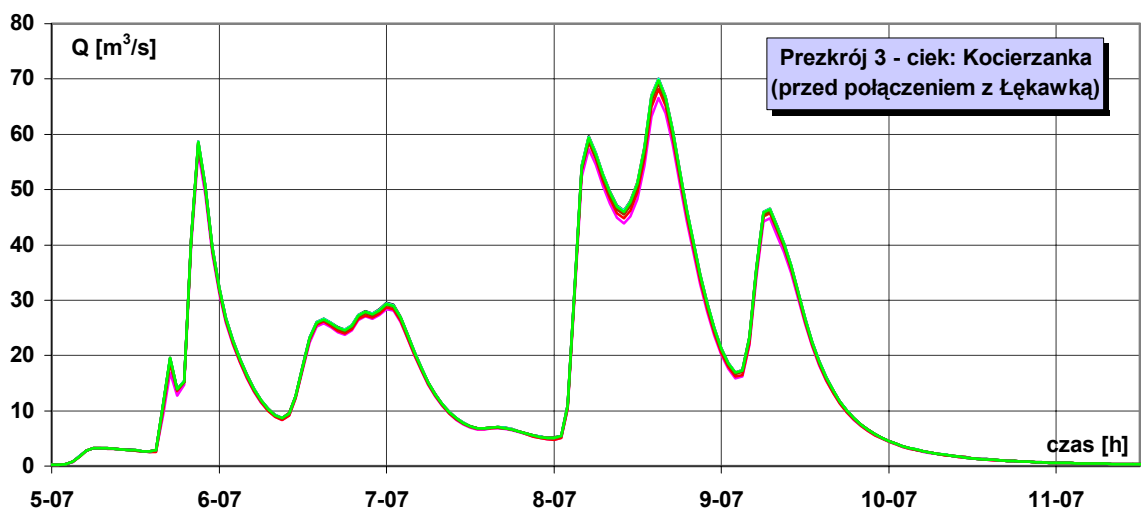
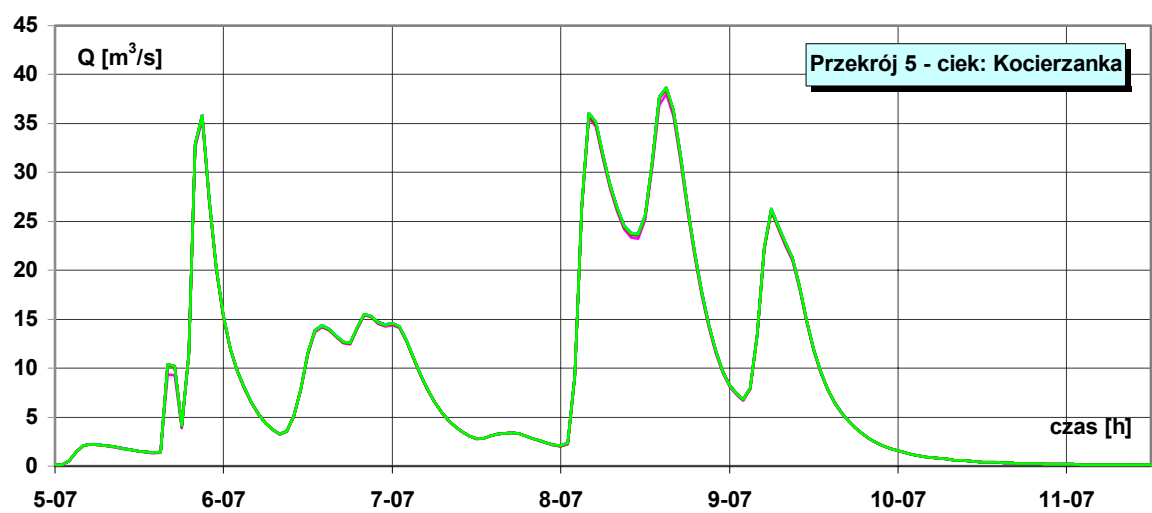
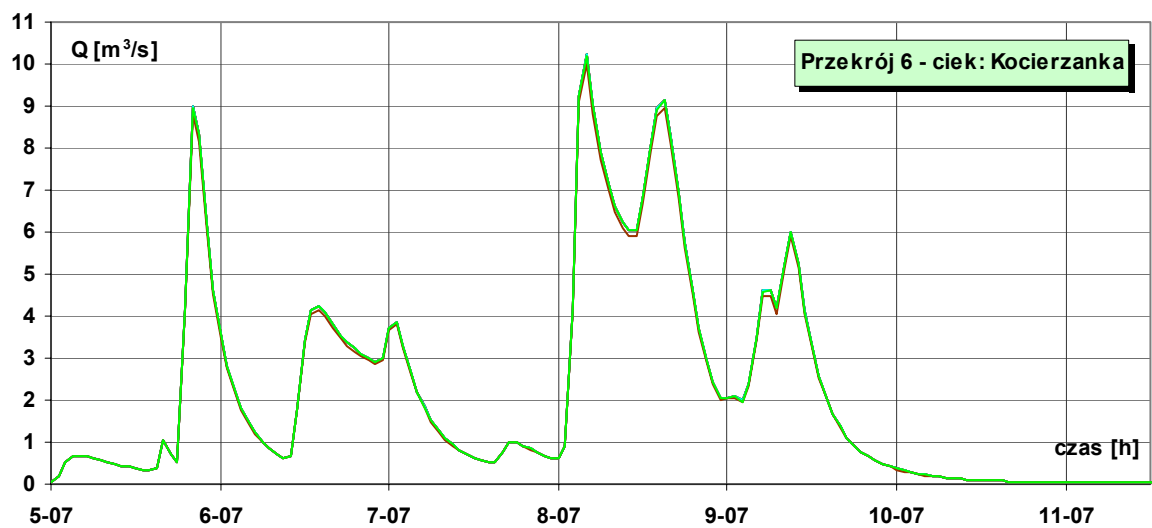
Legenda:

- 01. zlewnia naturalna
- 02. retencja wody z zabudowy rozproszonej
- 03. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem
- 04. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem z uwzględnieniem spływu powierzchniowego
- 05. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących
- 06. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących z uwzględnionym spływem powierzchniowym
- 07. retencja wody opadowej z wszystkich typów zabudowy
- 08. retencja wody opadowej z wszystkich typów zabudowy wraz z przechwyceniem spływu powierzchniowego
- 09. retencja wody z odwodnień dróg asfaltowych do zbiorników z uwzględnieniem spływu powierzchniowego
- 10. retencja wody z odwodnień wszystkich dróg asfaltowych



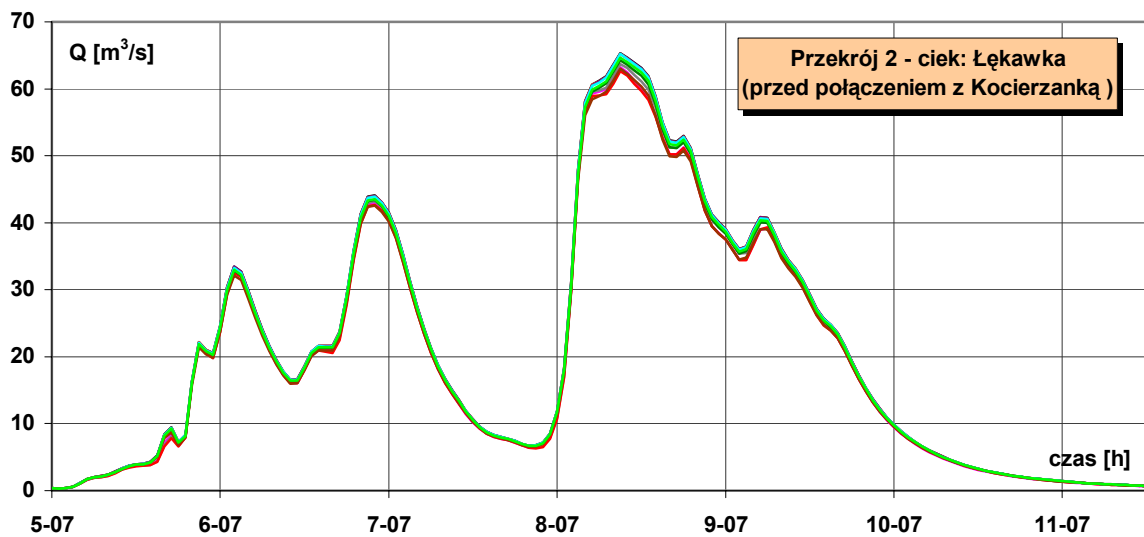
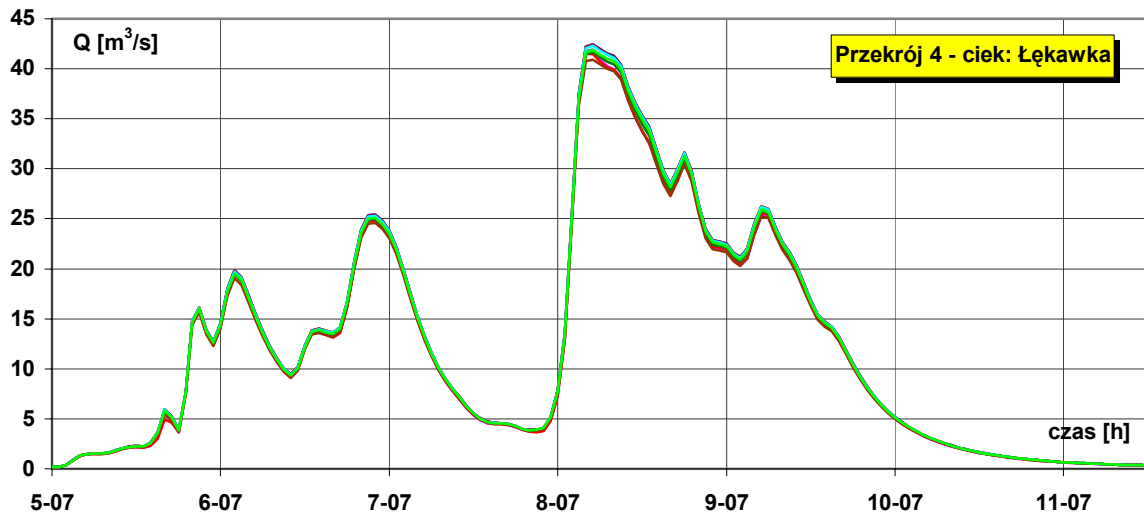
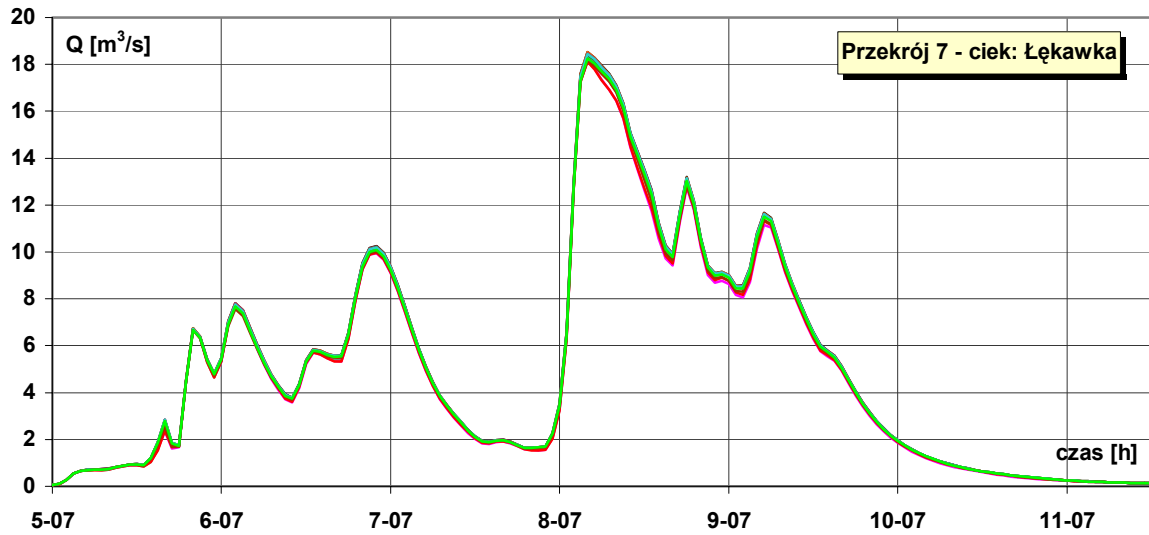
Rysunek 5.9. Wyniki obliczeń przepływów w przekroju zamykającym zlewnie rzeki Łękawki





Rysunek 5.10. Wyniki obliczeń przepływów w przekrojach kontrolnych rzeki Kocierzanki





Rysunek 5.11. Wyniki obliczeń przepływów w przekrojach kontrolnych rzeki Łękawki



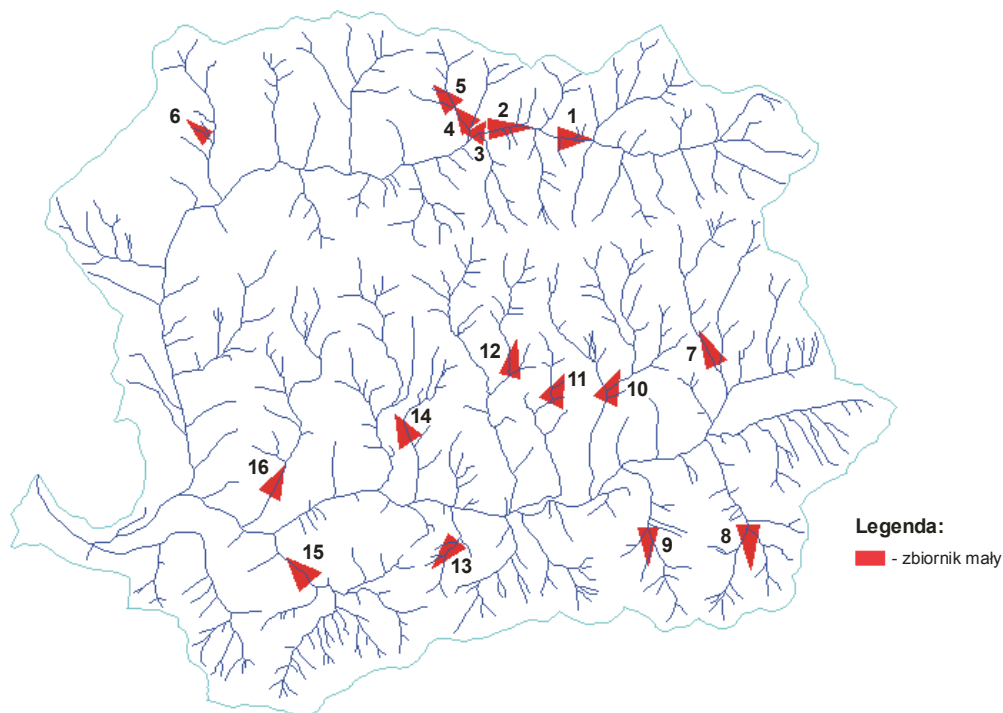
5.3. Analiza pracy małych zbiorników retencyjnych

Zgodnie z założeniami „Lokalnego planu ograniczenia skutków powodzi i profilaktyki przeciwpowodziowej dla powiatu Żywieckiego” wykonanego w ramach Komponentu B.4 Projektu Banku Światowego w kwietniu 2001 na terenie zlewni Łękawki zlokalizowano 16 zbiorników. Plan ten zakładał wybudowanie zbiorników na terenie zlewni Łękawki, przy czym w planie tym nie były sprecyzowane parametry zbiorników (typ, pojemność), dlatego zostały one przyjęte według zasad opisanych w rozdziale 2.

Rozmieszczenie zbiorników w zlewni Łękawki przedstawiono na rysunku 5.12. Sześć zbiorników zlokalizowano na cieku Kocierzanka, przy czym przyjęto, że trzy będą bezpośrednio zlokalizowane na cieku głównym, trzy pozostałe na dopływach. Pozostałe 10 zbiorników usytuowano na dopływach rzeki Łękawki. Większość zbiorników usytuowano poza ciekami (10 zbiorników). Tylko dla cieków, których powierzchnia zlewni jest mniejsza niż 1 km² zastosowano „łapacze przepływu” (zbiorniki typ 1) – 4 zbiorniki.

Większość zbiorników zostało usytuowane w górnych częściach zlewni, co z uwagi na gęstą zabudowę występującą w środkowej i dolnej części zlewni jest korzystnym rozwiązaniem.

W celu przeprowadzenia analizy zasadności budowy poszczególnych zbiorników, przyjęto wstępnie parametry zbiorników według zasad przedstawionych w niniejszej rozprawie w rozdziale 2.1.1.2. W kolejnych etapach przeprowadzanych symulacji poszukiwano optymalnej pojemności zbiorników oraz przepływu zredukowanego (Q_R). Ponieważ obliczenia prowadzone były dla rzeczywistych opadów zarejestrowanych w czasie powodzi z roku 1997, konieczne było przeprowadzenie weryfikacji przyjętych rozwiązań. Przeprowadzono to na podstawie oceny pracy zbiorników przy opadzie mniejszym i większym o 25% od opadu wykorzystanego przy optymalizacji parametrów zbiorników.



Rysunek 5.12. Lokalizacja małych zbiorników retencyjnych w zlewni Łękawki, według lokalnego planu

W tabelach od 5.5. do 5.7. przedstawiono parametry zbiorników wykorzystywane w obliczeniach symulacyjnych, natomiast w tabeli 5.8. zamieszczono ostatecznie przyjęte parametry obliczeniowe zbiorników.

Analizie została poddana praca każdego ze zbiorników indywidualnie, oraz działających w systemie (rysunek 5.12.). Dodatkowo dla każdego przypadku obliczeniowego określono hydrogram odpływu w przekroju zamykającym zlewnię. Wartością miarodajną, która określała skuteczność pracy jest wielkość maksymalnej redukcji przepływu w okresie pracy zbiornika. Wartość ta została odniesiona do wielkości przepływu, który w tym samym czasie wystąpił w zlewni naturalnej, czyli bez pracy urządzeń retencyjnych. Poniżej omówiono pracę poszczególnych zbiorników z określeniem redukcji przepływu w przekroju osi zbiornika dla różnych przypadków obliczeniowych.

Zestawienia redukcji przepływu dla poszczególnych przypadków obliczeniowych zostały pokazane w tabeli 5.10.

Tabela 5.5. Zestawienie wstępnie przyjętych parametrów zbiorników

Nr zbiornika	Powierzchnia zlewni [km ²]	Długość ciek głównego [km]	Spadek ciek głównego [-]	Szerokość koryta [m]	Przepływy prawdopodobne						Typ	Pojemność zbiornika		Redukcja przepływu [m ³ /s]	Wydatek upustu [m ³ /s]	Parametry zbiornika		
					50%	40%	30%	20%	2%	0.5%		Obliczona	Przyjęta			Głębokość [m]	Szerokość [m]	Powierzchnia [m ²]
					[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m ³]	[m ³]					
1	8.091	4.221	0.0723	3.60	4.23	5.20	7.15	10.26	28.93	47.32	2	35629	35700	7.10	1.40	4.0	95.0	9025
2	10.421	5.355	0.0635	4.32	5.16	6.32	8.63	12.33	34.43	56.11	2	40004	40100	8.60	1.70	5.0	90.0	8100
3	12.527	5.355	0.0637	4.94	5.92	7.22	9.82	13.98	38.72	62.92	2	65985	66000	9.80	1.90	5.5	110.0	12100
4	1.145	1.097	0.1231	0.88	0.94	1.32	1.71	2.53	7.59	12.70	2	7887	7900	0.90	0.10	1.0	90.0	8100
5	1.288	1.517	0.1088	0.96	1.04	1.32	1.88	6.13	8.37	14.02	2	6253	6300	1.00	0.20	1.0	80.0	6400
6	0.228	0.269	0.2230	0.28	0.27	0.35	0.52	0.79	2.48	4.23	1	1608	1700	0.15	0.15	1.0	5.0	-
7	1.724	2.740	0.1204	1.18	1.32	1.69	2.45	3.68	11.27	19.02	2	6686	6700	1.65	0.30	1.0	85.0	7225
8	1.968	1.470	0.1224	1.30	1.42	1.79	2.54	3.75	11.12	18.55	2	14988	15000	1.40	0.20	1.0	125.0	15625
9	1.573	1.470	0.1313	1.11	1.25	1.59	2.28	3.40	10.28	17.26	2	11532	11600	1.20	0.20	1.0	110.0	12100
10	4.683	2.853	0.1125	2.43	2.83	3.54	4.98	7.29	21.35	35.43	2	33088	33100	3.50	0.70	2.5	120.0	14400
11	0.541	1.190	0.0882	0.51	0.59	0.75	1.07	1.60	4.85	8.16	1	1548	1600	0.40	0.40	1.0	10.0	-
12	1.546	2.193	0.0433	1.09	1.30	1.60	2.21	3.18	9.00	14.75	2	2429	2500	1.60	0.30	1.0	50.0	2500
13	0.565	0.976	0.0820	0.53	0.63	0.80	1.13	1.68	5.00	8.36	1	1935	2000	0.50	0.50	1.0	10.0	-
14	0.967	1.693	0.0768	0.78	0.93	1.17	1.67	2.46	7.32	12.23	1	2629	2700	0.60	0.60	1.0	10.0	-
15	5.108	2.483	0.0455	2.59	3.41	4.12	5.54	7.80	21.16	34.10	2	18673	18700	4.10	0.80	3.0	80.0	6400
16	3.631	3.543	0.0796	2.02	2.42	3.03	4.24	6.20	18.08	29.94	2	12457	12500	3.00	0.60	2.0	80.0	6400

typy zbiorników 1. zbiornik usytuowany na ciek 2. zbiornik usytuowany po za ciekim

Tabela 5.6. Zestawienie parametrów zbiorników po zwiększeniu pojemności

Nr zbiornika	Powierzchnia zlewni [km ²]	Długość ciek głównego [km]	Spadek ciek głównego [-]	Szerokość koryta [m]	Przepływy prawdopodobne						Typ	Pojemność zbiornika		Redukcja przepływu [m ³ /s]	Wydatek upustu [m ³ /s]	Parametry zbiornika		
					50%	40%	30%	20%	2%	1%		Obliczona	Przyjęta			Głębokość [m]	Szerokość [m]	Powierzchnia [m ²]
					[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m ³]	[m ³]					
1	8.091	4.221	0.0723	3.60	4.23	5.20	7.15	10.26	28.93	47.32	2	35629	53500	7.10	1.40	4.0	120.0	14400
2	10.421	5.355	0.0635	4.32	5.16	6.32	8.63	12.33	34.43	56.11	2	40004	60100	8.60	1.70	5.0	110.0	12100
3	12.527	5.355	0.0637	4.94	5.92	7.22	9.82	13.98	38.72	62.92	2	65985	82500	9.80	1.90	5.5	125.0	15625
4	1.145	1.097	0.1231	0.88	0.94	1.32	1.71	2.53	7.59	12.70	2	7887	11900	0.90	0.10	1.0	110.0	12100
5	1.288	1.517	0.1088	0.96	1.04	1.32	1.88	6.13	8.37	14.02	2	6253	9400	1.00	0.20	1.0	100.0	10000
6	0.228	0.269	0.2230	0.28	0.27	0.35	0.52	0.79	2.48	4.23	1	1608	2100	0.15	0.15	1.0	5.0	-
7	1.724	2.740	0.1204	1.18	1.32	1.69	2.45	3.68	11.27	19.02	2	6686	8400	1.65	0.30	1.0	95.0	9025
8	1.968	1.470	0.1224	1.30	1.42	1.79	2.54	3.75	11.12	18.55	2	14988	18800	1.40	0.20	1.0	140.0	19600
9	1.573	1.470	0.1313	1.11	1.25	1.59	2.28	3.40	10.28	17.26	2	11532	14500	1.20	0.20	1.0	125.0	15625
10	4.683	2.853	0.1125	2.43	2.83	3.54	4.98	7.29	21.35	35.43	2	33088	41400	3.50	0.70	2.5	130.0	16900
11	0.541	1.190	0.0882	0.51	0.59	0.75	1.07	1.60	4.85	8.16	1	1548	2400	0.40	0.40	1.0	10.0	-
12	1.546	2.193	0.0433	1.09	1.30	1.60	2.21	3.18	9.00	14.75	2	2429	3700	1.60	0.30	1.0	65.0	4225
13	0.565	0.976	0.0820	0.53	0.63	0.80	1.13	1.68	5.00	8.36	1	1935	3000	0.50	0.50	1.0	10.0	-
14	0.967	1.693	0.0768	0.78	0.93	1.17	1.67	2.46	7.32	12.23	1	2629	4000	0.60	0.60	1.0	10.0	-
15	5.108	2.483	0.0455	2.59	3.41	4.12	5.54	7.80	21.16	34.10	2	18673	28100	4.10	0.80	3.0	100.0	10000
16	3.631	3.543	0.0796	2.02	2.42	3.03	4.24	6.20	18.08	29.94	2	12457	18700	3.00	0.60	2.0	100.0	10000

typy zbiorników 1. zbiornik usytuowany na ciek 2. zbiornik usytuowany po za ciekim

Tabela 5.7. Zestawienie parametrów zbiorników po zmianie przepływu zredukowanego

Nr zbiornika	Powierzchnia zlewni [km ²]	Długość ciek głównego [km]	Spadek ciek głównego [-]	Szerokość koryta [m]	Przepływy prawdopodobne						Typ	Pojemność zbiornika		Redukcja przepływu [m ³ /s]	Wydatek upustu [m ³ /s]	Parametry zbiornika		
					50%	40%	30%	20%	2%	1%		Obliczona	Przyjęta			Głębokość [m]	Szerokość [m]	Powierzchnia [m ²]
					[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m ³]	[m ³]					
1	8.091	4.221	0.0723	3.60	4.23	5.20	7.15	10.26	28.93	47.32	2	35629	53500	10.00	2.00	4.0	120.0	14400
2	10.421	5.355	0.0635	4.32	5.16	6.32	8.63	12.33	34.43	56.11	2	40004	60100	12.00	2.40	5.0	110.0	12100
3	12.527	5.355	0.0637	4.94	5.92	7.22	9.82	13.98	38.72	62.92	2	65985	82500	9.80	1.90	5.5	125.0	15625
4	1.145	1.097	0.1231	0.88	0.94	1.32	1.71	2.53	7.59	12.70	2	7887	11900	1.70	0.30	1.0	110.0	12100
5	1.288	1.517	0.1088	0.96	1.04	1.32	1.88	6.13	8.37	14.02	2	6253	9400	2.50	0.50	1.0	100.0	10000
6	0.228	0.269	0.2230	0.28	0.27	0.35	0.52	0.79	2.48	4.23	1	1608	2100	0.15	0.15	1.0	5.0	-
7	1.724	2.740	0.1204	1.18	1.32	1.69	2.45	3.68	11.27	19.02	2	6686	8400	1.65	0.30	1.0	95.0	9025
8	1.968	1.470	0.1224	1.30	1.42	1.79	2.54	3.75	11.12	18.55	2	14988	18800	1.40	0.20	1.0	140.0	19600
9	1.573	1.470	0.1313	1.11	1.25	1.59	2.28	3.40	10.28	17.26	2	11532	14500	1.20	0.20	1.0	125.0	15625
10	4.683	2.853	0.1125	2.43	2.83	3.54	4.98	7.29	21.35	35.43	2	33088	41400	3.50	0.70	2.5	130.0	16900
11	0.541	1.190	0.0882	0.51	0.59	0.75	1.07	1.60	4.85	8.16	1	1548	2400	0.60	0.60	1.0	10.0	-
12	1.546	2.193	0.0433	1.09	1.30	1.60	2.21	3.18	9.00	14.75	2	2429	3700	1.60	0.30	1.0	65.0	4225
13	0.565	0.976	0.0820	0.53	0.63	0.80	1.13	1.68	5.00	8.36	1	1935	3000	0.60	0.60	1.0	10.0	-
14	0.967	1.693	0.0768	0.78	0.93	1.17	1.67	2.46	7.32	12.23	1	2629	4000	0.90	0.90	1.0	10.0	-
15	5.108	2.483	0.0455	2.59	3.41	4.12	5.54	7.80	21.16	34.10	2	18673	28100	4.10	0.80	3.0	100.0	10000
16	3.631	3.543	0.0796	2.02	2.42	3.03	4.24	6.20	18.08	29.94	2	12457	18700	3.50	0.70	2.0	100.0	10000

typy zbiorników 1. zbiornik usytuowany na cieku 2. zbiornik usytuowany po za ciekim

Tabela 5.8. Zestawienie optymalnych parametrów zbiorników

Nr zbiornika	Powierzchnia zlewni [km ²]	Długość ciek głównego [km]	Spadek ciek głównego [-]	Szerokość koryta [m]	Przepływy prawdopodobne						Typ	Pojemność zbiornika		Redukcja przepływu [m ³ /s]	Wydatek upustu [m ³ /s]	Parametry zbiornika		
					50%	40%	30%	20%	2%	0.5%		Obliczona	Przyjęta			Głębokość [m]	Szerokość [m]	Powierzchnia [m ²]
					[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m ³]	[m ³]					
1	8.091	4.221	0.0723	3.60	4.23	5.20	7.15	10.26	28.93	47.32	2	35629	53500	10.00	2.00	4.0	120.0	14400
2	10.421	5.355	0.0635	4.32	5.16	6.32	8.63	12.33	34.43	56.11	2	40004	60100	12.00	2.40	5.0	110.0	12100
3	12.527	5.355	0.0637	4.94	5.92	7.22	9.82	13.98	38.72	62.92	2	65985	82500	9.80	1.90	5.5	125.0	15625
4	1.145	1.097	0.1231	0.88	0.94	1.32	1.71	2.53	7.59	12.70	2	7887	11900	1.70	0.30	1.0	110.0	12100
5	1.288	1.517	0.1088	0.96	1.04	1.32	1.88	6.13	8.37	14.02	2	6253	9400	2.50	0.50	1.0	100.0	10000
6	0.228	0.269	0.2230	0.28	0.27	0.35	0.52	0.79	2.48	4.23	1	1608	1700	0.15	0.15	1.0	5.0	-
7	1.724	2.740	0.1204	1.18	1.32	1.69	2.45	3.68	11.27	19.02	2	6686	8400	1.65	0.30	1.0	95.0	9025
8	1.968	1.470	0.1224	1.30	1.42	1.79	2.54	3.75	11.12	18.55	2	14988	15000	1.40	0.20	1.0	125.0	15625
9	1.573	1.470	0.1313	1.11	1.25	1.59	2.28	3.40	10.28	17.26	2	11532	14500	1.20	0.20	1.0	125.0	15625
10	4.683	2.853	0.1125	2.43	2.83	3.54	4.98	7.29	21.35	35.43	2	33088	33100	3.50	0.70	2.5	120.0	14400
11	0.541	1.190	0.0882	0.51	0.59	0.75	1.07	1.60	4.85	8.16	1	1548	1600	0.40	0.40	1.0	10.0	-
12	1.546	2.193	0.0433	1.09	1.30	1.60	2.21	3.18	9.00	14.75	2	2429	3700	1.60	0.30	1.0	65.0	4225
13	0.565	0.976	0.0820	0.53	0.63	0.80	1.13	1.68	5.00	8.36	1	1935	3000	0.60	0.60	1.0	10.0	-
14	0.967	1.693	0.0768	0.78	0.93	1.17	1.67	2.46	7.32	12.23	1	2629	2700	0.90	0.90	1.0	10.0	-
15	5.108	2.483	0.0455	2.59	3.41	4.12	5.54	7.80	21.16	34.10	2	18673	28100	4.10	0.80	3.0	100.0	10000
16	3.631	3.543	0.0796	2.02	2.42	3.03	4.24	6.20	18.08	29.94	2	12457	18700	3.50	0.70	2.0	100.0	10000

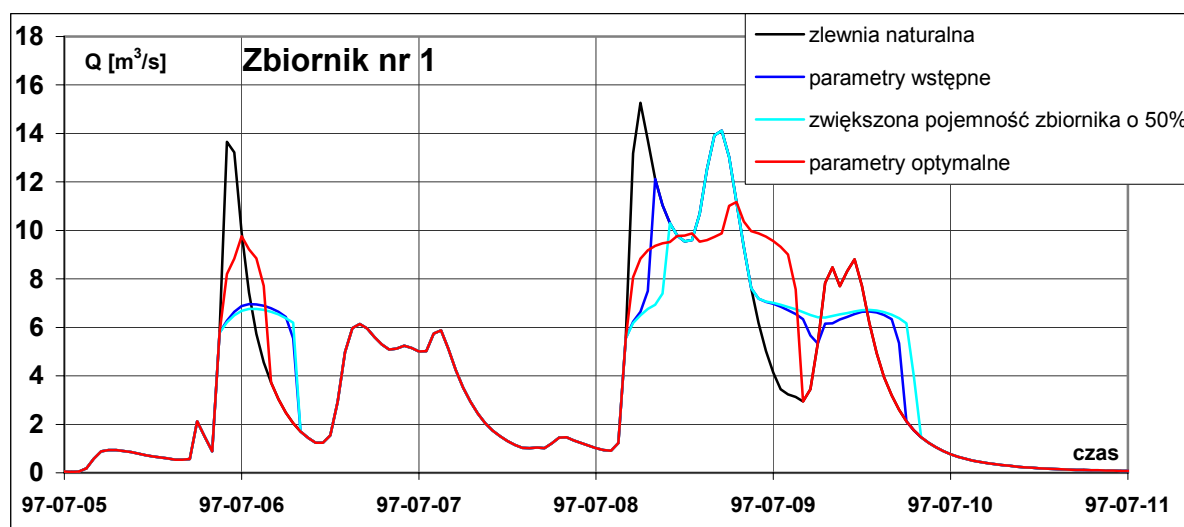
typy zbiorników 1. zbiornik usytuowany na cieku 2. zbiornik usytuowany po za ciekim

Tabela 5.9. Zestawienie wyników obliczeń przepływu dla zbiorników zlokalizowanych w zlewni rzeki Łękawki

Przekrój	Zlewnia naturalna	Parametry określone wstępnie			Zwiększona pojemność zbiornika			Zmieniony przepływ zredukowany			Parametry optymalne			Opad zmniejszony o 25%				Opad zwiększony o 25%			
	Przepływ maksymalny	Przepływ maksymalny	Redukcja przepływu		Przepływ maksymalny	Redukcja przepływu		Przepływ maksymalny	Redukcja przepływu		Przepływ maksymalny	Redukcja przepływu		Przepływ maksymalny bez pracy zbiornika	Przepływ maksymalny	Redukcja przepływu		Przepływ maksymalny bez pracy zbiornika	Przepływ maksymalny	Redukcja przepływu	
			[m³/s]	[m³/s]		[m³/s]	[%]		[m³/s]	[m³/s]		[%]	[m³/s]			[m³/s]	[%]			[m³/s]	[m³/s]
zbiornik 1	15.27	14.11	1.15	8	14.11	1.15	8	11.17	4.10	37	11.17	4.10	37	10.98	9.58	1.41	15	18.34	15.00	3.34	22
zbiornik 2	19.33	18.13	1.21	7	18.13	1.21	7	12.22	7.12	58	12.22	7.12	58	14.08	12.00	2.08	17	23.33	19.50	3.84	20
zbiornik 3	21.53	20.06	1.46	7	13.66	7.87	58	13.66	7.87	58	13.66	7.87	58	15.64	9.90	5.74	58	25.93	21.64	4.29	20
zbiornik 4	2.90	2.90	0.00	0	2.90	0.00	0	1.69	1.21	72	1.69	1.21	72	2.19	1.60	0.60	37	3.69	3.69	0.00	0
zbiornik 5	4.43	4.43	0.00	0	4.43	0.00	0	3.05	1.39	46	3.05	1.39	46	3.31	2.43	0.88	36	5.89	5.84	0.04	1
zbiornik 6	0.23	0.17	0.07	40	0.17	0.06	38	0.17	0.06	38	0.17	0.07	40	0.15	0.15	0.00	0	0.29	0.27	0.02	7
zbiornik 7	2.74	2.27	0.47	21	2.19	0.55	25	2.19	0.55	25	2.19	0.55	25	2.09	1.66	0.43	26	3.57	2.95	0.62	21
zbiornik 8	3.46	2.47	0.99	40	2.47	0.99	40	2.47	0.99	40	2.47	0.99	40	2.45	1.38	1.07	77	4.60	3.39	1.21	36
zbiornik 9	2.18	1.84	0.35	19	1.69	0.50	30	1.69	0.50	30	1.69	0.50	30	1.60	1.17	0.43	37	2.60	2.51	0.09	4
zbiornik 10	6.66	5.43	1.23	23	5.43	1.23	23	5.43	1.23	23	5.43	1.23	23	4.92	3.39	1.53	45	7.88	7.58	0.31	4
zbiornik 11	0.65	0.65	0.00	0	0.64	0.01	1	0.60	0.05	8	0.60	0.05	8	0.47	0.40	0.07	18	0.93	0.93	0.00	0
zbiornik 12	2.53	2.36	0.17	7	2.28	0.25	11	2.28	0.25	11	2.28	0.25	11	1.91	1.54	0.37	24	3.07	2.76	0.32	11
zbiornik 13	0.84	0.82	0.01	1	0.79	0.04	6	0.71	0.13	18	0.70	0.13	18	0.63	0.63	0.01	1	1.01	1.01	0.00	0
zbiornik 14	0.92	0.92	0.00	0	0.92	0.00	0	0.86	0.06	7	0.86	0.06	7	0.67	0.67	0.00	0	1.39	1.34	0.04	3
zbiornik 15	6.90	6.54	0.37	6	5.12	1.78	35	5.12	1.78	35	5.12	1.78	35	5.16	4.03	1.13	28	8.43	8.17	0.26	3
zbiornik 16	5.31	5.31	0.00	0	5.31	0.00	0	4.95	0.36	7	4.95	0.36	7	3.63	3.44	0.19	5	6.51	6.51	0.00	0
przekrój zamykający zlewnię	132.92	128.54	4.38	3	122.07	10.85	9	120.70	12.22	10	120.62	12.30	10	132.92	92.62	10.37	11	166.89	163.76	3.13	2

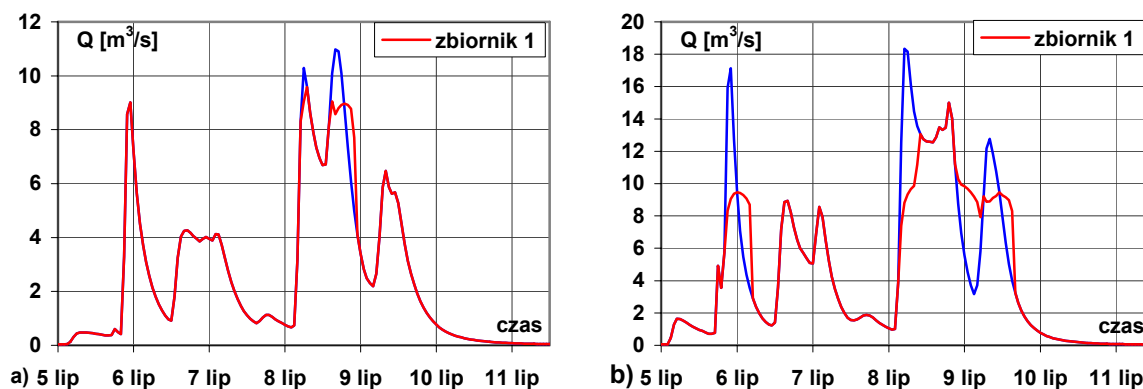
ZBIORNIK NR 1

Zbiornik nr 1 znajduje się w górnej części zlewni, na rzece Kocierzance. Jest to zbiornik posadowiony obok koryta ciek (typ 2). Zamyka on zlewnię o powierzchni ok. 8 km², dla ciek o długości ok. 4 km. Wstępnie określone parametry zbiornika spowodowały redukcję przepływu o zaledwie 8%. W przypadku zmiany pojemności zbiornika nawet o 50%, wielkość redukcji nie uległa zmianie. Najlepszy wynik uzyskano przy zmianie przepływu zredukowanego, który został określony jako przepływ o prawdopodobieństwie 20%. Taka zmiana spowodowała redukcję przepływu o 37%. Tak dobrane parametry przyjęto jako optymalne. Hydrogram odpływu ze zbiornika przedstawiono na rysunku 5.13.



Rysunek 5.13. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 1

Zmiana wielkości opadu nie wpływa w radykalny sposób na pracę zbiornika (tabela 5.8., rysunek 5.14.), wynika z tego, że parametry zostały przyjęte prawidłowo.

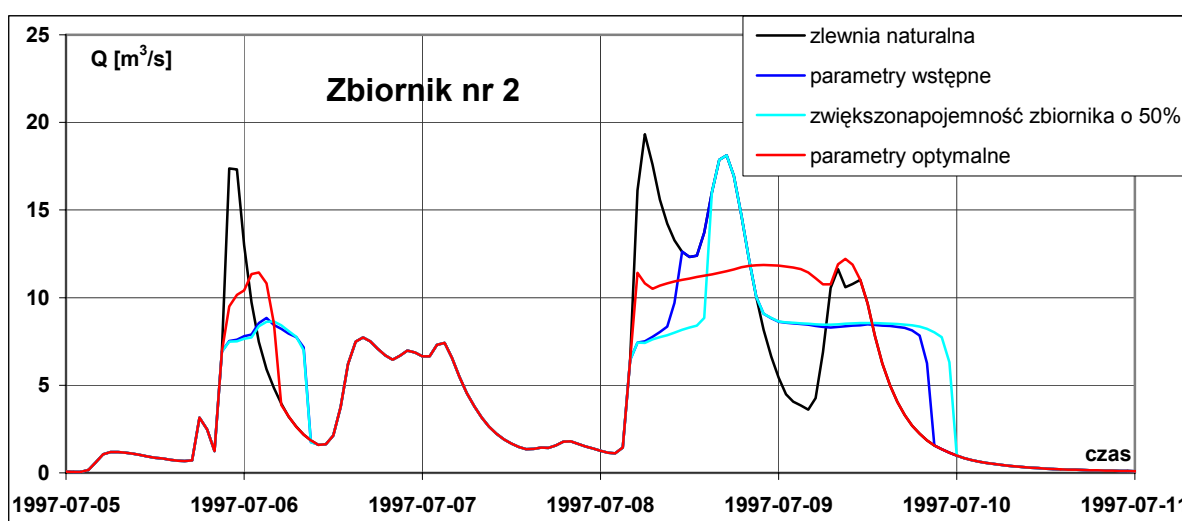


Rysunek 5.14. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 1 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



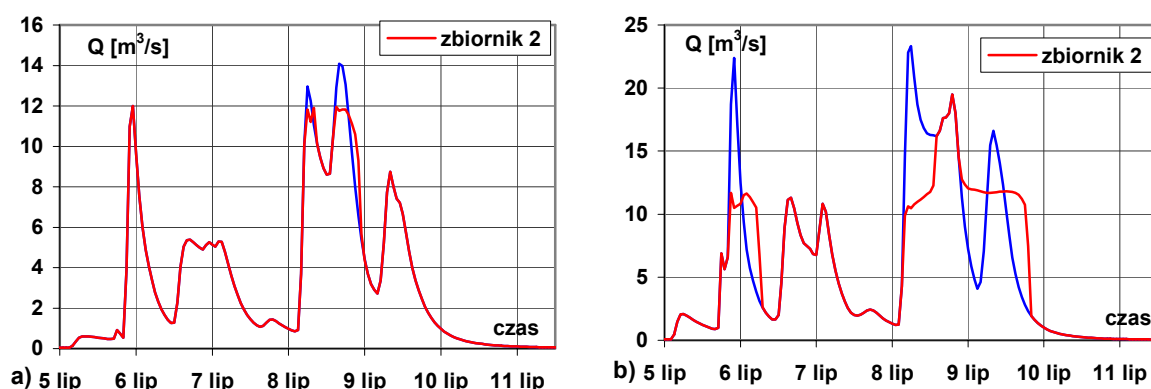
ZBIORNIK NR 2

Zbiornik nr 2 został zlokalizowany w górnej części zlewni, na rzece Kocierzance, poniżej zbiornika nr 1. Jest to zbiornik posadowiony obok koryta ciek (typ 2), zbierający wodę ze zlewni o powierzchni ok. 10.4 km² i ciek o długości ok. 5.3 km. Podobnie jak w przypadku zbiornika nr 1 wstępnie określone parametry zbiornika spowodowały niewielką zmianę wartości przepływu (około 7%). Także zmiana pojemności zbiornika nawet o 50% nie wpłynęła na redukcję przepływu. Natomiast zmiana przepływu zredukowanego, który został określony jako przepływ o prawdopodobieństwie 20%, spowodowała redukcję przepływu o 58%. Określone na tej podstawie parametry przyjęto jako optymalne. Na rysunku 5.15. przedstawiono hydrogram odpływu ze zbiornika.



Rysunek 5.15. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 2

Zmiana wielkości opadu nie wpływa w radykalny sposób na pracę zbiornika (tabela 5.9., rysunek 5.16.), wynika z tego, że parametry zostały przyjęte prawidłowo.

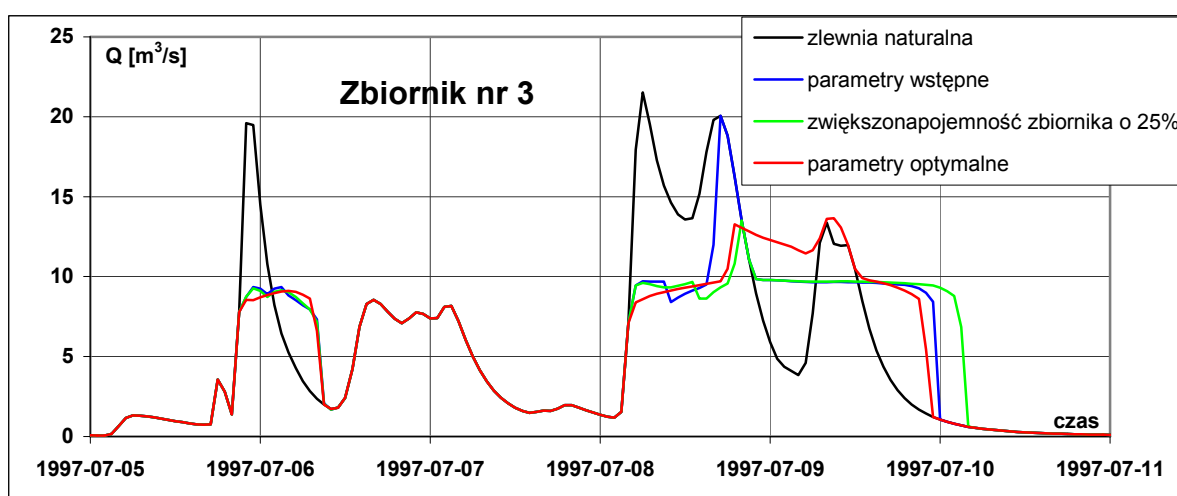


Rysunek 5.16. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 2 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



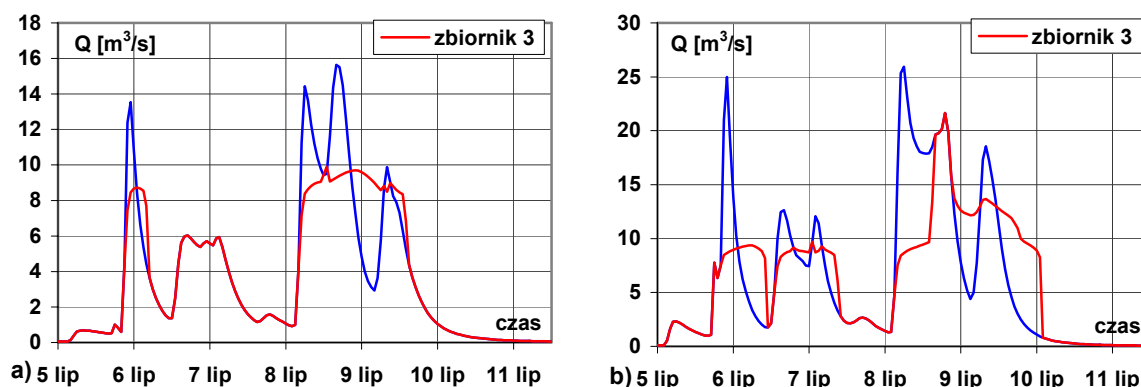
ZBIORNIK NR 3

Zbiornik nr 3 jest usytuowany obok koryta rzeki Kocierzanki (typ 2), w górnej części zlewni, poniżej zbiornika nr 1 i nr 2. Powierzchnia zlewni zamknięta jego przekrojem wynosi ok. 12.5 km², a długość cieków ok. 5.3 km. Określone w wyniku wstępnych obliczeń parametry zbiornika powodują, podobnie jak w przypadku zbiornika nr 2, redukcję przepływu o zaledwie 7%. Zwiększenie pojemności zbiornika o 25% powoduje wzrost redukcji przepływu do 58%. Taką samą wartość redukcji przepływu otrzymano w wyniku zmniejszenia wartości przepływu zredukowanego, określonego jako przepływ o prawdopodobieństwie 20%. Parametry zbiornika dobrane dla tego przypadku obliczeniowego zostały zatem przyjęte jako optymalne. Hydrogram odpływu ze zbiornika przedstawia rysunek 5.17.



Rysunek 5.17. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 3

Następnej analizie podano wpływ wysokości opadu na hydrogram odpływu ze zbiornika przedstawiony na rysunku 5.18.



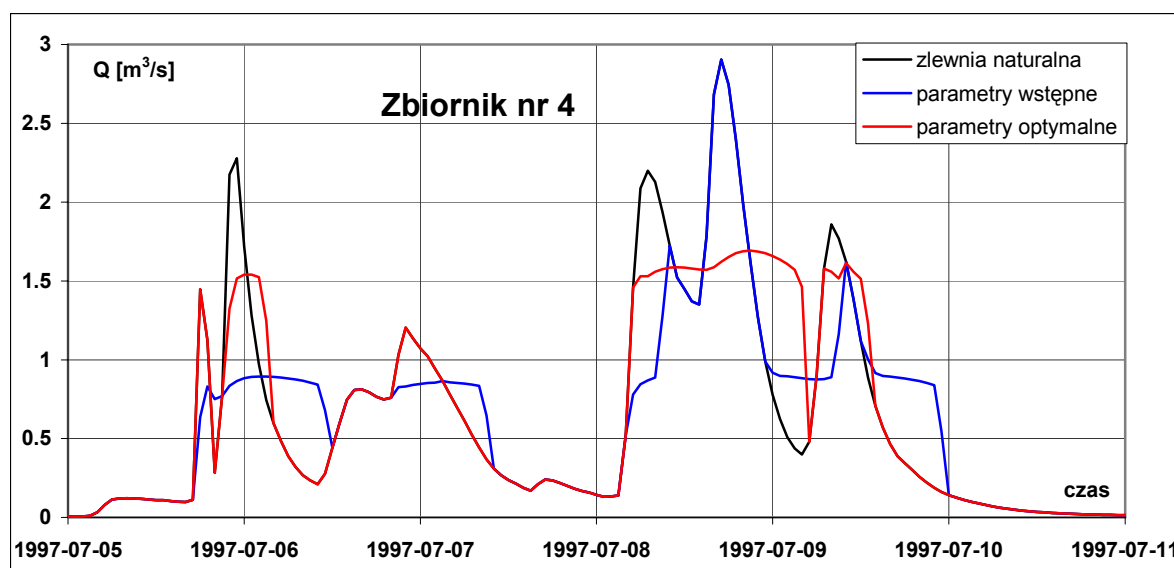
Rysunek 5.18. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 3 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



W przypadku zmniejszenia wielkości opadu uzyskano taką samą wartość redukcji jak w przypadku zwiększenia pojemności zbiornika lub zmniejszenia przepływu zredukowanego (o 58%), natomiast zwiększenie wielkości opadu nie powoduje zmian w redukcji przepływu. Wartości przepływów otrzymane w wyniku kolejnych obliczeń znajdują się w tabeli 5.9. Można zatem uznać, że parametry zbiornika nr 3 zostały przyjęte prawidłowo.

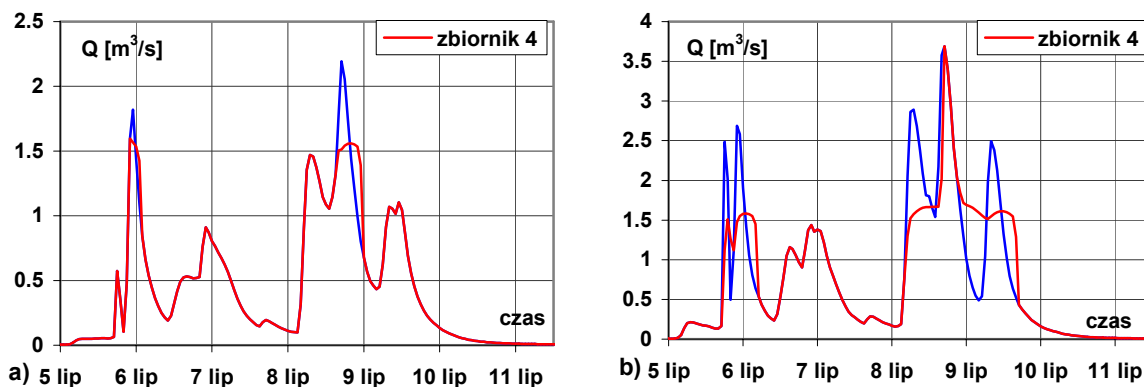
ZBIORNIK NR 4

Zbiornik nr 4 znajduje się w górnej części zlewni, przy korycie prawobrzeżnego dopływu rzeki Kocierzanki (zbiornik typ 2). Zbiornik ten zamyka niewielką zlewnię. Jej powierzchnia wynosi około 1.1 km², natomiast długość cieków wynosi około 1 km. Wstępne obliczenia pozwalają na określenie parametrów zbiornika. W wyniku tych obliczeń nie uzyskano żadnej redukcji przepływu. Zwiększenie pojemności zbiornika także nie spowodowało redukcji przepływu. Znacząca redukcja przepływu, bo aż o 72%, jest zauważalna dopiero po zmianie wartości przepływu zredukowanego. Dobrane do tego przypadku obliczeniowego parametry zbiornika uznano za optymalne. Na rysunku 5.19. przedstawiono hydrogram odpływu ze zbiornika.



Rysunek 5.19. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 4

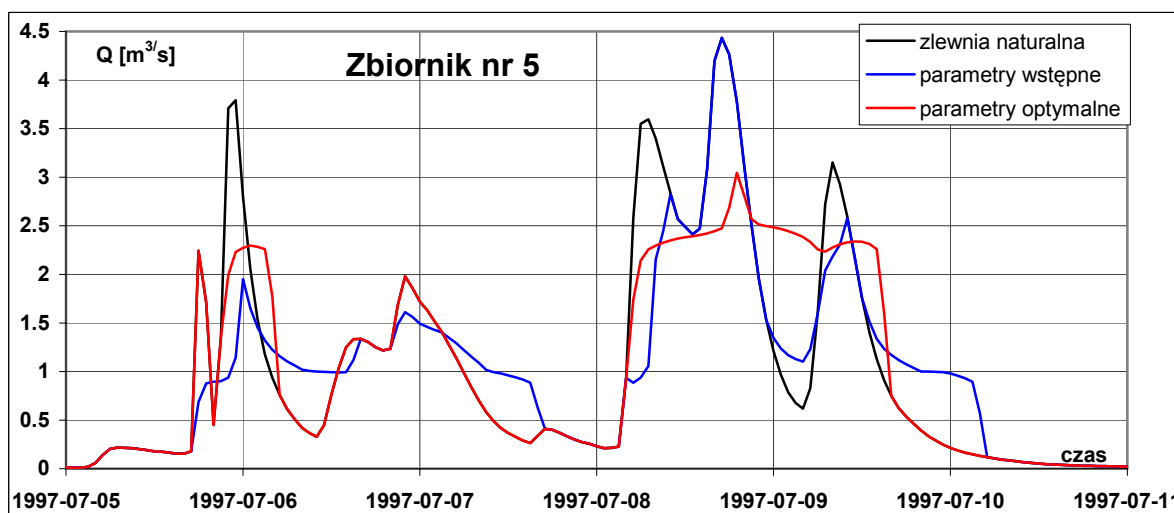
Przypadek obliczeniowy, w którym dokonano zmiany wielkości opadu ukazuje, że taka operacja nie powoduje już dodatkowego wzrostu redukcji przepływu, a nawet jest ona znacznie mniejsza. Wynik tych obliczeń obrazuje rysunek 5.20. a uzyskane wartości znajdują się w tabeli 5.8. Parametry uznane za optymalne są przyjęte prawidłowo.



Rysunek 5.20. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 4 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%

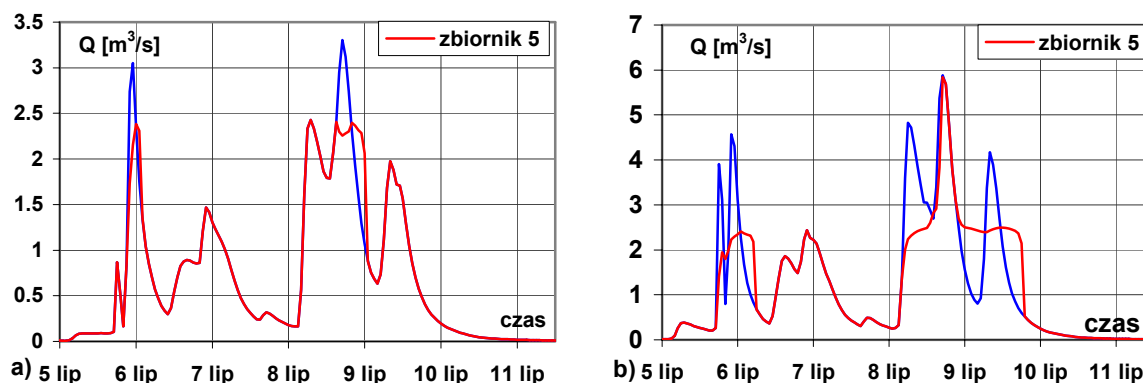
ZBIORNIK NR 5

Podobnie jak zbiornik nr 4, zbiornik nr 5 zlokalizowany jest w górnej części zlewni, przy korycie prawobrzeżnego dopływu rzeki Kocierzanki (zbiornik typ 2). Powierzchnia zlewni zamkniętej zbiornikiem piątym wynosi ok. 1.3 km², a długość cieku ok. 1.5 km. W wyniku obliczeń wstępnych zostały określone parametry zbiornika nr 5. Przypadek ten jest podobny do poprzednio analizowanego. Zwiększenie wymiarów zbiornika, co wiąże się ze wzrostem jego pojemności, nie powoduje żadnych zmian w przepływie. Jedynym skutecznym rozwiązaniem dla zbiornika nr 5 jest zmniejszenie wartości przepływu zredukowanego. W wyniku tej zmiany otrzymano redukcję przepływu o 46%. Parametry zbiornika dla tego rozwiązania są uznane parametrami optymalnymi. Wartości tych parametrów znajdują się w tabeli 5.7. Hydrogram odpływu ze zbiornika pokazano na rysunku 5.21.



Rysunek 5.21. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 5

Analiza zmian wpływu wielkości opadu na odpływ ze zbiornika, przedstawiona na rysunku 5.22. wykazała, że zmiany te powodują wzrost redukcji przepływu, głównie przy zmniejszeniu wielkości opadu. Podobnie jak we wszystkich dotychczas rozpatrywanych przypadkach największe znaczenie miała zmiana przepływu zredukowanego, a więc parametry określone dla tego przypadku słusznie zostały uznane za optymalne.



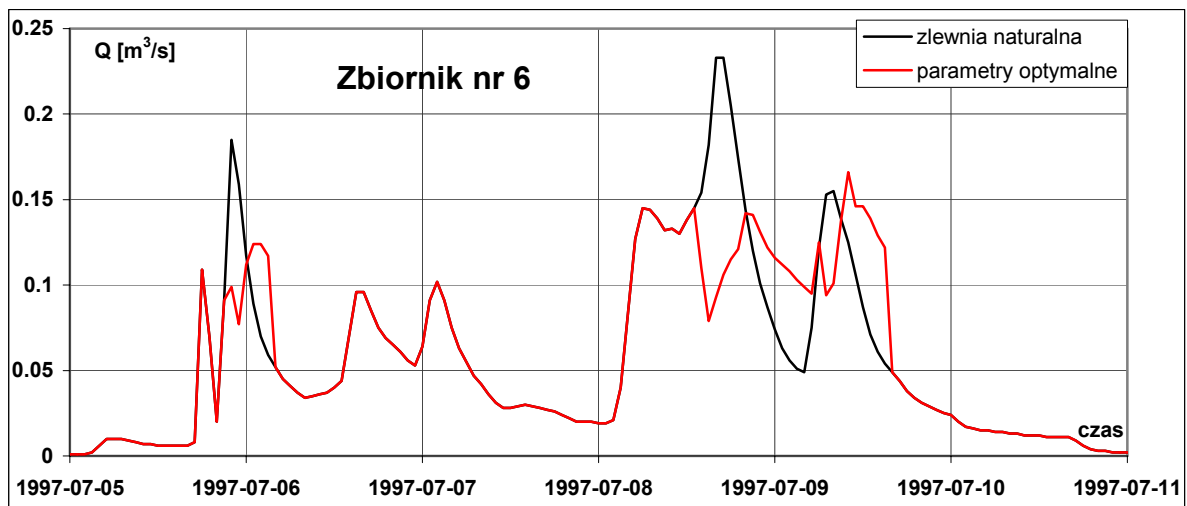
Rysunek 5.22. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 5 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%

ZBIORNIK NR 6

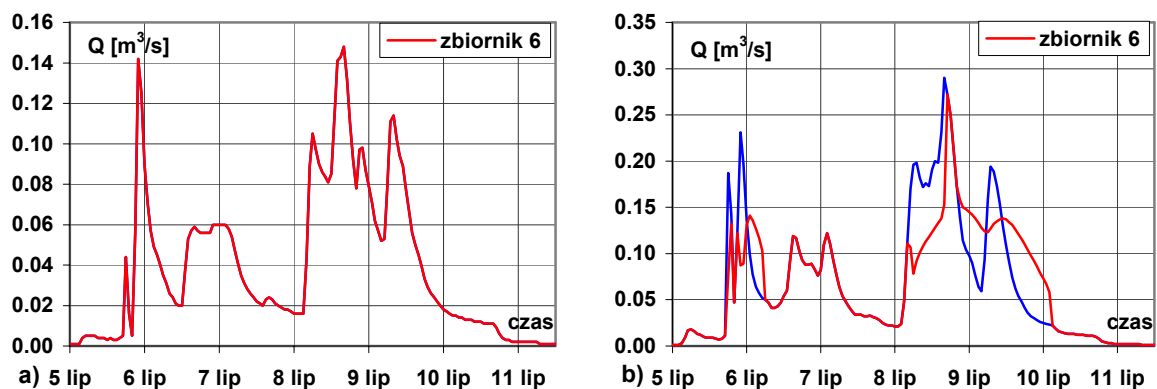
Zbiornik nr 6 umieszczony został na prawobrzeżnym dopływie rzeki Kocierzanki (zbiornik typ 1). Jest to zbiornik, który zbiera wodę z najmniejszej powierzchni. Zlewnia powyżej tego zbiornika wynosi 0.2 km^2 , natomiast ciek do przekroju zbiornika ma długość około 0.27 km . Jego lokalizacja została przedstawiona na rysunku 5.12. Określone na wstępie parametry zostały uznane za najbardziej optymalne, gdyż w czasie wstępnych obliczeń uzyskano największą redukcję przepływu, o 40%. Zarówno zwiększenie pojemności zbiornika jak i zmniejszenie wartości przepływu zredukowanego nie przyniosła wzrostu wartości redukcji przepływu. Hydrogram odpływu ze zbiornika dla parametrów optymalnych obrazuje rysunek 5.23. Wyniki obliczonych przepływów zestawione zostały w tabeli 5.9.

Także zmiana wielkości opadu nie powoduje praktycznie żadnych zmian w przepływie, w związku z czym należy uważać że parametry optymalne zostały odpowiednio dobrane. Na rysunku 5.24. przedstawiono hydrogramy odpływu uzyskane w wyniku zmniejszenia i zwiększenia opadu.





Rysunek 5.23. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 6

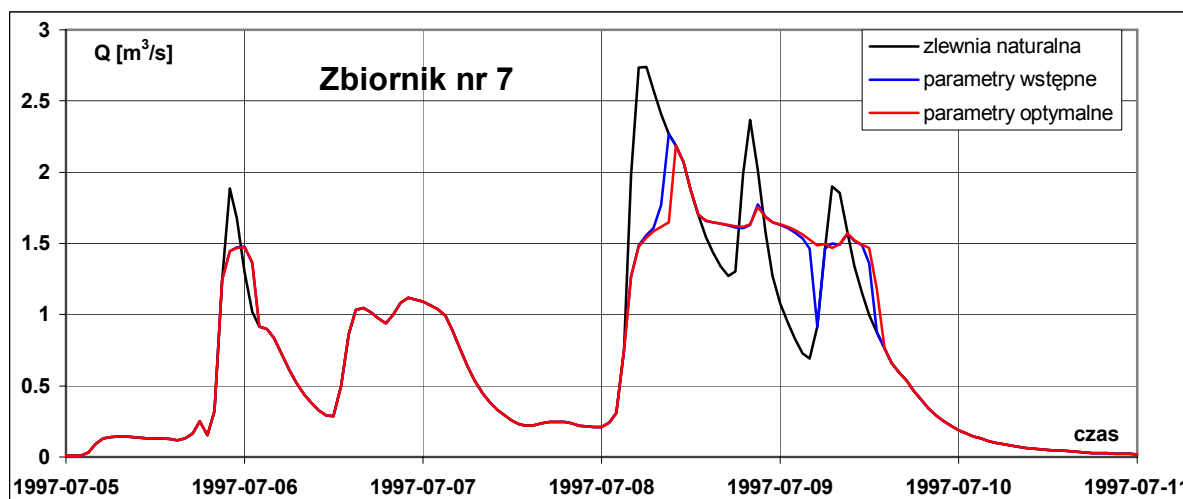


Rysunek 5.24. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 6 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%

ZBIORNIK NR 7

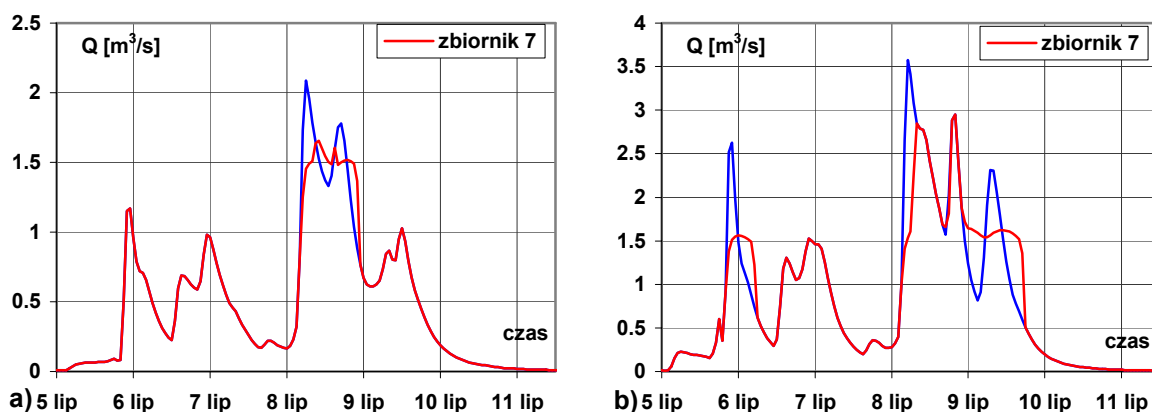
Zbiornik nr 7 został zaprojektowany przy prawobrzeżnym dopływie rzeki Łękawki, w górnej części jej zlewni (rysunek 5.12.). Powierzchnia zlewni powyżej zbiornika wynosi ok. 1.7 km², a długość cieku ok. 2.7 km. Jest to zbiornik usytuowany przy korce cieku (zbiornik typ 2). Określone na podstawie wstępnych obliczeń parametry zbiornika przyniosły redukcję przepływu w przekroju osi zbiornika o 21%. Zarówno zwiększenie pojemności zbiornika jak i zmniejszenie wartości przepływu zredukowanego powoduje redukcję przepływu o niewiele więcej, bo zaledwie o 25%. Jako optymalne uznano parametry przyjęte do obliczeń uwzględniających zmianę wartości przepływu zredukowanego. Otrzymany w wyniku poszczególnych obliczeń hydrogram odpływu ze zbiornika przedstawiono na rysunku 5.25.





Rysunek 5.25. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 7

Podobną wartość redukcji uzyskano w wyniku zmniejszenia wielkości opadu. Zmiana ta powoduje redukcję przepływu o 26%. Zwiększenie wielkości opadu nie powoduje wzrostu redukcji, należy zatem sądzić że przyjęte parametry zostały dobrane odpowiednio. Na rysunku 5.26. pokazano wpływy tych zmian na hydrogram odpływu ze zbiornika.



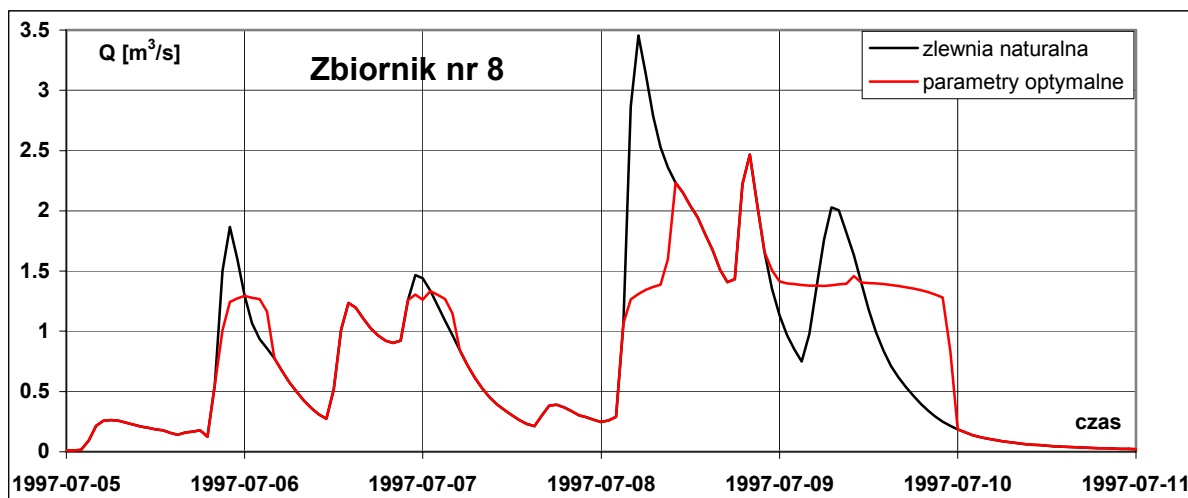
Rysunek 5.26. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 7 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%

ZBIORNIK NR 8

Zbiornik ósmy znajduje się w górnej części zlewni, przy korycie lewobrzeżnego dopływu rzeki Łękawki, (zbiornik typ 2). Lokalizacja zbiornika jest pokazana na rysunku 5.12. Zbiornik zamyka zlewnię o powierzchni około 2 km² i ciekę o długości ok. 4.7 km. Na podstawie wstępnych obliczeń określono parametry zbiornika, w wyniku których uzyskano redukcję przepływu o 40%. Kolejne zmiany parametrów zbiornika nie spowodowały zmiany

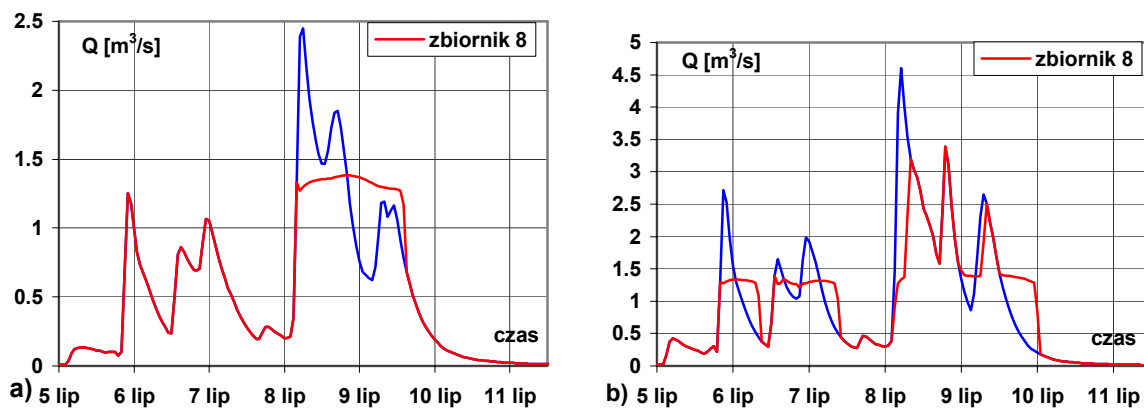


wartości redukcji. Tak więc wstępnie dobrane parametry okazały się najbardziej optymalne. Na rysunku 5.27. przedstawiono hydrogram odpływu z tego zbiornika.



Rysunek 5.27. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 8

W wyniku obliczeń, w których dokonano zmniejszenia opadu o 25% uzyskano redukcję przepływu aż o 77%, natomiast w wyniku zwiększenia o 36%. Wynika z tego, że wstępnie określone parametry zbiornika oraz jego lokalizacja zostały bardzo dobrze przyjęte. Rysunek 5.28. przedstawia hydrogramy odpływu ze zbiornika przy zmianie wielkości opadu.



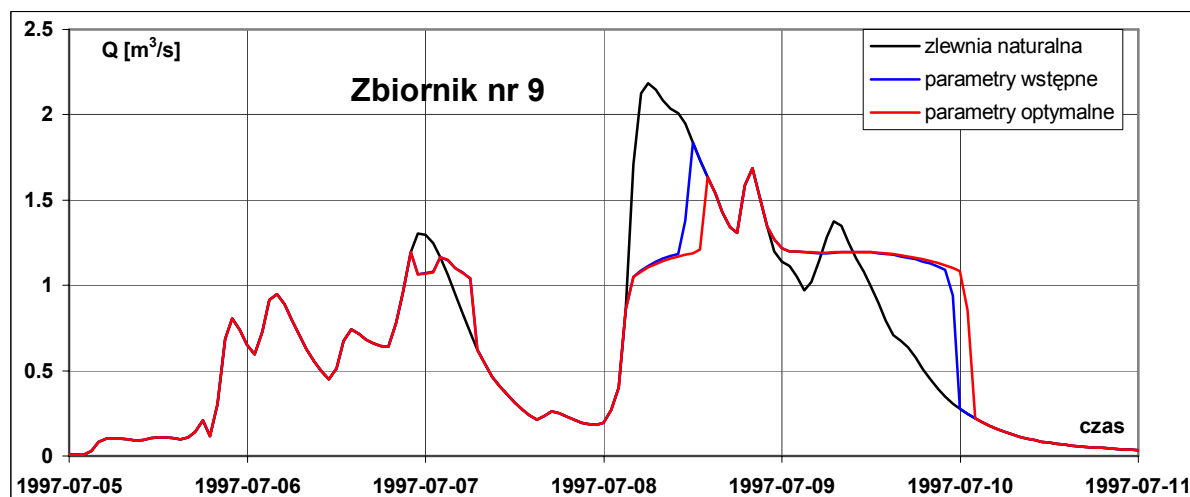
Rysunek 5.28. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 8 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%

ZBIORNIK NR 9

Zbiornik nr 9 umiejscowiony jest poniżej zbiornika 7 i 8, przy korycie kolejnego lewo-brzeżnego dopływu rzeki Łękawki (zbiornik typ 2, lokalizacja – rysunek 5.12.). Powierzchnia zlewni zamknięta przez zbiornik wynosi ok. 1.6 km², a długość cieków ok. 1.4 km. W oblicze-

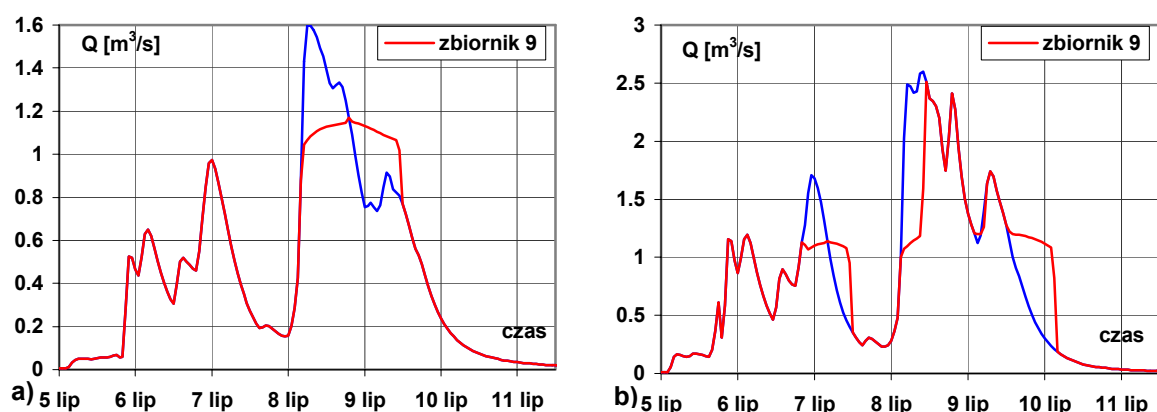


niach z wstępnie przyjętymi parametrami zbiornika otrzymano przepływ zredukowany o 19%. W przypadku zwiększenia pojemności zbiornika oraz zmniejszenia przepływu zredukowanego, stanowiącego przepływ o prawdopodobieństwie pojawiania się 20%, wartość redukcji przepływu wzrosła do 30%. Jako optymalne przyjęto zatem parametry określone w przypadku zmniejszenia wartości przepływu zredukowanego. Hydrogram odpływu ze zbiornika dla omówionych przypadków przedstawia rysunek 5.29.



Rysunek 5.29. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 9

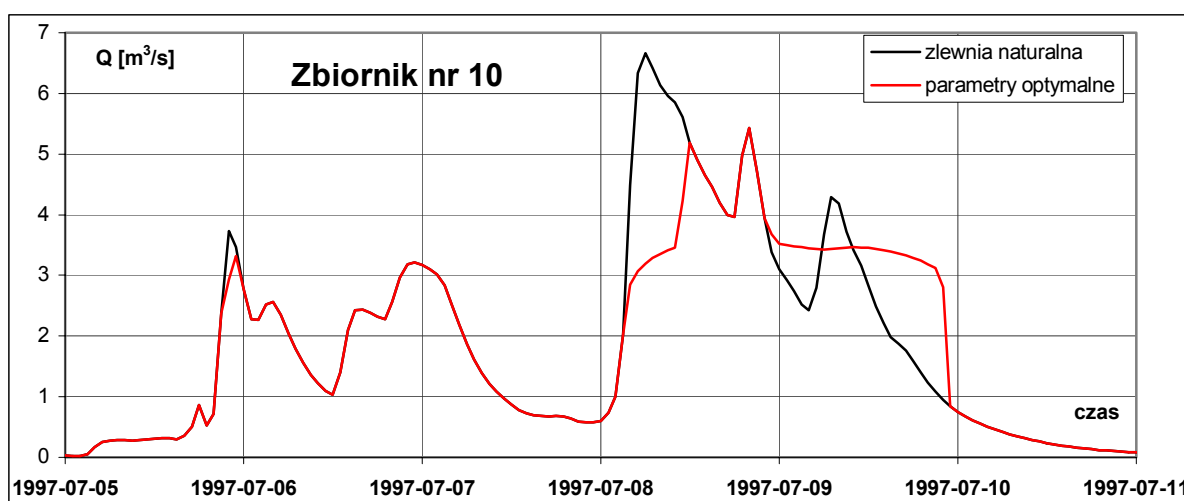
W przypadku zmiany wysokości opadu parametry zbiornika oraz jego umiejscowienie były całkiem poprawnie przyjęte. W wyniku zmniejszenia wielkości opadu możliwa jest redukcja przepływu nawet o 37%. Hydrogramy odpływu ze zbiornika w przypadku zmiany wielkości opadu przedstawia rysunek 5.30.



Rysunek 5.30. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 9 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%

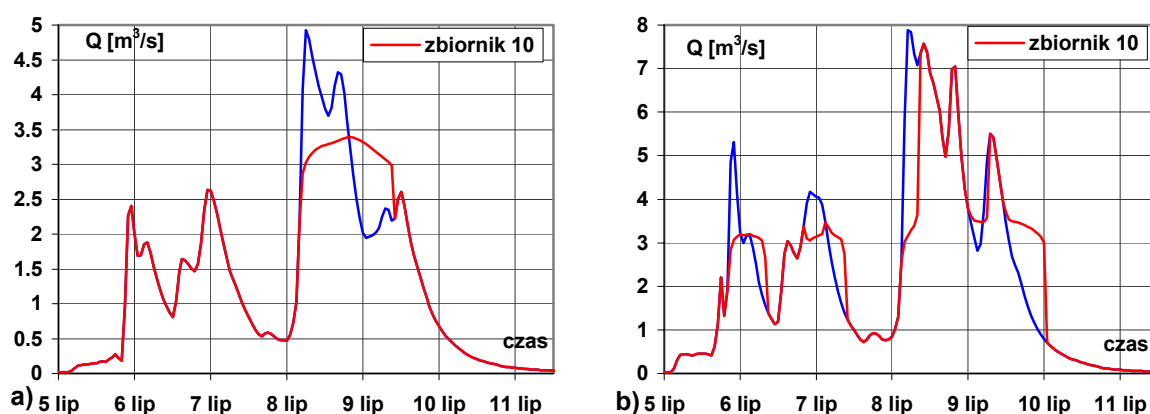
ZBIORNIK NR 10

Dziesiąty zbiornik także jest zbiornikiem typu 2, tzn. został usytuowany obok koryta jednego z prawobrzeżnych dopływów rzeki Łękawki. Zbiornik zbiera wodę ze zlewni o powierzchni ok. 4.7 km² i cieku o długości ok. 2.9 km. W wyniku kolejnych obliczeń wstępnych oraz uwzględniających zmiany pojemności zbiornika i zmianę przepływu zredukowanego otrzymano tę samą wartość redukcji (23%). Określone zatem na wstępie parametry zbiornika przyjęto jako optymalne (tabela 5.5.). Hydrogram odpływu ze zbiornika pokazano na rysunku 5.31.



Rysunek 5.31. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 10

Podobnie jak w przypadku zbiornika nr 9 zmniejszenie wielkości opadu daje dodatkowe możliwości redukcyjne. W tym przypadku redukcja przepływu może wynieść 45%. Taka analiza wykazuje bardzo dobre działanie zbiornika.

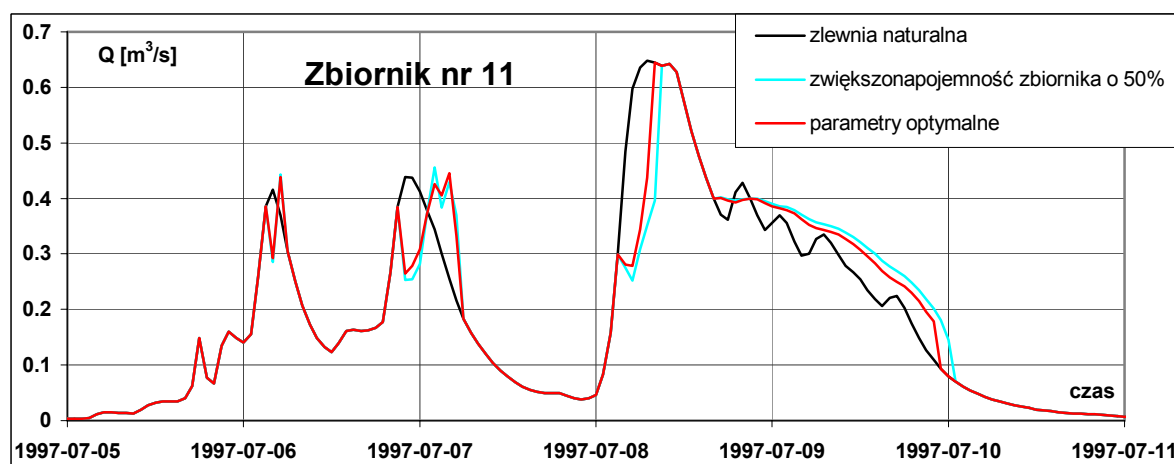


Rysunek 5.32. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 10 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



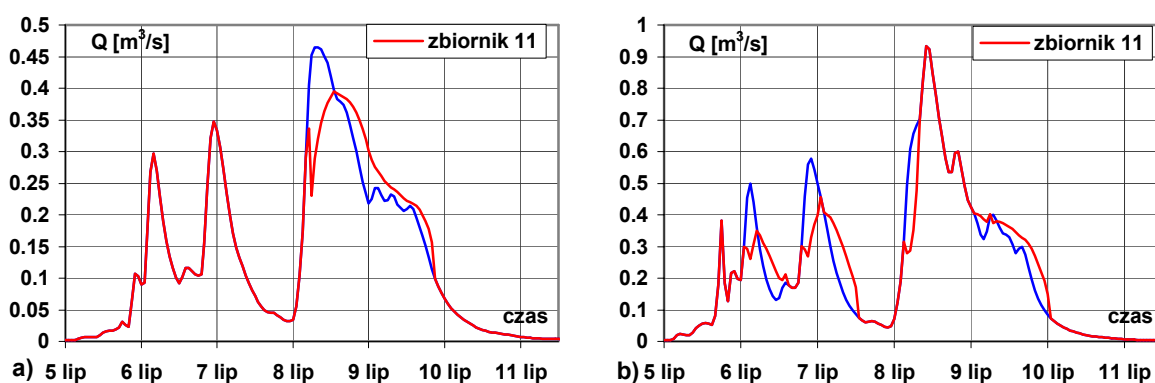
ZBIORNIK NR 11

Zbiornik nr 11 znajduje się na kolejnym prawobrzeżnym dopływie rzeki Łękawki, jest to zatem zbiornik typu 1. Powierzchnia zlewni zamkniętej zbiornikiem wynosi ok. 0.5 km², a długość ciek od źródła do zbiornika wynosi ok. 1.2 km. Niestety jego działanie jest praktycznie nie zauważalne, ponieważ redukcja otrzymana w wyniku zwiększenia pojemności zbiornika nawet o 50% wynosi jedynie 1%, a redukcja przepływu po zmniejszeniu przepływu zredukowanego to 8%. Parametry optymalne zostały dobrane na podstawie zmiany przepływu zredukowanego. W tabeli 5.9. umieszczono wartości przepływów otrzymane w wyniku kolejnych obliczeń, a hydrogram odpływu ze zbiornika przedstawiono na rysunku 5.33.



Rysunek 5.33. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 11

Także zmiana wielkości opadu nie wpływa w znaczący sposób na hydrogram odpływu ze zbiornika (rysunek 5.34.). Zmniejszenie wielkości opadu powoduje wzrost redukcji przepływu o 10%, jednak w porównaniu z pracą innych zbiorników wartość ta jest niewielka. Proponowana zatem lokalizacja tego zbiornika nie ma uzasadnienia.

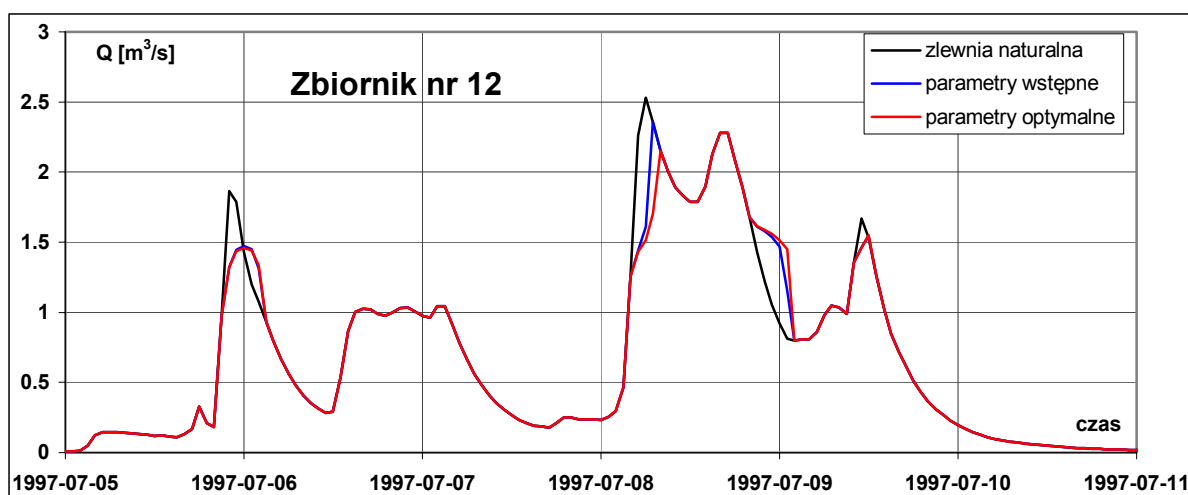


Rysunek 5.34. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 11 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



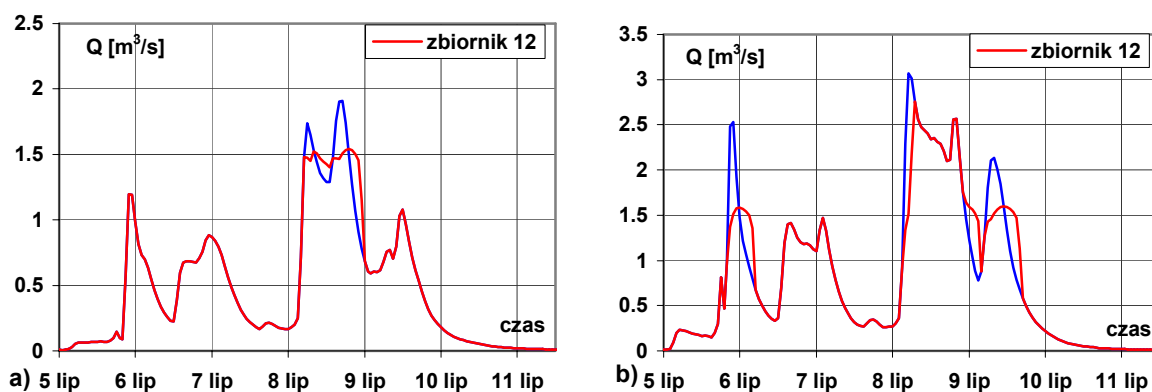
ZBIORNIK NR 12

Dwunasty zbiornik to zbiornik usytuowany przy korycie ciek. Znajduje się przy prawobrzeżnym dopływie rzeki Łękawki, wpadającym do niej w połowie długości ciek. Zbiornik zamyka zlewnię o powierzchni ok. 1.5 km² i długości ciek ok. 2.2 km. Parametry zbiornika określone we wstępnych obliczeniach dają niewielką redukcję przepływu (o 7%). Ani zwiększenie pojemności zbiornika, ani zmniejszenie przepływu zredukowanego nie przyczynia się do znaczącego wzrostu redukcji. W obu przypadkach otrzymano wartość redukcji przepływu większą o zaledwie 4%. Hydrogram odpływu ze zbiornika dla wstępnie dobranych i optymalnych parametrów obrazuje rysunek 5.35.



Rysunek 5.35. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 12

W przypadku mniejszego opadu redukcja przepływu wzrasta do 24%, natomiast w przypadku opadu większego wartość redukcji jest taka sama, jaką otrzymano w wyniku poprzednich obliczeń (tabela 5.9.). Podobnie jak dla zbiornika nr 11 nie ma uzasadnienia proponowana lokalizacja.

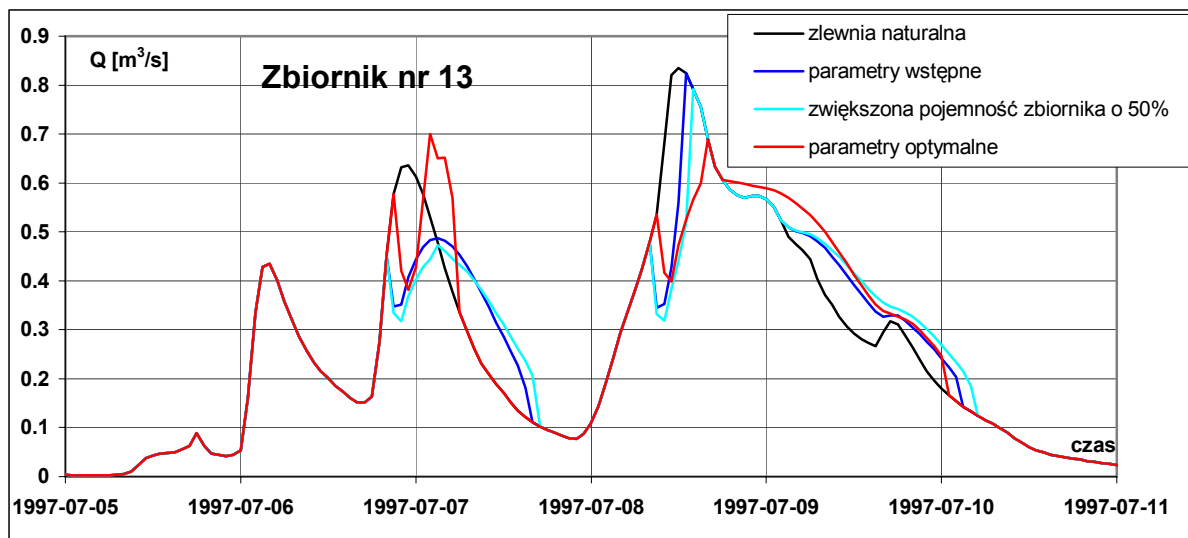


Rysunek 5.36. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 12 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



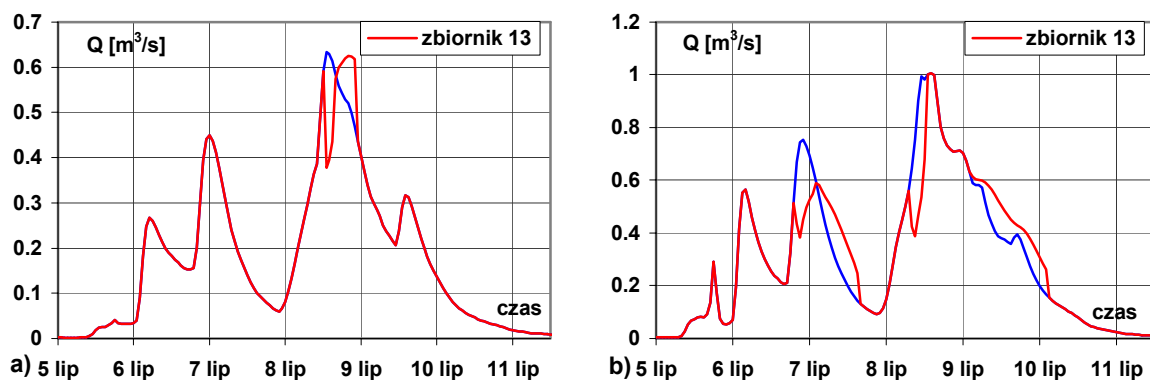
ZBIORNIK NR 13

Zbiornik nr 13 dla wstępnie przyjętych parametrów nie powoduje prawie żadnej redukcji przepływu. Jest to zbiornik zlokalizowany na niewielkim lewobrzeżnym dopływie rzeki Łękawki. Zbiera on wodę ze zlewni o powierzchni ok. 0.6 km² i cieku o długości ok. 1 km. W wyniku zwiększenia pojemności zbiornika redukcja przepływu także jest znikoma (6%), dopiero zmniejszenie przepływu zredukowanego daje większą redukcję, o 18%. Optymalne parametry zbiornika zostały przyjęte w oparciu o obliczenia, w których dokonano zmiany przepływu zredukowanego. Analiza graficzna poszczególnych przypadków znajduje się na rysunku 5.37.

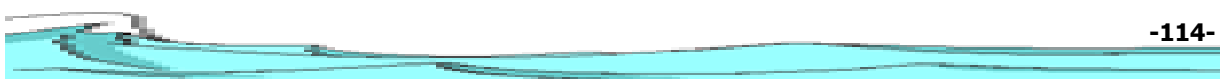


Rysunek 5.37. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 13

Bez względu na wysokość opadu zbiornik pracuje tak samo, tzn. w tym przypadku wysokość opadu nie ma żadnego wpływu na redukcję przepływu, co można zauważyć na rysunku 5.38. oraz w tabeli 5.8.

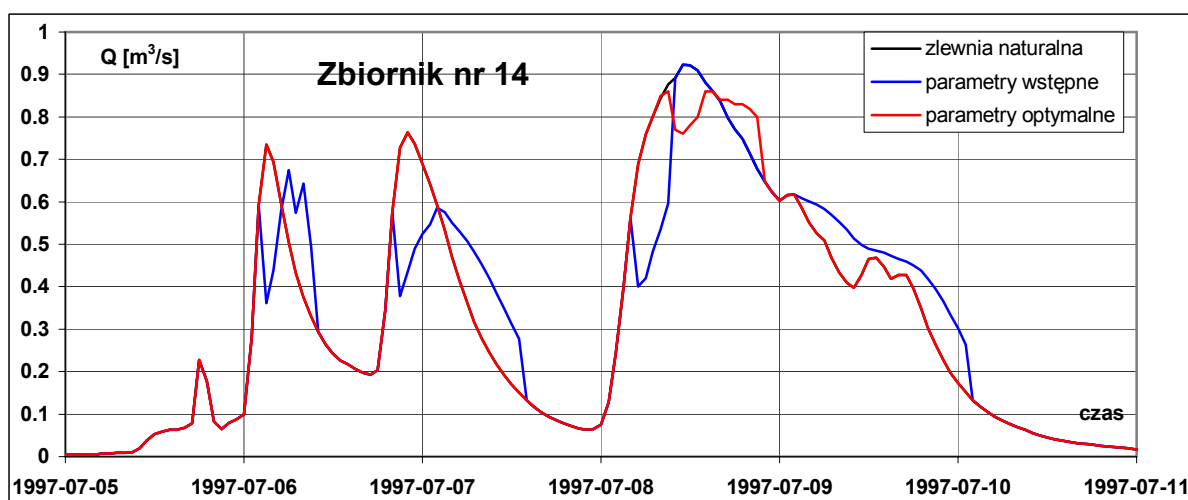


Rysunek 5.38. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 13 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



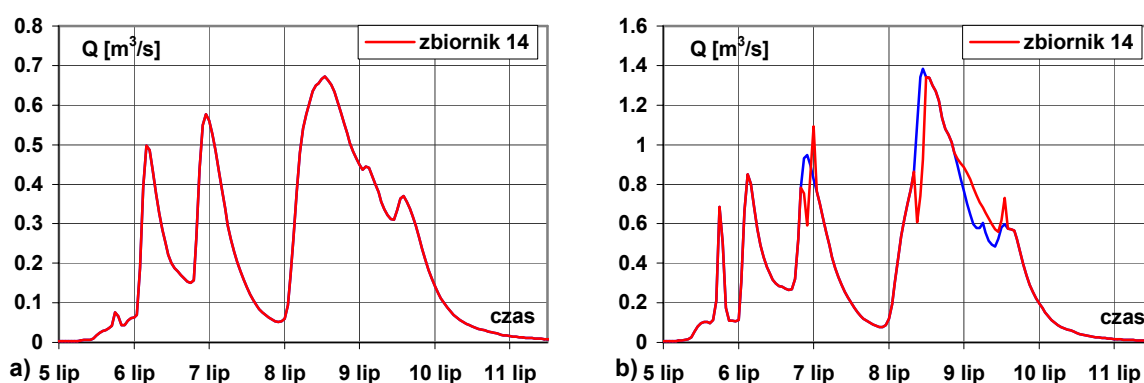
ZBIORNIK NR 14

Zbiornik czternasty, podobnie jak trzynasty, jest zbiornikiem na cieku (typ 1). Znajduje się on na prawobrzeżnym dopływie rzeki Łękawki (rysunek 5.12.). Powierzchnia zlewni z której zbiera wodę wynosi ok. 1 km² a długość cieku ok. 1.7 km. Jego praca zarówno dla parametrów wstępnie przyjętych jak i w przypadku zwiększenia pojemności zbiornika nie powoduje żadnych zmian przepływu. Niewielka redukcja przepływu, bo zaledwie o 7%, jest widoczna dopiero po zmniejszeniu wartości przepływu zredukowanego. Parametry określone dla tego przypadku obliczeniowego zostały uznane za optymalne. Hydrogramy odpływu ze zbiornika (rysunek 5.39.) pokazują praktycznie brak wpływu tego zbiornika na przepływ.



Rysunek 5.39. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 14

W tym przypadku wysokość opadu nie wpływa na redukcję przepływu. Hydrogram odpływu po zmianie wysokości opadu pokazuje rysunek 5.40. Wynika z tego, że lokalizacja zbiornika nie jest uzasadniona.

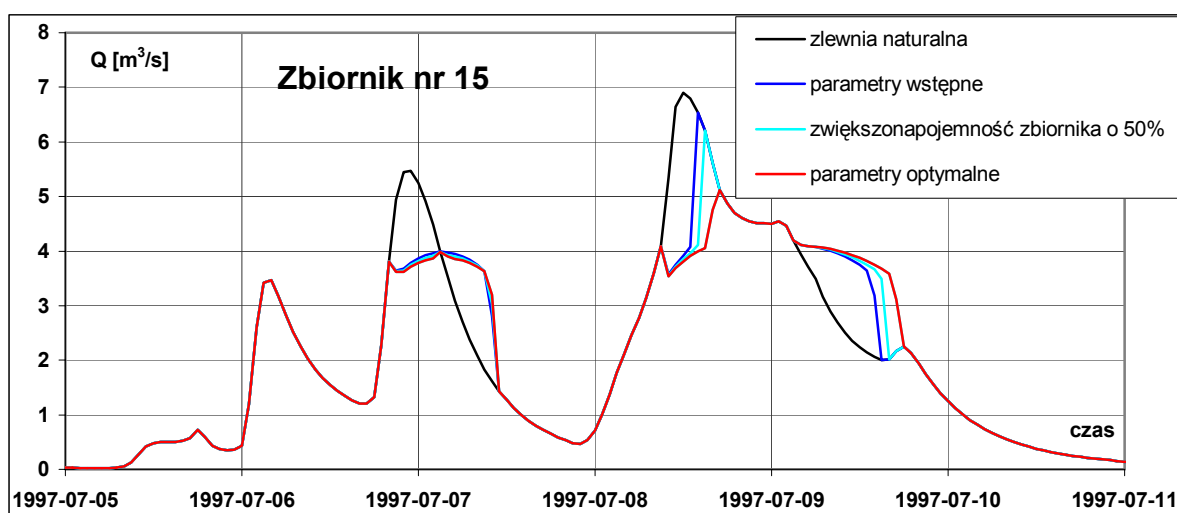


Rysunek 5.40. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 14 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



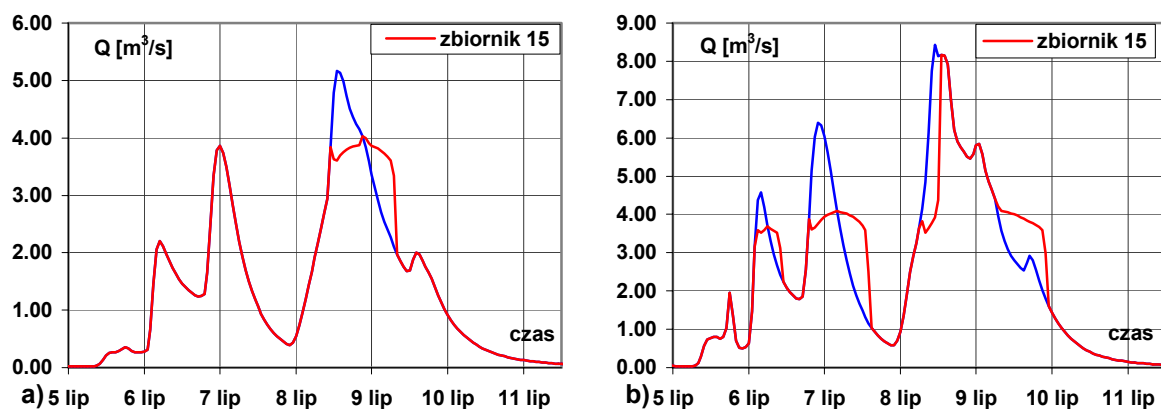
ZBIORNIK NR 15

Jest to zbiornik posadowiony obok ciekę będącego lewobrzeżnym dopływem rzeki Łękawki (zbiornik typ 2). Zbiornik ten zamyka zlewnię o powierzchni ok. 5.1 km² i ciekę o długości ok. 2.5 km. Przy wstępnie dobranych parametrach zbiornika uzyskano redukcję przepływu jedynie o 6%, natomiast zarówno w przypadku zwiększenia pojemności zbiornika jak i zmniejszenia przepływu zredukowanego możliwa jest redukcja przepływu o 35%. Jako parametry optymalne zostały przyjęte parametry określone do obliczeń uwzględniających zmianę przepływu zredukowanego. Graficzny wynik obliczeń przedstawiono na rysunku 5.41.



Rysunek 5.41. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 15

W przypadku tego zbiornika zmiana wielkości opadu nie daje większej redukcji przepływu niż otrzymano w wyniku wcześniejszych obliczeń. Analiza wpływu zmian wysokości opadu na hydrogram odpływu ze zbiornika została przedstawiona na rysunku 5.42.

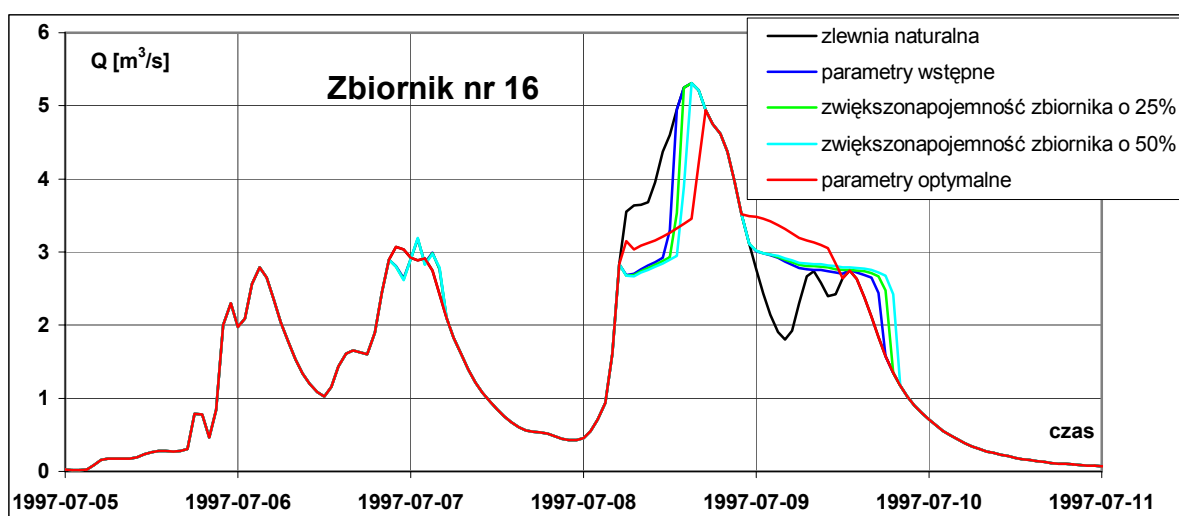


Rysunek 5.42. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 15 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



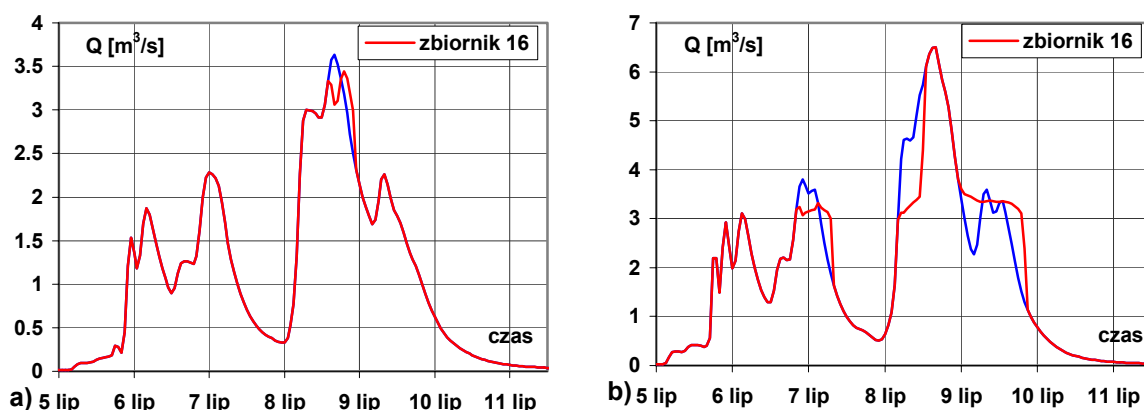
ZBIORNIK NR 16

Zbiornik szesnasty zlokalizowany jest przy korycie prawobrzeżnego dopływu rzeki Łękawki (zbiornik typ 2), w pobliżu połączenia rzek Kocierzanki i Łękawki. Zbiornik ma za zadanie zbierać wodę z powierzchni ok. 3.6 km² i z cieku o długości ok. 3.5 km. Wstępnie dobrane parametry zbiornika nie dają żadnej redukcji przepływu. Zarówno zwiększenie pojemności zbiornika jak i zmniejszenie przepływu zredukowanego niewiele wpływa na hydrogram odpływu. W wyniku tych obliczeń uzyskano redukcję przepływu zaledwie o 7%. Hydrogramy odpływu ze zbiornika dla omówionych przypadków przedstawia rysunek 5.43.



Rysunek 5.43. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 16

W wyniku analizy wpływu zmian wysokości opadu na hydrogram odpływu ze zbiornika uznano, że lokalizacja zbiornika jest nieuzasadniona. Bez względu na wielkość opadu hydrogram odpływu ze zbiornika praktycznie nie ulega zmianie (rysunek 5.44.).



Rysunek 5.44. Hydrogramy odpływu ze zbiornika nr 16 przy zmianie wielkości opadu: a) minus 25%
b) plus 25%



Z przeprowadzonych analiz wynika, że 4 spośród 16 zbiorników są zlokalizowane w sposób nieuzasadniony. Są to zbiorniki nr 11, 12, 14, 16, znajdujące się w dolnej części zlewni rzeki Łękawki. Próby zwiększania objętości zbiornika o 50% nie poprawiły pracy tych zbiorników, dopiero zwiększenie objętości o 100% powoduje wzrost redukcji przepływu do wielkości około 15-25%. Niemniej jednak w tej części zlewni nie ma wystarczających powierzchni na lokalizację tak dużych obiektów hydrotechnicznych, dodatkowo duże obiekty generują większe koszty inwestycyjne. Dlatego aby poprawić skuteczność ochrony przeciwpowodziowej należy poszukiwać nowych lokalizacji w innych częściach zlewni, zwiększając liczbę zbiorników o mniejszych pojemnościach.

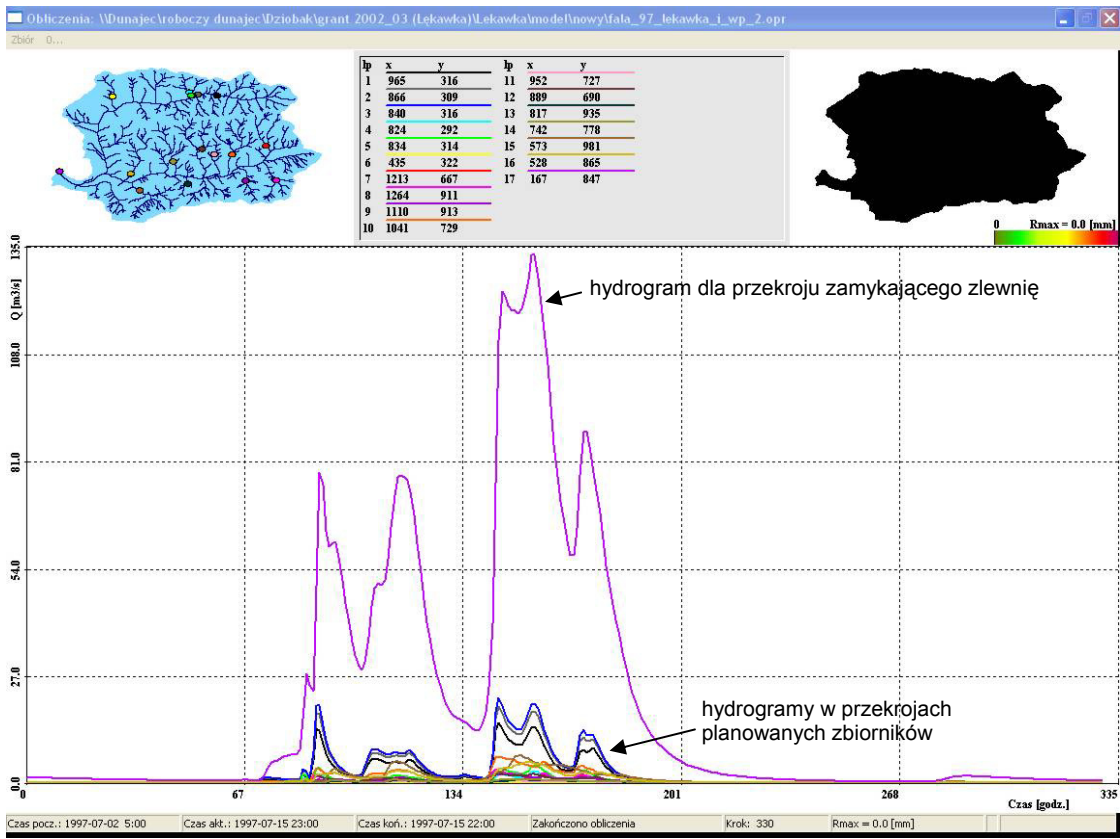
Wykorzystując optymalne parametry dla poszczególnych zbiorników w przekroju zamkniętym zlewnię uzyskano redukcję przepływu w wysokości około 10%.

Na rzece Kocierzance dokonano analizy redukcji przepływu w dwóch punktach kontrolnych, w przekroju nr 5, znajdującym się w połowie długości Kocierzanki, oraz w przekroju nr 3, znajdującym się w pobliżu połączenia cieków Kocierzanki i Łękawki (rysunek 5.1.). Redukcja przepływu w przekroju nr 5, wynosi około 11.5%, natomiast w przekroju nr 3 około 18%. Powyżej przekroju kontrolnego nr 6 nie zlokalizowano żadnego zbiornika, zatem w przekroju tym nie następuje redukcja przepływu.

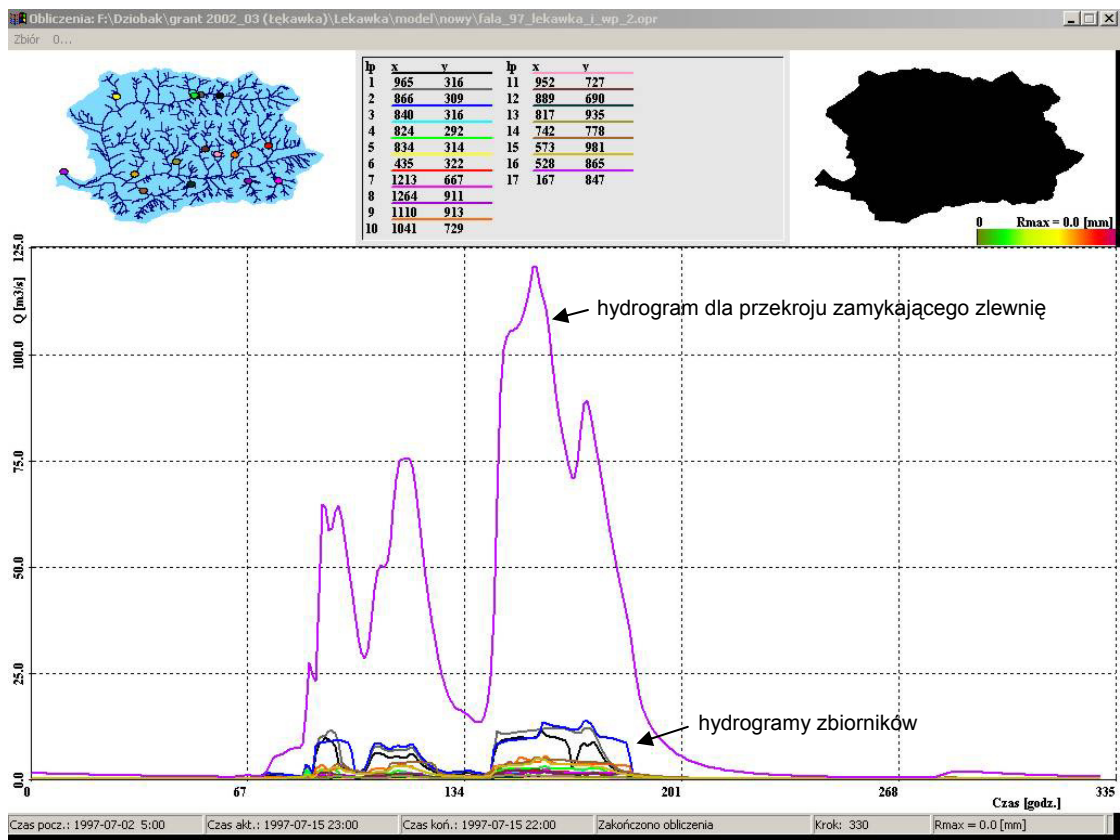
Na rzece Łękawce analizowano redukcję przepływu w trzech punktach kontrolnych: nr 2, nr 4 i nr 7. Przekrój nr 7 znajduje się w górnej części zlewni, przekrój nr 4 znajduje się w połowie długości rzeki Łękawki, a przekrój nr 2 w pobliżu połączenia cieków Kocierzanki i Łękawki (rysunek 5.1.). W przekroju nr 7 dokonano redukcji przepływu o około 9%, w przekroju nr 4 o 10.5% a w przekroju nr 2 o prawie 11%.

Na rysunku 5.45. a) przedstawiono hydrogramy w przekrojach zaprojektowanych zbiorników dla zlewni naturalnej, natomiast na rysunku 5.45. b) hydrogramy z uwzględnieniem pracy zbiorników.

Redukcja przepływu w profilu podłużnym w wyniku pracy zbiorników dla rzeki Kocierzanki i Łękawki została przedstawiona na rysunkach 5.46. i 5.47., oraz w tabeli 5.10.



a)

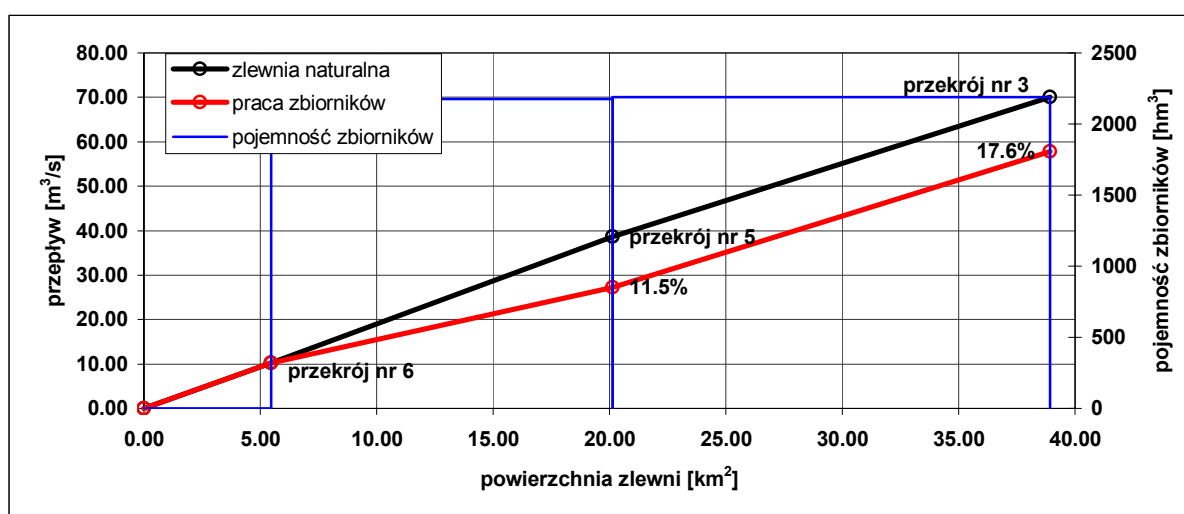


b)

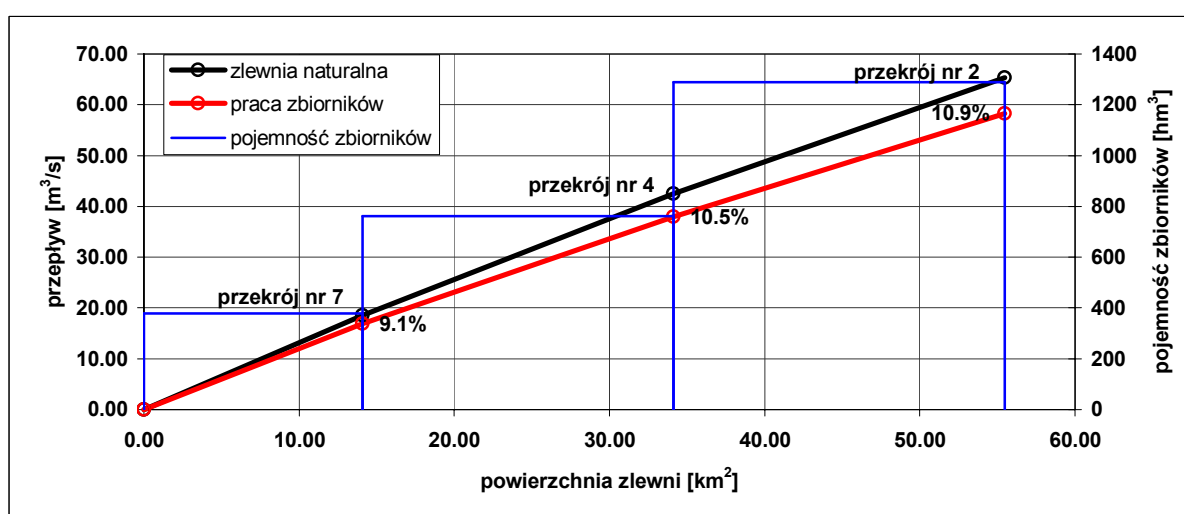
Rysunek 5.45. Hydrogramy przepływu w przekroju zamykającym zlewnię rzeki Łekawki: a) bez urządzeń retencyjnych b) z pracą zbiorników

Tabela 5.10. Zestawienie redukcji przepływu w profilu podłużnym w skutek działania zbiorników

przekrój	nazwa ciek	przepływ [m ³ /s]		redukcja przepływu	powierzchnia zlewni [km ²]	sumaryczna pojemność zbiorników [hm ³]
		zlewnia naturalna	praca zbiorników			
6	Kocierzanka	10.22	10.22	0.0%	5.47	0
5	Kocierzanka	38.68	27.19	11.5%	20.15	2174
3	Kocierzanka	70.08	57.77	17.6%	38.92	2191
7	Łękawka	18.53	16.84	9.1%	14.07	379
4	Łękawka	42.47	38.02	10.5%	34.10	763
2	Łękawka	65.35	58.24	10.9%	55.47	1288
1	Łękawka - przekrój końcowy	132.83	120.54	9.3%	100.12	3479



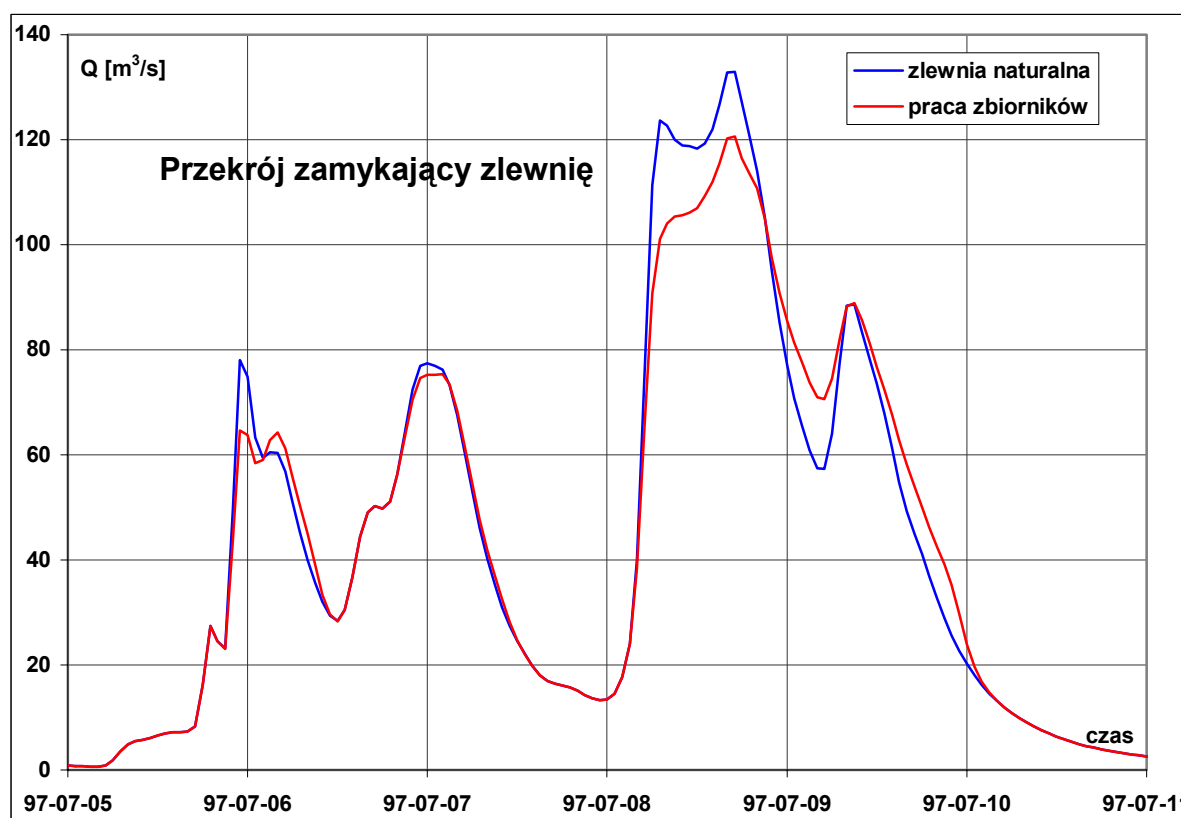
Rysunek 5.46. Redukcja przepływu w profilu podłużnym w wyniku działania zbiorników w zlewni rzeki Kocierzanki



Rysunek 5.47. Redukcja przepływu w profilu podłużnym w wyniku działania zbiorników w zlewni rzeki Łękawki

Z uwagi na wykorzystanie małych zbiorników wodnych do ochrony przeciwpowodziowej, 10% redukcję przepływu można uznać za wynik zadawalający. W przypadku ochrony lokalnej, czyli obszarów położonych bezpośrednio przy zbiornikach, wielkość redukcji przepływu dochodzi nawet do 70% (tabela 5.9.). Na rysunku 5.48. przedstawiono hydrogram przepływu w przypadku zlewni naturalnej oraz dla zlewni z pracą zbiorników dla przekroju zamykającego zlewnię, natomiast rysunki 5.49. i 5.50. przedstawiają hydrogramy przepływu w przyjętych przekrojach kontrolnych.

Hydrogramy pokazują zmiany w przepływach w profilach podłużnych, osobno dla rzeki Kocierzanki i rzeki Łękawki rozpoczynając od przekroju położonego najbliżej źródeł, a skończywszy na przekroju położonym przed połączeniem obu cieków.



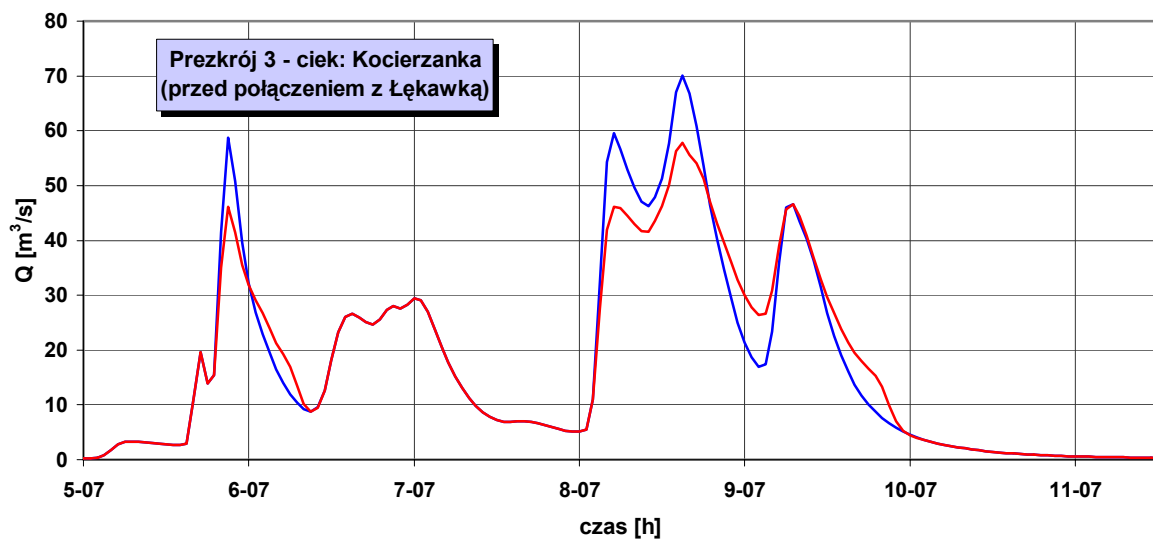
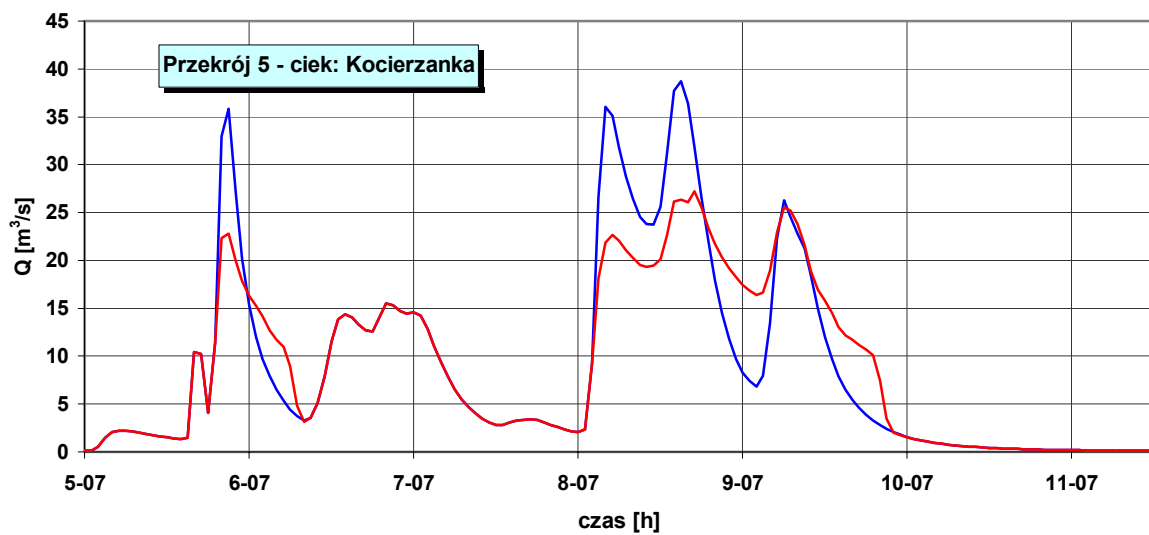
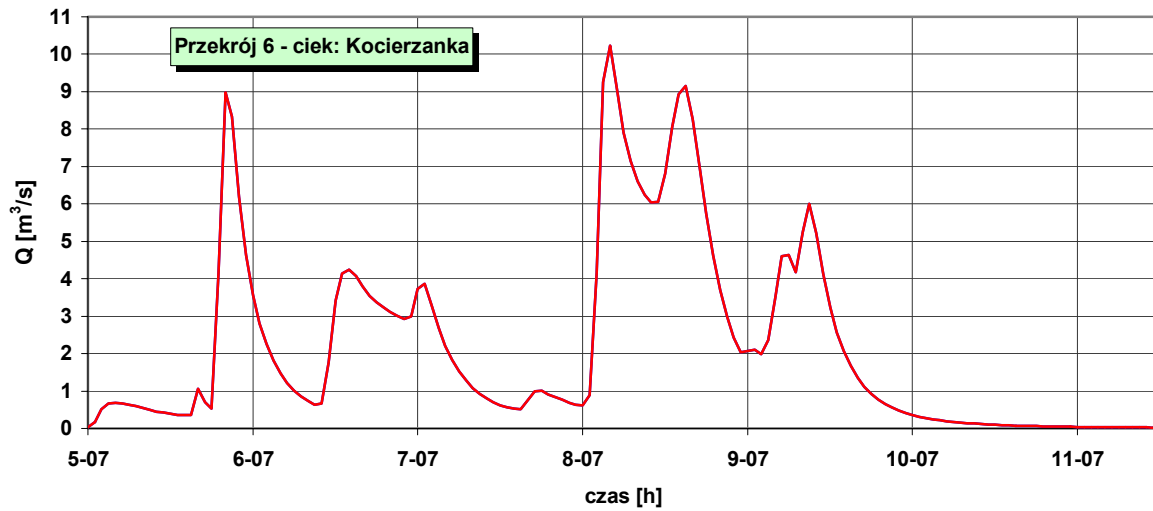
Rysunek 5.48. Hydrogram przepływu w przekroju zamykającym zlewnię

Hydrogramy w punktach kontrolnych dla małych zbiorników

Legenda

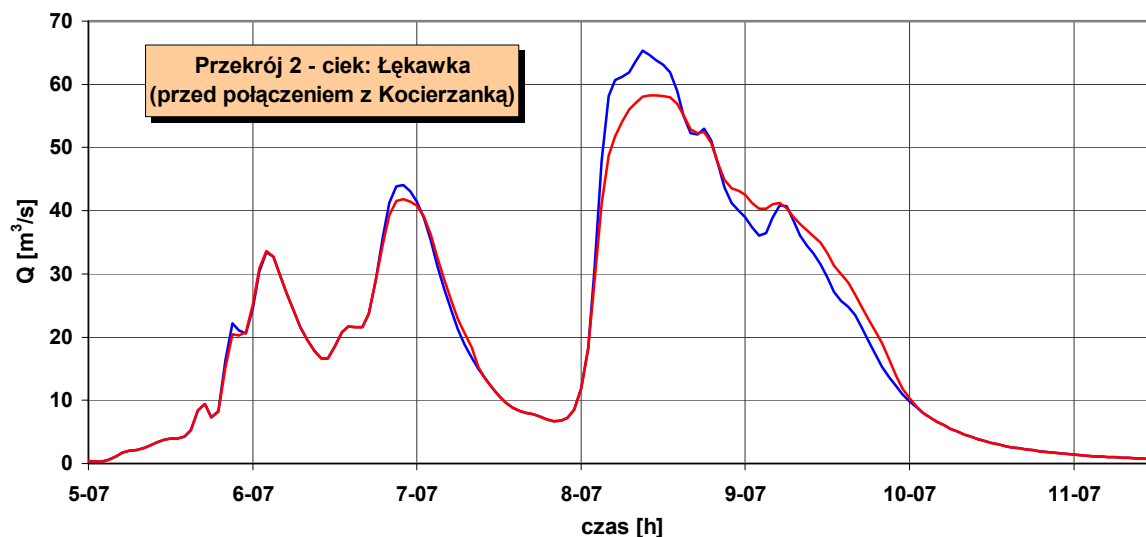
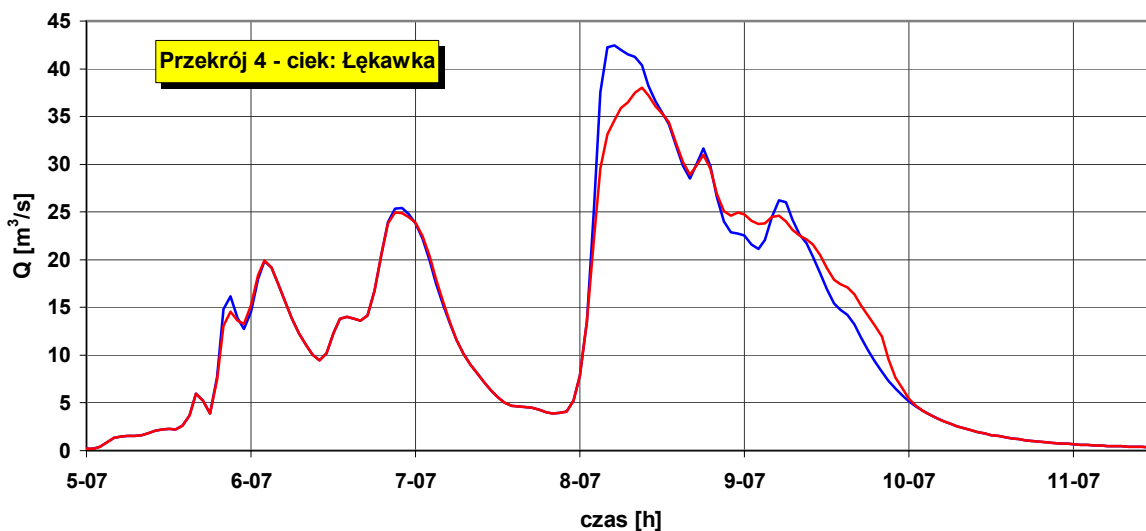
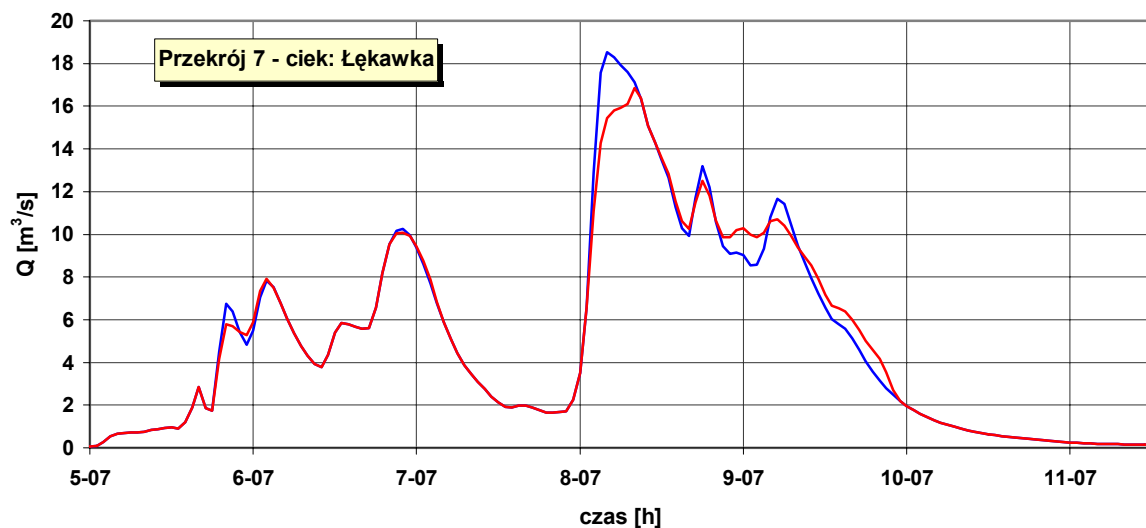
- zlewnia naturalna
- zbiorniki retencyjne





Rysunek 5.49. Wyniki obliczeń przepływów w przekrojach kontrolnych rzeki Kocierzanki

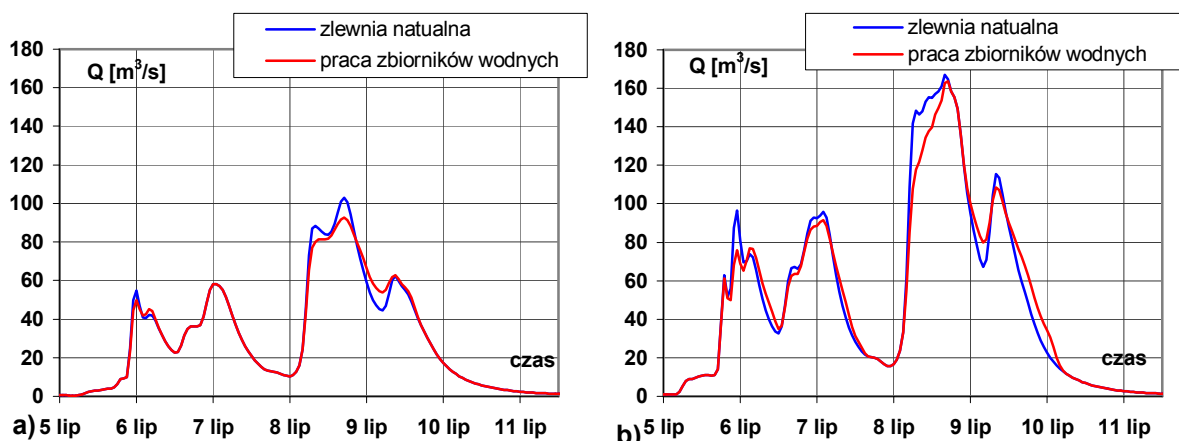




Rysunek 5.50. Wyniki obliczeń przepływów w przekrojach kontrolnych rzeki Łękawki



Zmiana wysokości opadu powoduje zmianę redukcji przepływu w przekroju zamykającym zlewnię (rysunek 5.51.). Przy zmniejszeniu wielkości opadu redukcja przepływu zwiększa się tylko o 1%, przy zwiększeniu opadu – redukcja zmniejsza się do 2%. Świadczy to o optymalnym dobraniu parametrów, ale dla zadanego opadu. W przypadku opadów mniejszych zbiorniki będą gromadziły tą samą ilość wody, co w przypadku opadów większych, przy czym objętość wody zgromadzonej w zbiornikach będzie mniejsza z uwagi na większą, proporcjonalnie do maksimum fali, wartość przepływu zredukowanego. W przypadku opadów większych zbiorniki napełniają się szybciej i w czasie trwania kulminacji nie gromadzą wody występującej w korycie. Ważne jest zatem, aby optymalne parametry zbiorników były określone dla opadów występujących najczęściej na danym obszarze, pozwoli to na maksymalną redukcję przepływu i zarazem maksymalną ochronę przeciwpowodziową bez konieczności przewymiarowywania zbiorników wodnych.



Rysunek 5.51. Hydrogramy odpływu w przekroju zamykającym zlewnię przy zmianie wielkości opadu a) minus 25% b) plus 25%

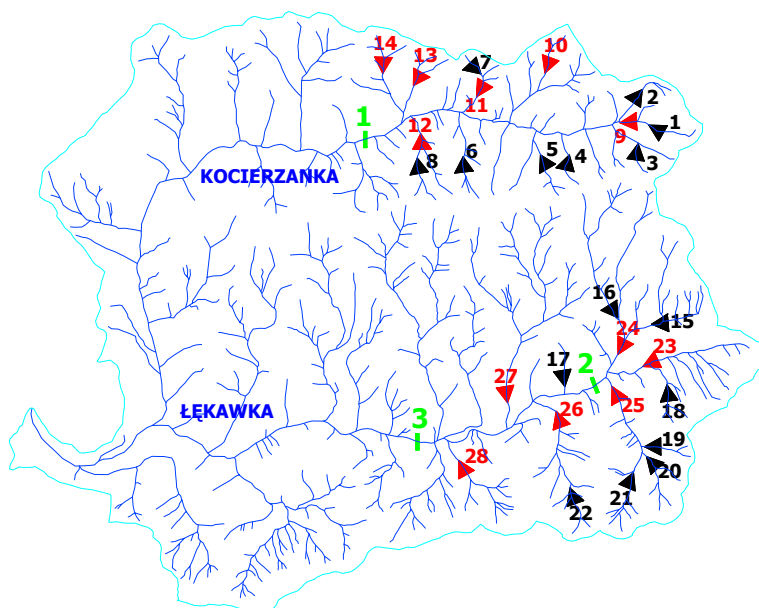
Spośród rozpatrywanych urządzeń retencyjnych, zbiorniki wodne stanowią najlepszy sposób ochrony przeciwpowodziowej zlewni górskiej.

5.4. Symulacja działania systemu małych zbiorników retencyjnych

Skuteczność działania małych form retencji, w tym również zbiorników retencyjnych oparta jest na systemie, czyli współdziałaniu szeregu takich urządzeń. Tworzenie systemów nie wiąże się ani z wielkimi nakładami finansowymi, ani skomplikowaną procedurą obsługi, wymaga jedynie analizy pod kątem lokalizacji, a skuteczność takiego systemu jest wprost zależna od liczby urządzeń.

Poszukując optymalnych rozwiązań z zakresu ochrony przeciwpowodziowej dla małych obszarów górskich, na terenie zlewni rzeki Kocierzanki zostało zaprojektowanych 14 zbiorników retencyjnych: 7 zbiorników zlokalizowanych na ciekach, tzw. „łapaczy przepływu” (zbiorniki typu 1) oraz 7 zbiorników zlokalizowanych obok cieków (zbiorniki typu 2). Na terenie zlewni rzeki Łękawki zaprojektowano również 14 zbiorników retencyjnych: 8 zbiorników zlokalizowanych na ciekach (zbiorniki typu 1) oraz 6 zbiorników zlokalizowanych obok cieków (zbiorniki typu 2). Przyjęto nowe lokalizacje zbiorników, dlatego lokalizacja żadnego z 28-miu nowo zaprojektowanych zbiorników nie pokrywa się z lokalizacją 16 zbiorników analizowanych w punkcie 5.3. Parametry tych zbiorników zostały zamieszczone w tabeli 5.11.

Lokalizacje zbiorników przedstawiono na rysunku 5.52. Kolorem czarnym oznaczono zbiorniki typ 1 posadowione na cieku, kolorem czerwonym zbiorniki typu 2, posadowione poza korytem cieku, kolorem zielonym oznaczono punkty kontrolne.



Rysunek 5.52. Lokalizacja małych zbiorników retencyjnych w zlewni rzeki Łękawki

Tabela 5.11. Zestawienie parametrów dla zbiorników retencyjnych

Nr zbiornika	Powierzchnia zlewni [km ²]	Długość ciek głównego [km]	Spadek ciek głównego [-]	Szerokość koryta [m]	Przepływy prawdopodobne						Typ	Pojemność zbiornika		Redukcja przepływu [m ³ /s]	Wydatek upustu [m ³ /s]	Parametry zbiornika		
					50%	40%	30%	20%	2%	0.5%		Obliczona	Przyjęta			Głębokość	Szerokość	Powierzchnia
					[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m ³]	[m ³]			[m]	[m]	[m ²]
1	0.331	0.761	0.1840	0.36	0.36	0.48	0.71	1.09	3.48	5.96	1	1354	1700	0.71	0.71	1.50	226.7	-
2	0.263	0.682	0.1320	0.31	0.31	0.41	0.60	0.91	2.85	4.85	1	577	800	0.41	0.41	1.50	106.7	-
3	0.179	0.474	0.2322	0.23	0.22	0.30	0.45	0.70	2.29	3.95	1	508	600	0.20	0.20	1.50	80.0	-
4	0.168	0.604	0.2186	0.22	0.22	0.29	0.44	0.69	2.25	3.90	1	323	500	0.29	0.29	1.50	66.7	-
5	0.449	0.794	0.1260	0.45	0.47	0.60	0.87	2.94	4.05	6.84	1	2011	2100	0.45	0.45	1.50	280.0	-
6	0.346	0.685	0.2044	0.37	0.37	0.49	0.73	1.12	3.58	6.14	1	1876	2900	0.49	0.49	1.50	386.7	-
7	0.093	0.314	0.2545	0.14	0.14	0.18	0.28	0.44	1.46	2.54	1	143	200	0.18	0.18	1.50	26.7	-
8	0.333	0.314	0.1777	0.36	0.37	0.48	0.71	1.09	3.48	5.96	1	3223	3300	0.35	0.35	1.50	440.0	-
9	0.783	1.315	0.1483	0.67	0.70	0.91	1.32	2.01	6.24	10.58	2	4210	5300	0.91	0.20	1.50	60.0	3600.0
10	0.268	0.654	0.1836	0.31	0.31	0.41	0.61	0.93	2.99	5.12	2	880	900	0.30	0.10	1.50	25.0	625.0
11	0.349	0.691	0.1809	0.37	0.38	0.49	0.73	0.62	3.55	6.06	2	1681	2200	0.49	0.10	1.50	40.0	1600.0
12	0.608	1.414	0.1344	0.56	0.81	1.05	1.52	1.12	7.02	11.86	2	3156	3200	0.80	0.20	1.50	50.0	2500.0
13	0.465	0.775	0.1936	0.46	0.47	0.61	0.90	2.28	4.35	7.42	2	3499	4400	0.61	0.20	1.50	55.0	3025.0
14	0.423	0.552	0.1810	0.43	0.44	0.56	0.83	1.37	3.90	6.62	2	3479	4400	0.56	0.20	1.50	55.0	3025.0

typy zbiorników

1. zbiornik usytuowany na cieku

2. zbiornik usytuowany po za ciekim

Nr zbiornika	Powierzchnia zlewni [km ²]	Długość ciek głównego [km]	Spadek ciek głównego [-]	Szerokość koryta [m]	Przepływy prawdopodobne						Typ	Pojemność zbiornika		Redukcja przepływu [m ³ /s]	Wydatek upustu [m ³ /s]	Parametry zbiornika		
					50%	40%	30%	20%	2%	0.5%		Obliczona	Przyjęta			Głębokość	Szerokość	Powierzchnia
					[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]		[m ³]	[m ³]			[m]	[m]	[m ²]
15	0.850	1.592	0.1350	0.71	0.82	1.06	1.55	2.35	7.29	12.37	1	4031	4100.00	0.80	0.80	1.00	410.0	-
16	1.573	2.490	0.1205	1.11	1.31	1.69	2.44	3.66	11.20	18.91	1	6682	8400	1.65	1.65	1.00	560.0	-
17	0.280	0.651	0.1197	0.32	0.36	0.47	0.68	1.03	3.20	5.42	1	708	1100	0.40	0.40	1.00	220.0	-
18	0.401	0.775	0.1483	0.41	0.42	0.55	0.81	2.78	3.83	6.51	1	1784	2700	0.55	0.55	1.00	540.0	-
19	0.305	0.678	0.2064	0.34	0.34	0.45	0.67	1.03	3.30	5.68	1	1360	1700	0.30	0.30	1.00	340.0	-
20	0.691	0.836	0.1591	0.61	0.63	0.82	1.19	1.79	5.50	9.31	1	5616	7100	0.60	0.60	1.00	710.0	-
21	0.711	1.018	0.1522	0.63	0.65	0.84	1.22	1.84	5.71	9.66	1	4671	5900	0.65	0.65	1.00	590.0	-
22	0.469	1.018	0.1617	0.46	0.47	0.62	0.90	1.37	4.30	7.32	1	2277	2900	0.62	0.62	1.00	580.0	-
23	2.089	1.725	0.1113	1.36	1.63	2.06	2.91	4.29	12.71	21.18	2	14133	17700	1.60	0.30	1.50	110.0	12100.0
24	5.362	3.031	0.1207	2.68	2.99	3.75	5.28	7.75	22.73	37.74	2	40593	50800	3.75	0.70	2.50	145.0	21025.0
25	3.180	2.709	0.0864	1.84	2.16	2.70	3.78	5.53	16.10	26.67	2	13799	13800	2.65	0.50	2.00	85.0	7225.0
26	2.233	2.192	0.1090	1.43	1.72	2.17	3.09	4.57	13.61	22.73	2	12351	18600	2.15	0.40	1.50	115.0	13225.0
27	5.266	3.864	0.0846	2.65	3.33	4.14	5.78	8.42	24.35	40.22	2	24008	30100	4.10	0.80	3.00	105.0	11025.0
28	1.300	1.257	0.0970	0.97	1.16	1.46	2.06	3.02	8.92	14.84	2	7426	9300	1.15	0.20	1.00	100.0	10000.0

typy zbiorników

1. zbiornik usytuowany na cieku

2. zbiornik usytuowany po za ciekim

Taka lokalizacja zbiorników miała na celu sprawdzenie czy w skuteczny sposób można zmniejszyć zagrożenie powodziowe dla małych obszarów takich jak wioska. Z uwagi na typ pokrycia poszczególnych obszarów zlewni, zbiorniki mają na celu ochronę obszarów z przewagą pokrycia leśnego i miejscowości Łękawica dla rzeki Kocierzanki, oraz obszarów zabudowanych w ramach miejscowości Ślemień i Gilowice dla rzeki Łękawki.

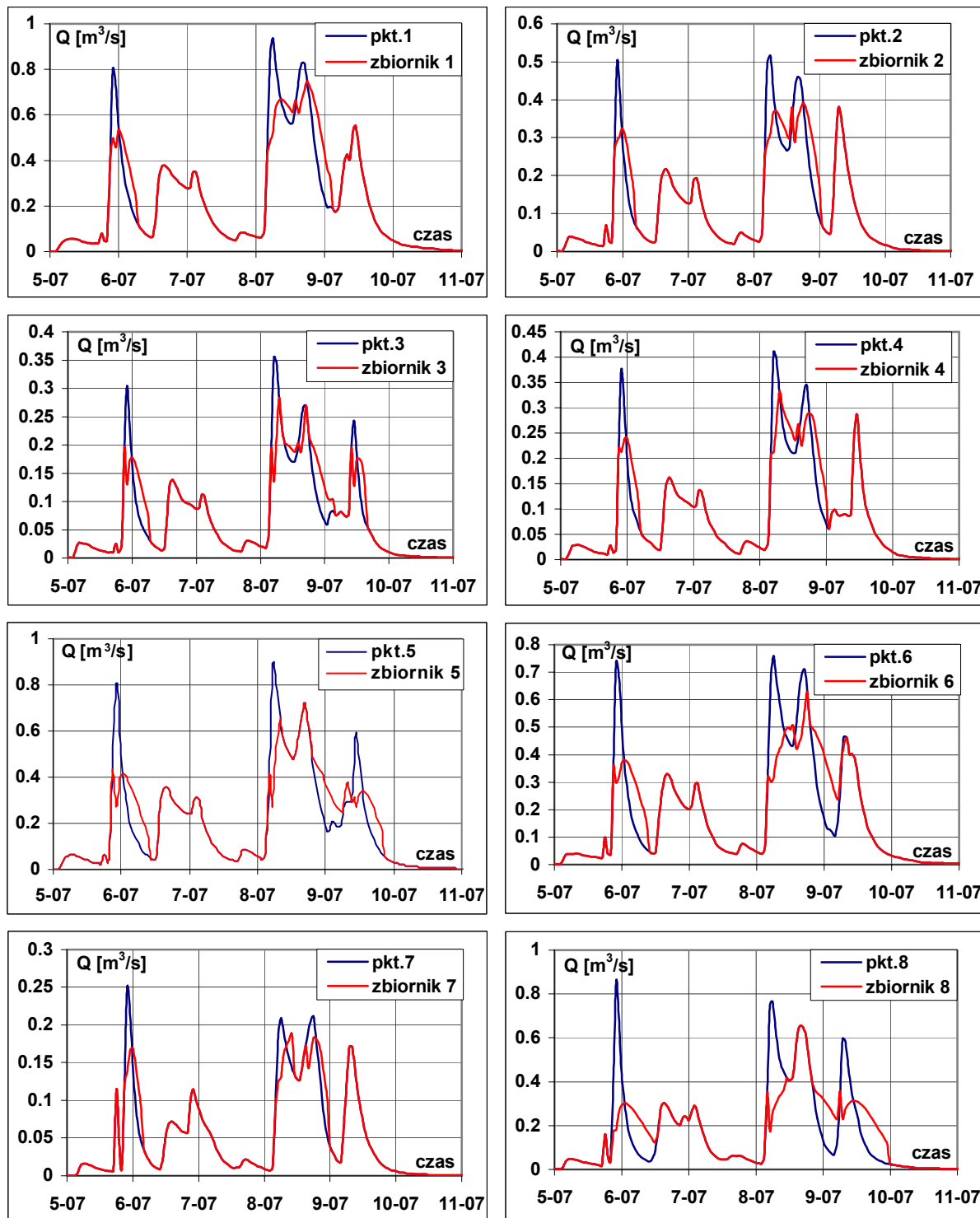
Przeprowadzono symulacje pracy zbiorników, a wyniki porównano z przepływami dla zlewni naturalnej dla każdego zbiornika w przyjętych punktach kontrolnych. Wyniki symulacji zamieszczono na rysunkach 5.53.-5.56. oraz w tabeli 5.12.

Tabela 5.12. Zestawienie wyników symulacji działania zbiorników retencyjnych

zbiornik pkt. kontrolny	Qmax bez zbiorników	Qmax zbiorniki	ΔQ	ΔQ
	m3/s	m3/s	m3/s	[%]
pkt.1	0.94	0.75	0.19	20%
pkt.2	0.52	0.39	0.12	24%
pkt.3	0.36	0.28	0.07	20%
pkt.4	0.41	0.33	0.08	19%
pkt.5	0.90	0.73	0.18	20%
pkt.6	0.76	0.63	0.13	17%
pkt.7	0.25	0.19	0.06	24%
pkt.8	0.86	0.66	0.20	24%
pkt.9	1.55	1.14	0.41	26%
pkt.10	0.48	0.37	0.11	23%
pkt.11	0.80	0.58	0.22	27%
pkt.12	2.15	1.71	0.44	21%
pkt.13	1.02	0.82	0.21	20%
pkt.14	1.31	0.74	0.57	44%
Pkt.kontrolny 1	26.29	23.93	2.36	9%

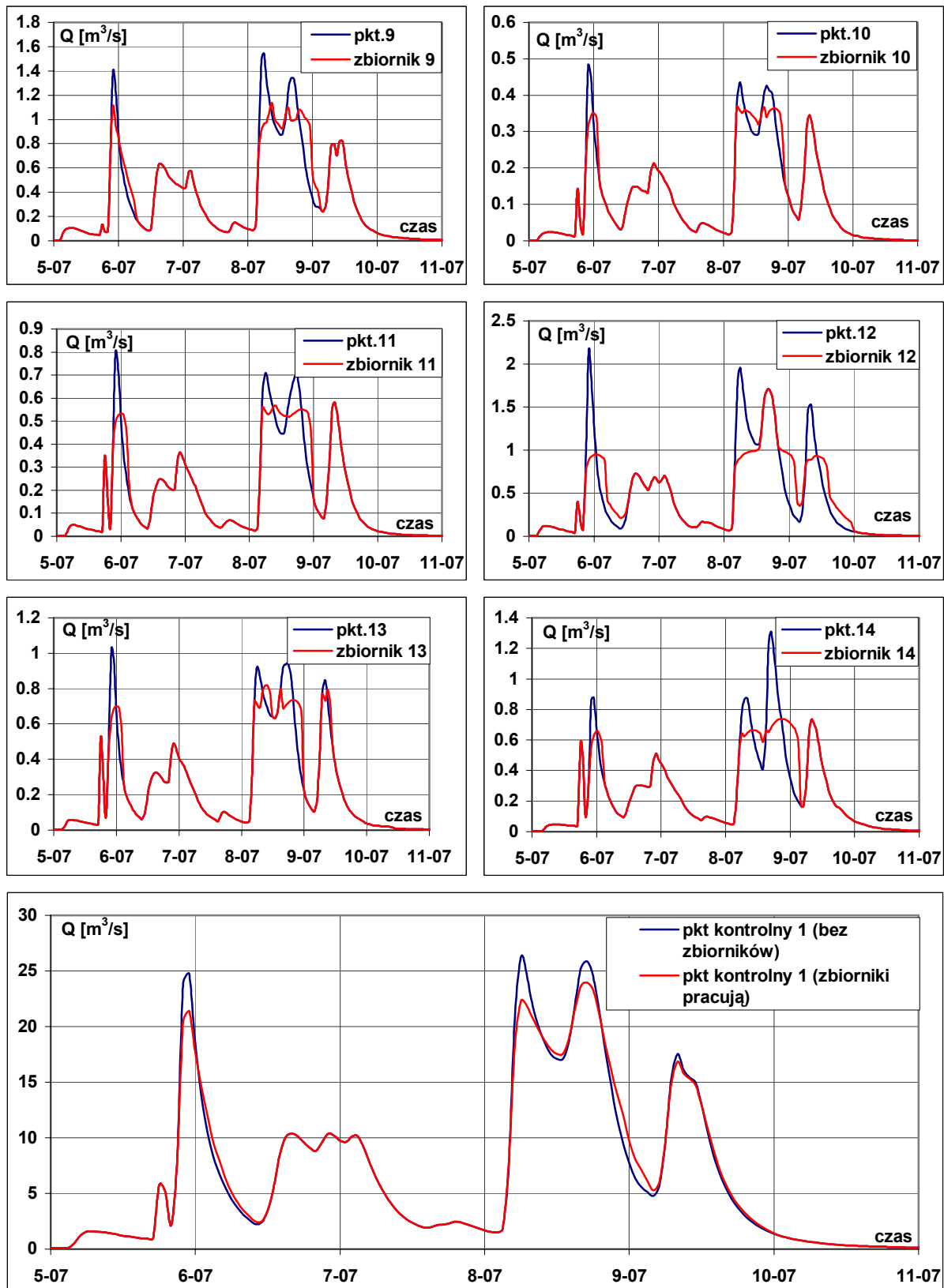
zbiornik pkt. kontrolny	Qmax bez zbiorników	Qmax zbiorniki	ΔQ	ΔQ
	m3/s	m3/s	m3/s	[%]
pkt.15	1.18	0.84	0.34	28%
pkt.16	2.60	2.01	0.59	23%
pkt.17	0.47	0.41	0.06	13%
pkt.18	0.84	0.64	0.20	24%
pkt.19	0.71	0.50	0.21	29%
pkt.20	1.29	0.69	0.60	46%
pkt.21	1.50	1.05	0.45	30%
pkt.22	1.12	0.85	0.28	25%
pkt.23	2.73	1.86	0.87	32%
pkt.24	8.09	4.96	3.13	39%
pkt.25	5.07	3.19	1.88	37%
pkt.26	2.86	2.42	0.44	15%
pkt.27	7.35	5.18	2.17	29%
pkt.28	1.85	1.32	0.52	28%
pkt.kontrolny 1	17.26	10.96	6.30	37%
pkt.kontrolny 2	42.59	34.03	8.57	20%

Dla poszczególnych zbiorników redukcja przepływu jest na poziomie od kilkunastu do kilkudziesięciu procent zarówno dla urządzeń zlokalizowanych na Kocierzance jak i na Łękawce. W przekroju kontrolnym dla zlewni Kocierzanki redukcja przepływu wynosi ok. 9%. W przekroju kontrolnym dla zlewni Łękawki redukcja przepływu wynosi ok. 20%.



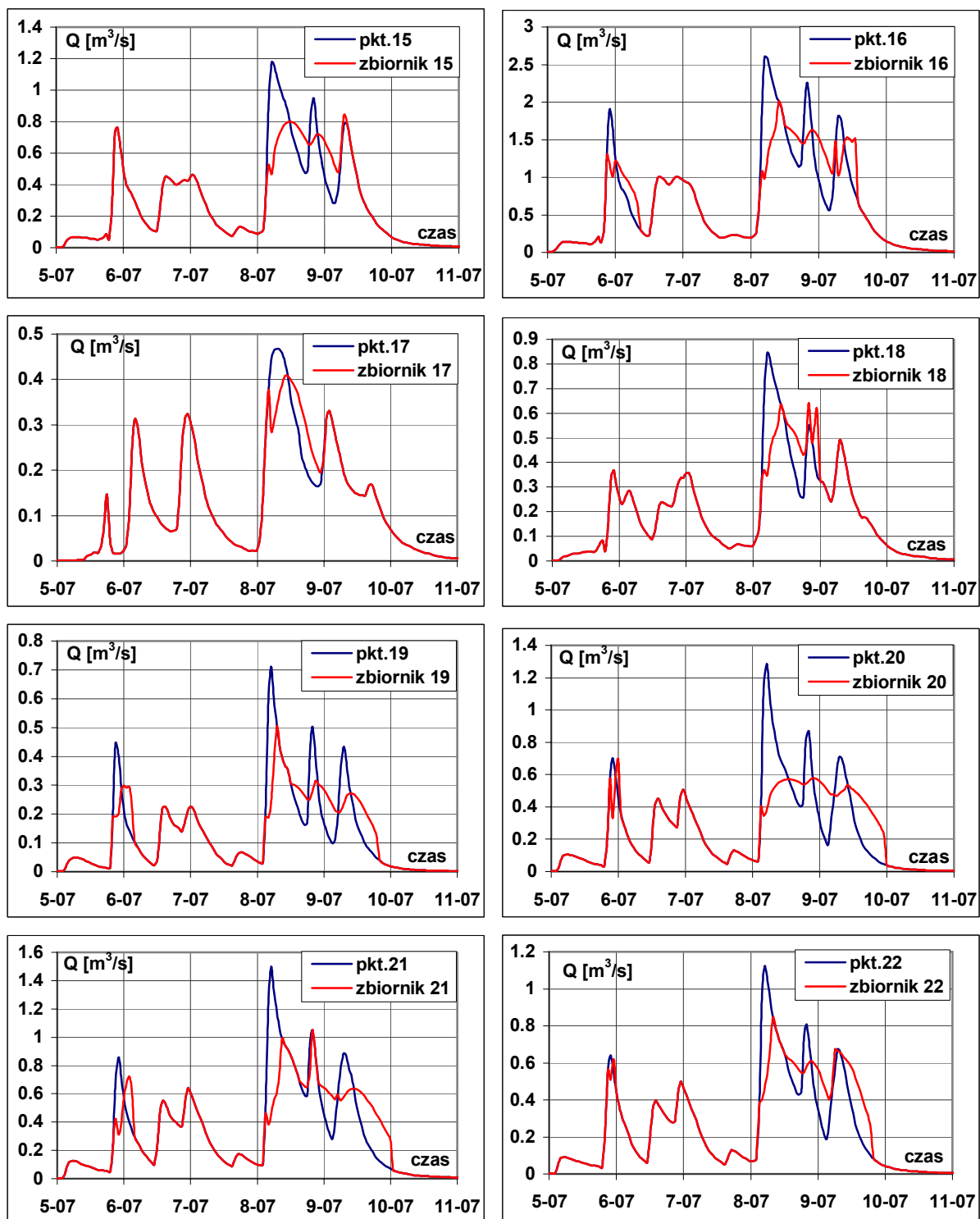
Rysunek 5.53. Wpływ poszczególnych zbiorników na hydrogram przepływu w przekrojach kontrolnych (osie zapór) dla rzeki Kocierzanki





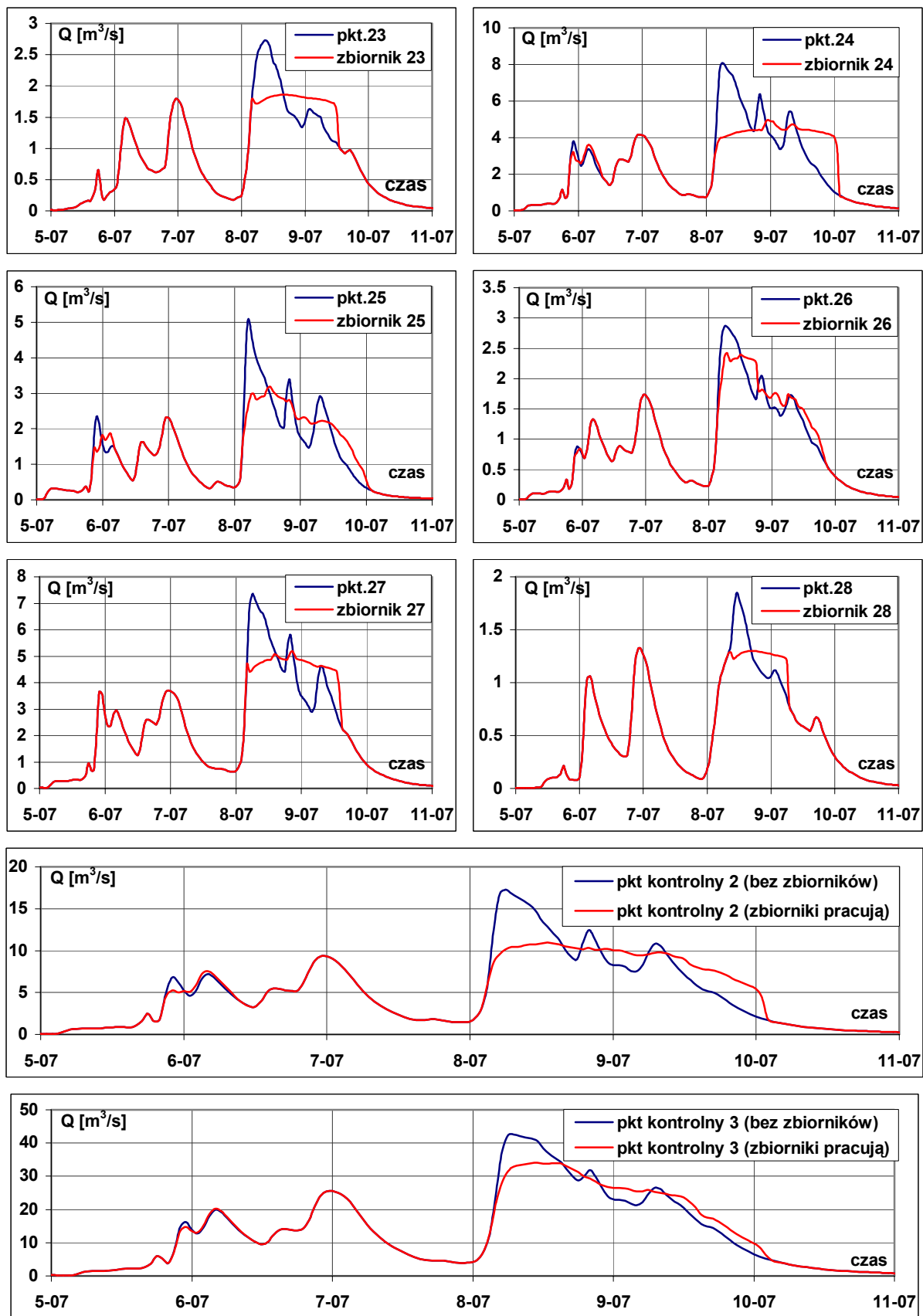
Rysunek 5.54. Wpływ poszczególnych zbiorników na hydrogram przepływu w przekrojach kontrolnych (osie zapór oraz przekroju kontrolnym 1) dla rzeki Kocierzanki





Rysunek 5.55. Wpływ poszczególnych zbiorników na hydrogram przepływu w przekrojach kontrolnych (osie zapór) dla rzeki Łękawki





Rysunek 5.56. Wpływ poszczególnych zbiorników na hydrogram przepływu w przekrojach kontrolnych (osie zapór oraz przekrojach kontrolnych nr 2 i 3) dla rzeki Łękwawki

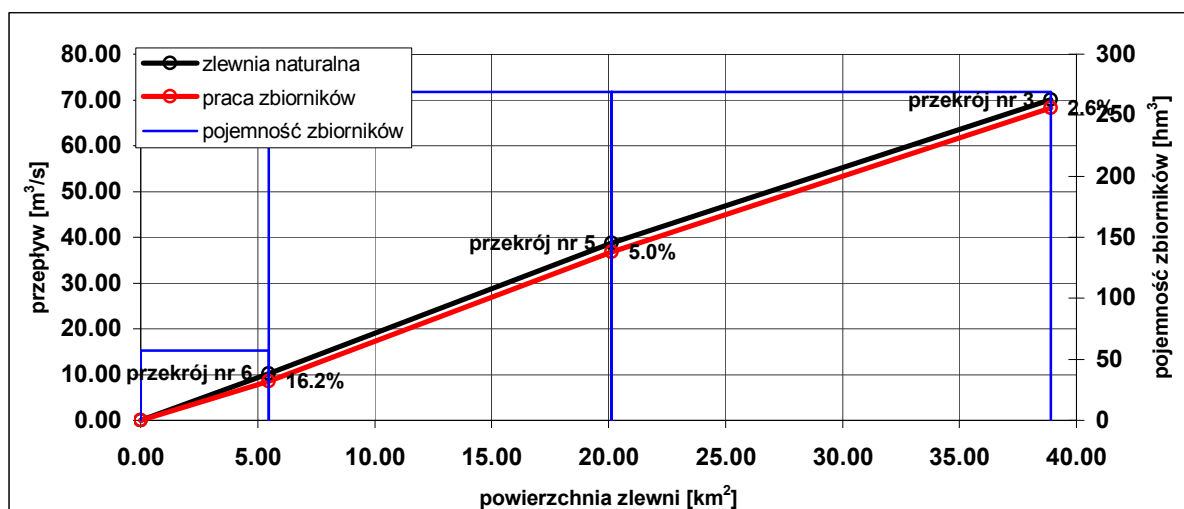


Całkowita pojemność zaprojektowanych zbiorników wynosi 1927 hm³, podczas gdy całkowita pojemność poprzednio analizowanych zbiorników wynosiła 3479 hm³. Łączna pojemność zbiorników zlokalizowanych na terenie zlewni rzeki Kocierzanki wynosi 269 hm³, natomiast łączna pojemność zbiorników zlokalizowanych na terenie zlewni rzeki Łękawki jest znacznie większa i wynosi 1658 hm³. W obu zlewniach zbiorniki umiejscowione są w górnej części zlewni, powyżej zabudowy zwartej wiejskiej.

W tabeli 5.13. przedstawiono redukcję przepływu w poszczególnych przekrojach dla zlewni rzeki Kocierzanki i Łękawki. Wartości te pokazano również w formie diagramów – rysunek 5.57. i 5.58.

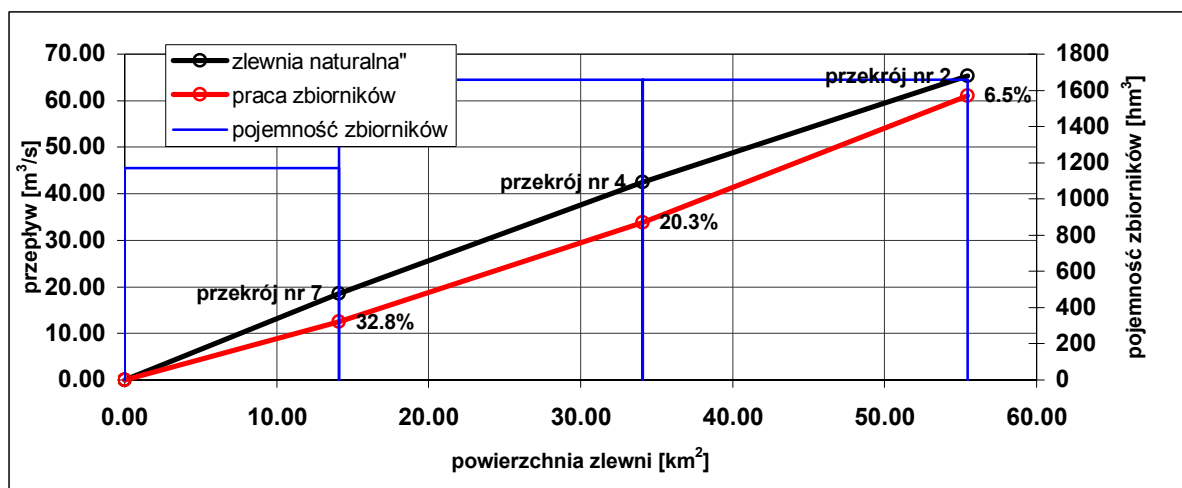
Tabela 5.13. Zestawienie redukcji przepływu w profilu podłużnym w skutek działania zbiorników

przekrój	nazwa ciek	przepływ [m ³ /s]		redukcja przepływu	powierzchnia zlewni [km ²]	sumaryczna pojemność zbiorników [hm ³]
		zlewnia naturalna	praca zbiorników			
6	Kocierzanka	10.22	8.56	16.2%	5.47	57
5	Kocierzanka	38.68	36.74	5.0%	20.15	269
3	Kocierzanka	70.08	68.23	2.6%	38.92	269
7	Łękawka	18.53	12.45	32.8%	14.07	1171
4	Łękawka	42.47	33.85	20.3%	34.10	1658
2	Łękawka	65.35	61.08	6.5%	55.47	1658



Rysunek 5.57. Redukcja przepływu w profilu podłużnym w wyniku działania zbiorników w zlewni rzeki Kocierzanki





Rysunek 5.58. Redukcja przepływu w profilu podłużnym w wyniku działania zbiorników w zlewni rzeki Łękawki

Hydrogramy przepływu dla poszczególnych przekrojów kontrolnych z uwzględnieniem pracy zbiorników przedstawiono na rysunkach 5.59. i 5.60.

Tak przyjęte rozwiązania, w których zbiorniki skupione są tylko na pewnych obszarach zlewni, pozwalają na tworzenie lokalnych systemów ochrony powodziowej. Takimi systemami można chronić np. obszar gminy lub wioski. Małe zbiorniki dają większe możliwości ich lokalizacji oraz nie generują dużych nakładów inwestycyjnych. W przypadku zlewni Łękawki, w przekroju nr 7 (położonym w górnej części zlewni) redukcja przepływu maksymalnego została zwiększona do około 33%, przy poprzednim układzie zbiorników wynosiła około 9%. Efekt ten został osiągnięty przez odpowiednią lokalizację małych zbiorników, których pojemność została zwiększona z 379 hm³ (dla poprzedniego układu) do 1288 hm³ w układzie opisywanym w tym rozdziale (tabela 5.10. i tabela 5.13.)

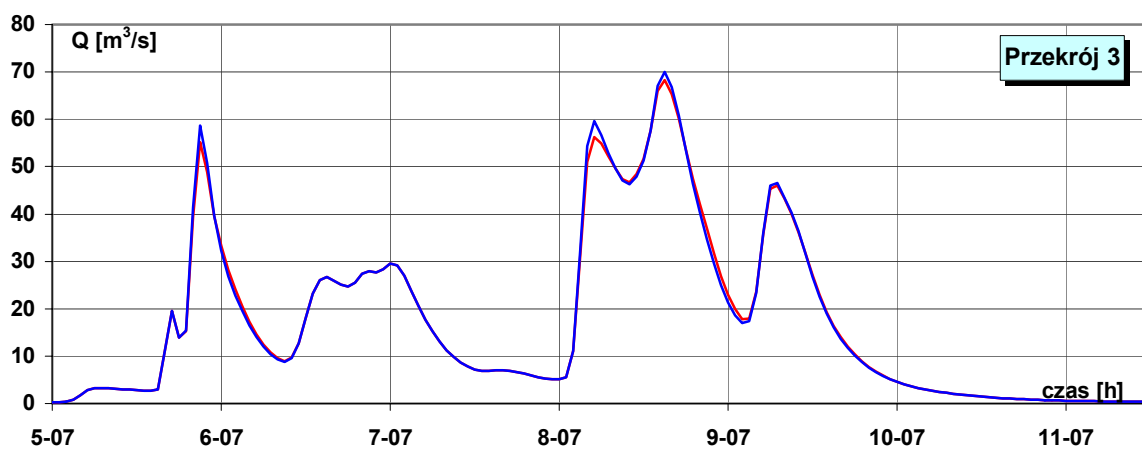
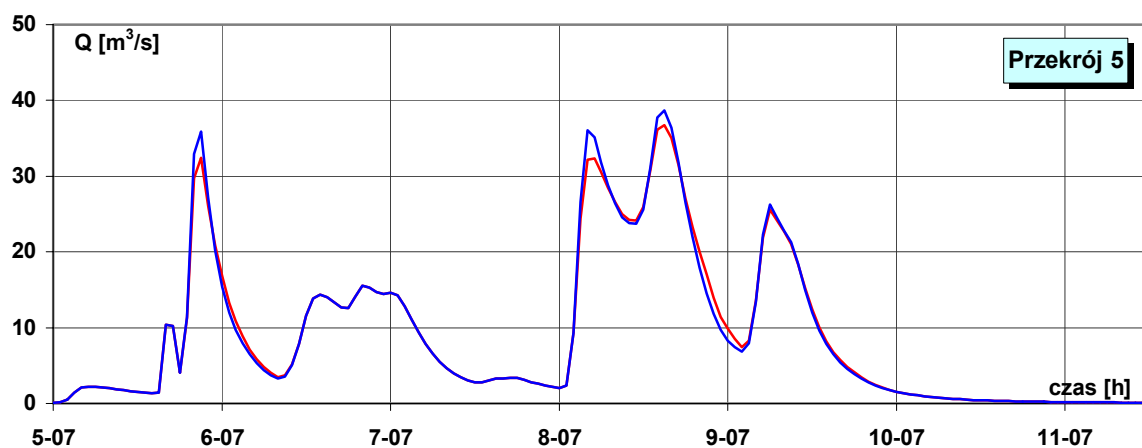
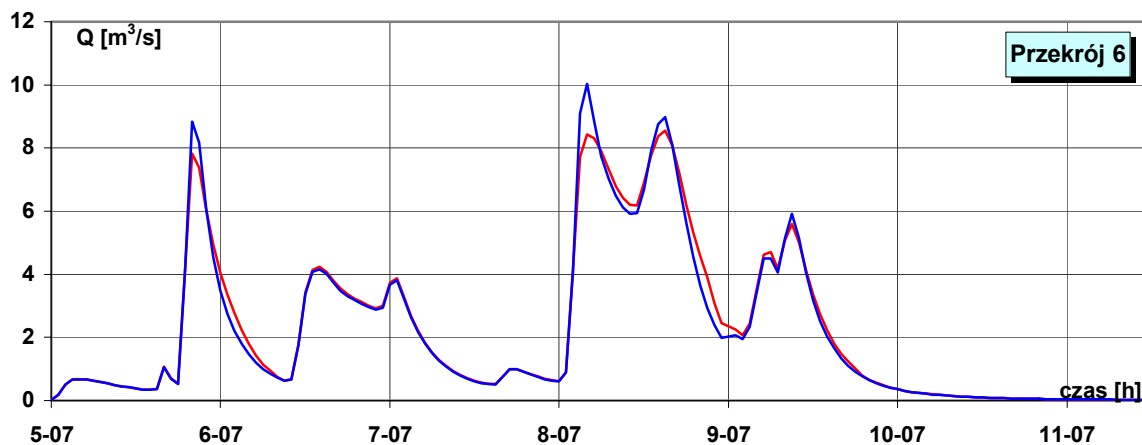
W niektórych przypadkach istotna jest ochrona pojedynczych obiektów czy mikroobszarów (zabytki, obiekty szczególnie chronione), w związku z tym takie rozwiązanie może być skutecznym i tanim sposobem ochrony przeciwpowodziowej.

Niestety w ujęciu całej zlewni takie systemy nie mają większego znaczenia, gdyż swoim zasięgiem nie obejmują zbyt dużych obszarów. Na terenie zlewni rzeki Kocierzanki zbiorniki zostały zlokalizowane w górnej jej części, dla przekroju nr 6 (przekrój położony poniżej lokalizacji zbiorników) redukcja przepływu maksymalnego wynosi około 16%. W przekrojach kontrolnych położonych poniżej zmniejsza się, i tak dla przekroju nr 5 wynosi 5%, a dla przekroju nr 3 – około 2.6%. Podobna sytuacja ma miejsce w zlewni Łękawki, dla przekroju nr 7 (położonego poniżej lokalizacji większości zbiorników) redukcja przepływu wynosi około 32%, natomiast w kolejnych przekrojach 4 i 2 zmniejsza się odpowiednio na około 20%

i 6.5% (tabela 5.13.). W przypadku rozwiązań globalnych, obejmujących obszar całej zlewni, kilku gmin czy powiatu, należy zwiększyć liczbę zbiorników i usytuować je na terenie całej zlewni ze szczególnym uwzględnieniem górnych części zlewni.

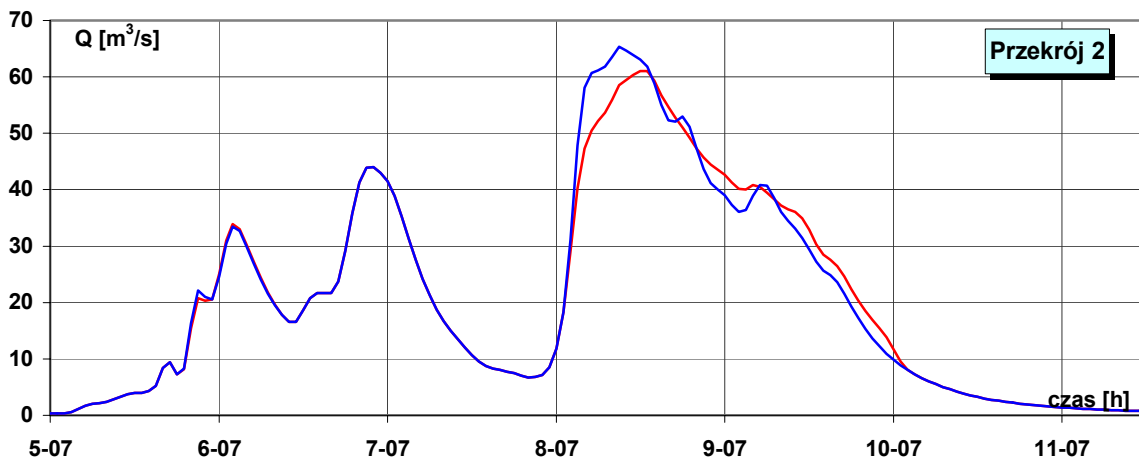
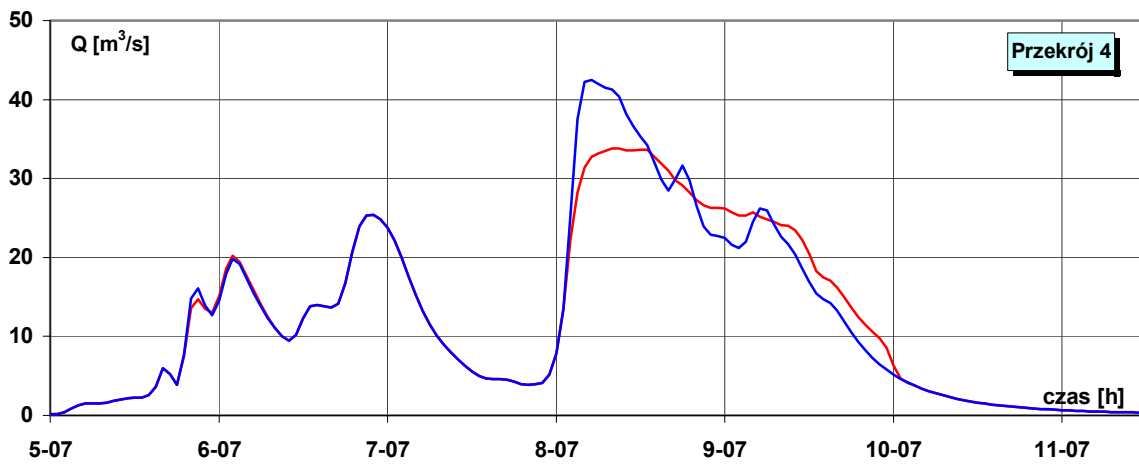
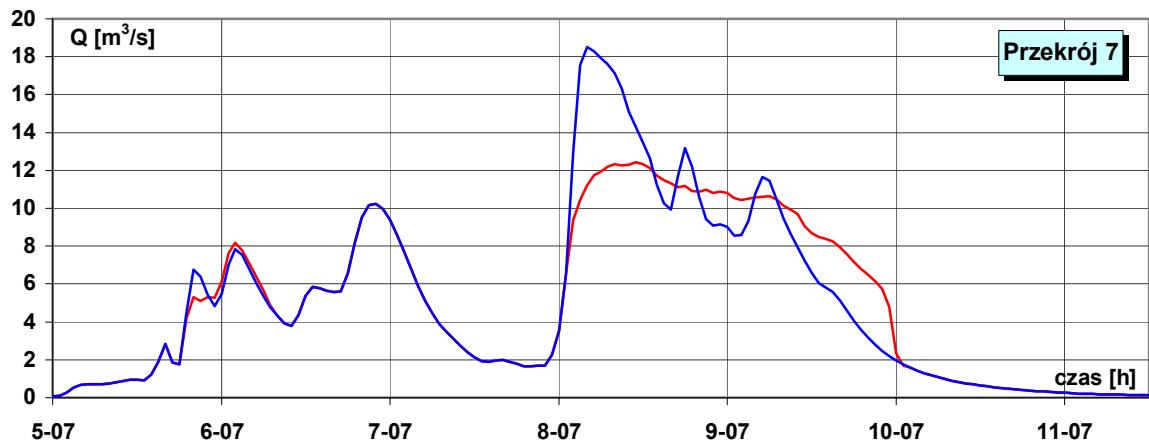
Hydrogramy w punktach kontrolnych dla małych zbiorników

Legenda: — zlewnia naturalna — zbiorniki retencyjne



Rysunek 5.59. Wyniki obliczeń przepływów w przekrojach kontrolnych rzeki Kocierzanki





Rysunek 5.60. Wyniki obliczeń przepływów w przekrojach kontrolnych rzeki Łękwki



5.5. Symulacja działania połączonych systemów urządzeń retencyjnych

Poszukując najskuteczniejszej metody ochrony zlewni można przy użyciu opracowanego programu komputerowego dowolnie tworzyć scenariusze przewidywanej ochrony, zarówno z punktu widzenia potencjalnych możliwości jak i czysto teoretycznych rozważań. Przykładowo przeprowadzono obliczenia dla najbardziej skutecznych form retencji, w tym celu stworzono następujące kombinacje urządzeń retencyjnych:

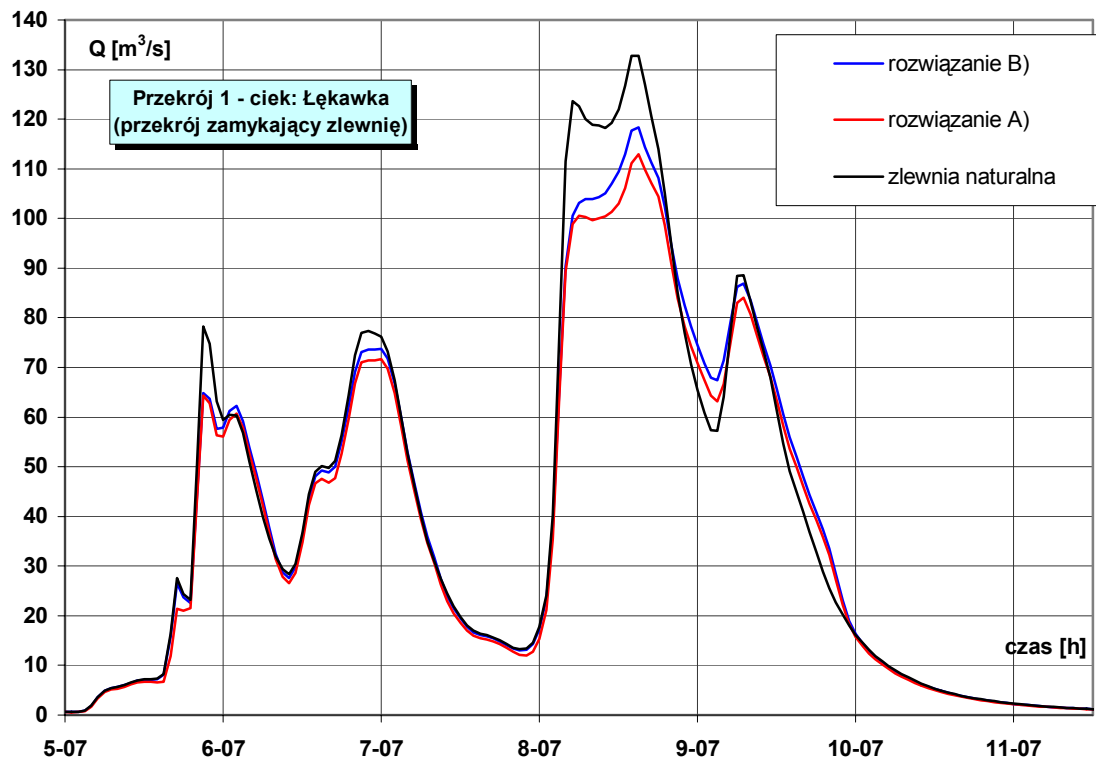
- A) retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących z uwzględnionym spływem powierzchniowym wraz z retencją wody w małych zbiornikach retencyjnych (16 zbiorników zlokalizowanych według lokalnego planu)
- B) retencja wody ze wszystkich form zabudowy w zlewni wraz z odwodnieniem dróg asfaltowych oraz z retencją wody w małych zbiornikach retencyjnych

Wykorzystując tak przyjęte systemy retencji uzyskano w przypadku A) przepływ o około 12% niższy niż dla zlewni naturalnej oraz około 15% niższy w przypadku B). W obliczeniach uwzględniono wykorzystane wcześniej urządzenia nie zmieniając ich liczby ani parametrów, co pozwoliło ocenić skuteczność urządzeń działających jako system. Zarówno w przypadku A) jak i B) skuteczność systemu jest nieco mniejsza niż suma skuteczności poszczególnych urządzeń. Jednak z praktycznego punktu widzenia są to najlepsze rozwiązania, ponieważ pozwalają w sposób optymalny wykorzystać potencjał retencyjny zlewni, lokalizując na jej terenie te urządzenia, których działanie dla danego pokrycia czy zagospodarowania będzie najlepsze. Szczegółowe wyniki przedstawiono w tabeli 5.12. oraz na rysunku 5.61.

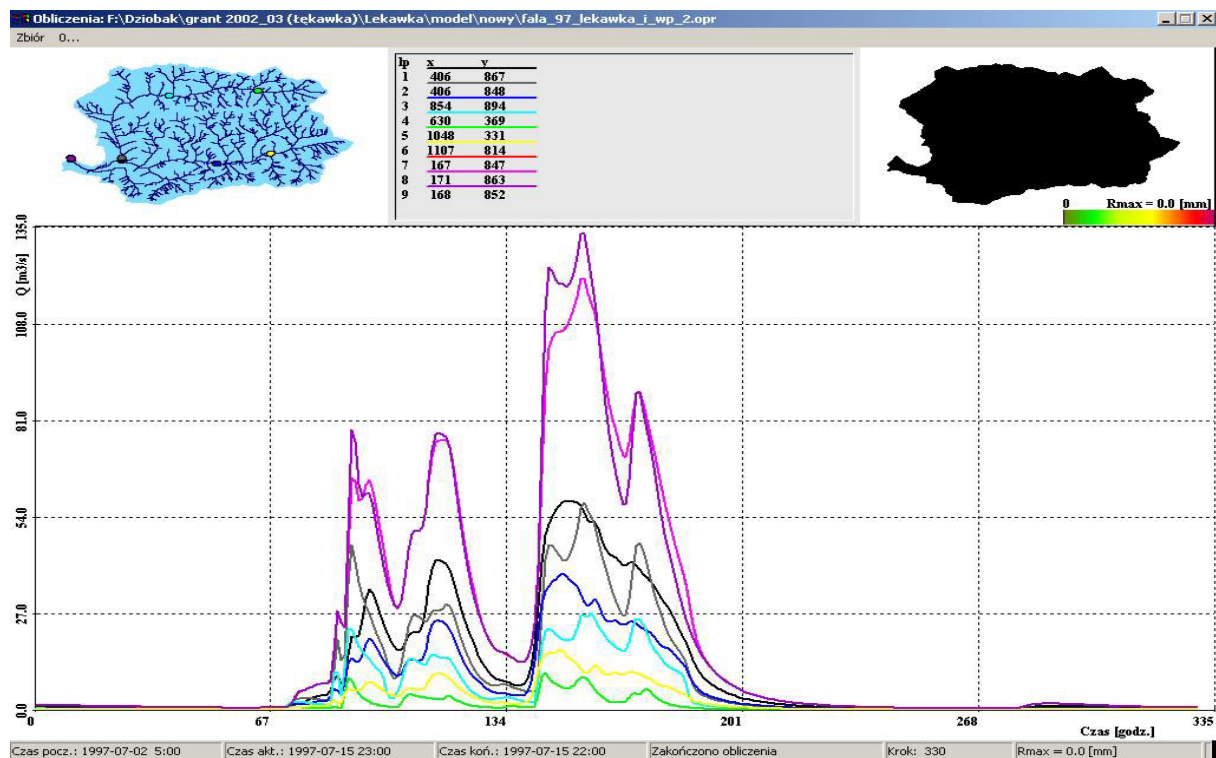
Tabela 5.14. Zestawienie wyników symulacji działania dla połączonych systemów urządzeń redukcyjnych dla przekroju zamykającego zlewnię rzeki Łękawki

Przekrój nr 1 (zamykający zlewnię)		zlewnia naturalna	niecki filtrujące	retencja wody z zabudowy	odwodnienie dróg asfaltowych	zbiorniki retencyjne	A)	B)
przepływ maksymalny	[m ³ /s]	132.8	129.0	128.1	126.5	120.6	118.3	112.9
redukcja przepływu maksymalnego	[m ³ /s]	-	3.8	4.8	6.4	12.2	14.5	19.9
	[%]	-	2.9	3.6	4.8	9.2	10.9	15.0
maksymalna edukcja przepływu	[m ³ /s]	-	4.1	6.0	7.2	22.6	23.1	24.7





Rysunek 5.61. Hydrogram przepływu dla przekroju zamykającego zlewnia rzeki Łękawki



Rysunek 5.62. Przykładowy hydrogram przepływu dla retencji wody z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących wraz z retencją wody do małych zbiorników retencyjnych



6 Analiza wyników i wnioski

Planowanie modernizacji i rozwoju gospodarki wodnej w określonym obszarze zlewni wymaga budowy odpowiedniej koncepcji programowo-przestrzennej przedsięwzięć z tego zakresu. To z kolei jest uwarunkowane dostępnością informacji hydrologicznej o odpowiednim poziomie dokładności w skali czasowej i przestrzennej.

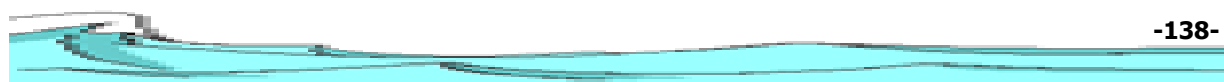
Modelowanie odpływu ze zlewni jest podstawowym narzędziem w generowaniu informacji w podobszarach zlewni, gdzie nie można jej uzyskać bezpośrednio z naziemnego hydrometeorologicznego monitoringu. W tym kontekście problem rozwoju i aplikacji numerycznych modeli odpływu, dostosowanych do wymagań narzuconych przez określone zagospodarowanie zlewni oraz istniejącą sieć monitoringu naziemnego, jest zagadnieniem wciąż otwartym.

Problem nie jest jednoznacznie zdefiniowany, a istniejące możliwości weryfikacji zróżnicowanych rozwiązań są ograniczone. Z drugiej strony, konieczność szczegółowego uzasadnienia proponowanych przedsięwzięć technicznych i metodycznych w zlewni, w zakresie gospodarki wodnej, wymaga odpowiedniego poziomu szczegółowości ich funkcjonalnej analizy. Dotyczy to zwłaszcza zagadnienia podnoszenia retencyjności zlewni (jej retencyjnego przysposobienia) w oparciu o małą i lokalną retencję, a także retencję obszarową.

Zaproponowane w pracy rozwiązania stanowią przykład wykorzystania prostych urządzeń retencyjnych. Ich konstrukcja, wykonanie i obsługa nie generuje wielkich nakładów finansowych i z powodzeniem może być stosowana do ochrony małych obszarów takich jak sioło czy wieś.

Stworzona na bazie modelu WISTOO aplikacja pozwala na analizę skuteczności działania poszczególnych urządzeń retencyjnych. Narzędzie to daje możliwość: wyboru preferowanego rozwiązania, weryfikacji lokalizacji oraz parametrów poszczególnych obiektów retencyjnych, obliczenia przepływu w dowolnie zadanym przekroju zlewni oraz szybkiej i dokładnej analizy możliwych do uzyskania zmian w reżimie przepływu. Dzięki temu aplikacja może być narzędziem wykorzystywanym przy wstępnym projektowaniu systemów ochrony przeciwpowodziowej, w planowaniu zagospodarowania przestrzennego oraz może służyć do symulacji lub prognozowania odpływu powierzchniowego w analizach hydrologicznych.

Spośród wszystkich proponowanych rozwiązań do obliczeń wykorzystano tylko te urządzenia, które z uwagi na infrastrukturę terenu, techniczne możliwości wykonania oraz możliwości usytuowania, można było zastosować w zlewni rzeki Łękawki.



Są to przede wszystkim:

- ✓ małe i bardzo małe zbiorniki retencyjne usytuowane głównie w górnych partiach zlewni na małych dopływach,
- ✓ odwodnienia dróg asfaltowych z odprowadzeniem wód opadowych do naturalnych i sztucznych odbiorników,
- ✓ odwodnienia zabudowy luźnej wiejskiej i rozproszonej z odprowadzeniem wód opadowych do studni, niecek filtracyjnych oraz zbiorników szczelnych z przechwyceniem i bez przechwycenia spływu powierzchniowego.

W pracy nie sprawdzono efektywności działania urządzeń, które z uwagi na swoją konstrukcję czy przeznaczenie nie mogą być wykorzystane w zlewni górskiej, takiej jak zlewnia rzeki Łekawki.

Zastosowanie parkingów i placów sportowych z wsiąkaniem powierzchniowym mogło nie przynieść pożądanych efektów, ponieważ całą zabudowę na terenie zlewni stanowi niewielka zabudowa zwarta wiejska oraz zabudowa rozproszona - w związku z tym w wybranej zlewni nie występują duże powierzchnie przeznaczone na tego rodzaju infrastrukturę.

Wykorzystanie dachów zielonych i dachów z podpiętrzaniem pomimo znacznej ilości domków jednorodzinnych oraz gęstej zabudowy w dolnej części zlewni jest niemożliwe do zrealizowania ze względów technicznych. Trudności wynikają z konstrukcji dachów na terenach górskich, które charakteryzują się dużym spadem (budownictwo projektowane z uwagi na duże opady śniegu w okresie zimowym). Także powierzchnie dachów zabudowań zlewni nie są na tyle duże, aby mogły spełniać one swoją rolę. Tego typu rozwiązania mogą być stosowane na terenach nizinnych.

Do obliczeń nie przyjęto także rozwiązania polegającego na wykonaniu rowów chłonnych. Ich samodzielne działanie nie miałyby żadnego wpływu na zmniejszenie fali powodziowej, gdyż podobnie jak studnie chłonne nie zatrzymywałyby znacznych objętości wody. Poza tym ukształtowanie powierzchni zlewni znacznie ogranicza możliwości wykonania znaczącej liczby tego typu urządzeń.

Sprawdzenia efektywności działania przyjętych form retencji dokonano w siedmiu przekrojach rozmieszczonych na długości, dla dwóch głównych cieków: rzeki Łekawki i Kocierzanki. Dla małych zbiorników retencyjnych dodatkowo została przeprowadzona ocena w 16 -tu przekrojach zaporowych. Symulacje przeprowadzono na podstawie rzeczywistych danych opadowych z powodzi w 1997 roku.

Z przeprowadzonych analiz dla obiektów małej retencji wynikają następujące wnioski:

- ✓ żadne z analizowanych urządzeń zbierających wodę opadową z zabudowy praktycznie nie redukuje kulminacji fali wezbraniowej. Ich działanie ogranicza się głównie do redukcji objętości fali,
- ✓ nieco lepsze efekty uzyskuje się, gdy urządzenia zbierające wodę opadową równocześnie zatrzymują wodę pochodzącą ze spływu powierzchniowego. Fakt ten powinien być uwzględniany w fazie projektowania, tego typu urządzeń retencyjnych,
- ✓ dobrze zaprojektowana retencja wody pochodzącej z odwodnień z dróg jest skuteczniejszym rozwiązaniem w porównaniu z retencjonowaniem wody opadowej.

Analizując obliczenia przeprowadzone dla małych zbiorników retencyjnych można zauważyć, że najlepsze efekty w redukcji maksymalnych przepływów można osiągnąć stosując małe zbiorniki retencyjne. Z przeprowadzonych symulacji komputerowych wynika, że:

- ✓ zaproponowane w „Lokalnym planie ograniczenia skutków powodzi i profilaktyki przeciwpowodziowej dla powiatu Żywieckiego” zbiorniki retencyjne dla zlewni Łęka-kawki umożliwiają redukcję przepływu kulminacyjnego o około 10% w przekroju zamykającym zlewnie,
- ✓ stwierdzono, że 4 zbiorniki spośród 16 proponowanych nie wpływają na redukcję przepływu,
- ✓ redukcję przepływu można uzyskać nie tylko poprzez zwiększanie pojemności zbiorników ale również poprzez ich liczbę. Wykazano, że poprzez zwiększenie liczby zbiorników, można uzyskać lepszy rezultat w redukcji fali wezbraniowej aniżeli poprzez zwiększanie ich pojemności,
- ✓ „łapacze przepływów” dobrze redukują wezbrania, jeżeli są wykonywane na ciekach o powierzchni do 2 km², dla zlewni większy należy stosować zbiorniki usytuowane bezpośrednio na lub obok cieku,
- ✓ połączone systemy retencyjne stanowią konsekwencję działań mających na celu optymalną ochronę przeciwpowodziową zlewni. W zależności od sposobu zabudowy zlewni istnieją konkretne uwarunkowania lokalizacji poszczególnych urządzeń,
- ✓ współdziałanie systemów mieszanych np. retencja wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących z uwzględnionym spływem powierzchniowym wraz z retencją wody w małych zbiornikach retencyjnych, wpływa korzystnie na reduk-

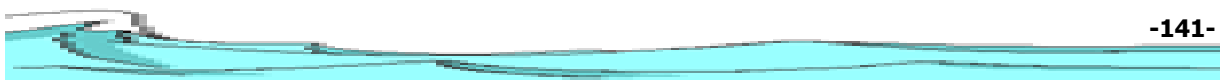
cję fali wezbraniowej, jednak wypadkowy efekt jest nieco gorszy aniżeli wynika to z sumarycznego działania w niezależnych układach. Nie można zatem przeprowadzać superpozycji efektów pracy poszczególnych rozwiązań, przy końcowej ocenie skuteczności działania rozwiązań mieszanych.

Wnioski końcowe.

Opracowana metodyka pozwala na:

- ✓ szybki i prosty sposób dokonywania symulacji numerycznych umożliwiających sprawdzenie skuteczności działania poszczególnych urządzeń z zakresu retencji,
- ✓ optymalizowanie zarówno parametrów poszczególnych urządzeń jak i ich lokalizacji,
- ✓ ocenę skuteczności działania układów współdziałających ze sobą w ramach systemu, w dowolnie wybranych miejscach zlewni.

Z powyższej rozprawy wynika, że istnieje możliwość przeprowadzenia obiektywnej oceny wpływu poszczególnych rozwiązań technicznych na hydrogram odpływu powierzchniowego w dowolnym przekroju poprzecznym zlewni.



Oznaczenia użyte we wzorach

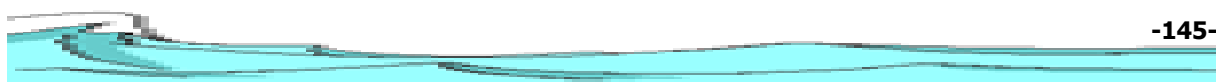
A	powierzchnia zlewni [km^2]
A_0	powierzchnia podstawy zbiornika z wsiąkaniem [m]
A_1, A_2	powierzchnie boczne zbiornika z wsiąkaniem [m]
A_{calc}	całkowita powierzchnia zbiornika z wsiąkaniem [m]
A_{red}	powierzchnia umocniona (zredukowana) [m^2] [ha]
A_N	powierzchnia niecki [m^2]
A_s	powierzchnia wsiąkania [m^2]
A_S	podpiętrzona powierzchnia dachu [m^2]
A_{st}	powierzchnia stawu [m^2]
A_{up}	pole powierzchni przekroju upustu a – szerokość zbiornika [m]
a	szerokość zbiornika [m]
B	współczynnik obliczeniowy zależny od czasu dopływu t_p i stosunku przepływów odczytywany z nomogramu (Rysunek 2.19.) [-]
b	szerokość dna [m]
B_{max}	maksymalna szerokość zbiornika [m]
B_{up}	szerokość upustu zbiornika [m]
B_{zb}	szerokość zbiornika [m]
c_v	współczynnik zmienności [-]
dt	krok obliczeniowy modelu zbiornika [min]
F_1	maksymalny moduł odpływu jednostkowego
f	współczynnik kształtu fali [-]
H_{zb}	wysokość zbiornika [m]
H	wysokość zwierciadła wody w zbiorniku dla otworów niezatopionych lub różnica poziomów zwierciadeł przy otworach zatopionych [m]
H_{max}	maksymalna wysokość zbiornika [m]
H_{up}	wysokość upustu zbiornika [m]
h	wysokość użyteczna rowu chłonnego [m]
h_{aj}	napelnienie zbiornika w aktualnej chwili czasowej [m]
h_s	niezbędna wysokość podłoża [m]
J	spadek cieku [-]



j	kolejny krok obliczeń modelu [-]
k_f	współczynnik przepuszczalności w strefie nasyconej [m/s]
L	długość ciekę [km]
L_{max}	maksymalna długość zbiornika [m]
L_R	długości rowu chłonnego [m]
L_{zb}	długość zbiornika [m]
N	wskaźnik nieprzepuszczalności określony z tablic na podstawie gleb występujących w zlewni [-]
Q_d	miarodajne do obliczeń natężenie odpływu ścieków ze zbiornika retencyjnego, obliczone jako średnia arytmetyczna natężenia odpływu ze zbiornika przy rozpoczęciu retencji $Q_d \min$ (odpływ całym przekrojem przewodu o swobodnym spadku) i natężenia odpływu przy maksymalnym wypełnieniu zbiornika $Q_d \max$ [l/s]
Q_{dl}	dławiona wydajność odpływu [l/s]
Q_{dop}	dopływu do zbiornika retencyjnego [m ³ /s]
Q_{fil}	filtracja [m ³ /s]
Q_{odp}	odpływ ze zbiornika retencyjnego [m ³ /s]
Q_{odpp}	odpływ ze zbiornika poprzez przelew miarodajny (odpływ przy zbiorniku wypełnionym całkowicie) [m ³ /s]
Q_{odpz}	odpływ ze zbiornika poprzez zastawkę lub mnicha [m ³ /s]
Q_p	objętość przepływu na początku przedziału Δt [m ³ /s]
$Q_{p\%}$	przepływ o określonym prawdopodobieństwie p % pojawiania się [m ³ /s]
Q_{par}	parowanie z powierzchni zbiornika [m ³ /s]
Q_R	przepływ zredukowany (powyżej tej wartości urządzenie rozpoczyna pracę) [m ³ /s]
$Q_{rT;n}$	odpływ deszczu o czasie trwania T i częstotliwości n [l/s]
Q_s	wydajność wsiąkania zbiornika [l/s]
Q_{UP}	wydatek urządzeń upustowych w zbiornikach [m ³ /s]
Q_{wyj}	objętość przepływu na końcu przedziału Δt [m ³ /s]
Q_{zad}	objętość przepływu granicznego [m ³ /s]
Q_{zb}	akumulacja wody w zbiorniku [m ³ /s]
q_1	maksymalny odpływ jednostkowy o prawdopodobieństwie pojawiania się 1% [m ³ /s/km ²]
$q1$	objętość przepływu na początku przedziału dt [m ³ /s]
$q2$	objętość przepływu na końcu przedziału dt [m ³ /s]

q_{aj}	aktualny wypływ ze zbiornika [m^3/s]
q_{wyj}	zredukowana objętość przepływu na końcu przedziału Δt [m^3/s]
P	normalny opad roczny [mm]
R	współczynnik redukcji [-]
R_p	parametr redukujący wydatek urządzeń upustowych w zbiornikach [km^2]
r	natężenie deszczu miarodajnego [$l/(s \cdot ha)$]
r_{15}	natężenie deszczu 15 – minutowego o częstotliwości n [$l/(s \cdot ha)$]
$r_{15;1}$	natężenie deszczu wg Reinholda [$l/(s \cdot ha)$]
$r_{T;n}$	natężenie deszczu [$l/(s \cdot ha)$], przyjmuje się że jest to deszcz obliczeniowy o czasie trwania $T = 15$ min i częstotliwości $n = 0,2$
s	lokalny spadek koryta (projektowany) [-]
S_k	współczynnik porowatości równy udziałowi porów w objętości żwiru [-]
S_R	pojemność retencyjna podłoża [l/m^3]
SW -	przelicznik jednostek [s/km^3]
T	czas trwania deszczu obliczeniowego [min]
t	czas pracy zbiornika retencyjnego [min]
t_{opr}	czas opróżniania wody deszczowej z powierzchni dachu [h]
t_p	obliczeniowy czas przepływu ścieków w kanale do zbiornika retencyjnego [min]
w_p	wartość stosowana w równaniu regresji odczytywana z tabeli 2.1.
V	max objętość „łapacza przepływu” [m^3]
V_{aj}	objętość zbiornika w danej chwili czasowej [m^3]
V_{akt}	aktualna objętość zbiornika [m^3]
V_{fakt}	faktyczna pojemność zbiornika z wsiąkaniem [m^3]
V_{max}	maksymalną pojemność retencyjną zbiornika [m^3]
V_N	pojemność retencyjna zbiornika [m^3]
V_R	pojemność retencionowana wody deszczowej [m^3]
V_s	pojemność przestrzeni retencyjnej (pojemność właściwa retencji) [m^3]
V_{zb}	pojemność zbiornika [m^3]
x	przyrost przepływu w kroku dt [$m^3/s/min$]
α_p	wartość stosowana w równaniu regresji odczytywana z tabeli 2.1.
δ_j	współczynnik redukcji jeziornej [-]
λ_p	kwantyl rozkładu zmiennej dla zadanego prawdopodobieństwa p odczytywany z tabeli 2.3.

η	stosunek miarodajnego natężenia odpływu wód opadowych ze zbiornika retencyjnego dla różnych stanów napełnienia do natężenia odpływu wód opadowych dla deszczu 15-to minutowego [-]
μ	współczynnik wydatku upustu dennego [-]
ϕ	współczynnik odpływu określany na podstawie mapy gleb Polski, odczytywany z tabeli 2.2.
ψ_s	współczynnik splywu dla powierzchni wsiąkania [-]
Δt	przedział czasu okresu bilansowania [h]
ΔW	różnica wzniesień pomiędzy źródłem a wysokością badanego przekroju [km]
ΔV	przyrost objętości zbiornika [m ³]



Literatura

- [1]. AquaDocInter (2004.05.18) - <http://www.aquadocinter.pl/>
- [2]. Artykuł redakcyjny (2001) – „Znowu powódź”, Magazyn Specjalistyczny „Zagrożenia” Nr 2/2001, Gdańsk.
- [3]. Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P. (1983) – „Kanalizacja. Sieci i pompownie tom I”, Wydawnictwo Arkady, Warszawa.
- [4]. Bobiński E., Żelaziński J. (1997) – „Mity i złudzenia ochrony przeciwpowodziowej”, Konferencja „Zagrożenia powodziowe w zlewniach górskich”, Bielsako-Biała.
- [5]. Borys M. (2001) a – „Stan obwałowań przeciwpowodziowych w Polsce w ujęciu regionalnym i ogólnokrajowym na podstawie danych do roku 2000. Materiały IX Krajowej Konferencji Technicznej Kontroli Zapór Rytró. IMGW, Warszawa.
- [6]. Borys M. (2001) b – „Obwałowania przeciwpowodziowe w Polsce - ilość, rozmieszczenie, stan techniczny”, Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie. Informator IMUZ, nr 2/2001.
- [7]. Byczkowski A. (1996) – „Hydrologia tom I i II”, Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
- [8]. Dębski K. (1970) – „Hydrologia”, Wydawnictwo Arkady, Warszawa.
- [9]. Despotovic J., Stefanovic N., Pavlovic D., Plavsic J. (2004) – “Inefficiency of urban pavement inlets as a source of urban floodings”, “, Novatech 2004, Graie, Lyon – France.
- [10]. Dziewoński Z. (1973) – „Rolnicze zbiorniki retencyjne”, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa.

- [11]. Esser D., Rucard B., Magnouloux T., Daune L., Tregoat P., Barbier J. (2004) – "Les filters plantes de roseaux: application au traitement d'eaux pluviales", Novatech 2004, Graie, Lyon – France.
- [12]. Gądek W. (1994) – „Wyznaczanie strumienia ciepła parowania do modelu ewapotranspiracji”, Czasopismo Techniczne, z.4-B, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
- [13]. Gądek W. (1997) – „Prognoza rozkładu opadu dla potrzeb prognostycznych modeli odpływu ze zlewni”, mat. III Konf. Nauk. Nt. „Współczesne problemy inżynierii wodnej, Wisła”, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
- [14]. Gądek W., Szczepanek R. (1997) – „Metoda przestrzennego rozkładu opadu z uwzględnieniem topografii terenu”, mat. III Konf. Nauk. Nt. „Współczesne problemy inżynierii wodnej, Wisła”, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.
- [15]. Gądek W., Szczepanek R., Banach W. (1997) – „ Czasoprzestrzenne modelowanie procesów hydrologicznych”, Roczniki Akademii Rolniczej w Poznaniu, z. CCXCIV.
- [16]. Gądek W. i in., (1998) a – „Sprawozdanie końcowe z realizacji projektu badawczego nr 303/96/W-50/NE-GW-TX/D nt. Model odpływu ze zlewni dla operacyjnego sterowania zasobami wodnymi w warunkach zmian antropogenicznych środowiska”, maszynopis, Instytut Inżynierii i Gospodarki Wodnej, Politechnika Krakowska, Kraków.
- [17]. Gądek W. i in., (1998) b – „Integral distributed rainfall – runoff model”, proc. Internat. Scientific Conf. Forest and Water, Kraków.
- [18]. Gądek W. i in., (1998) c – „Integralny model odpływu ze zlewni WISTOO”, mat. konf. nauk. nt. „Powódź”, Wrocław.

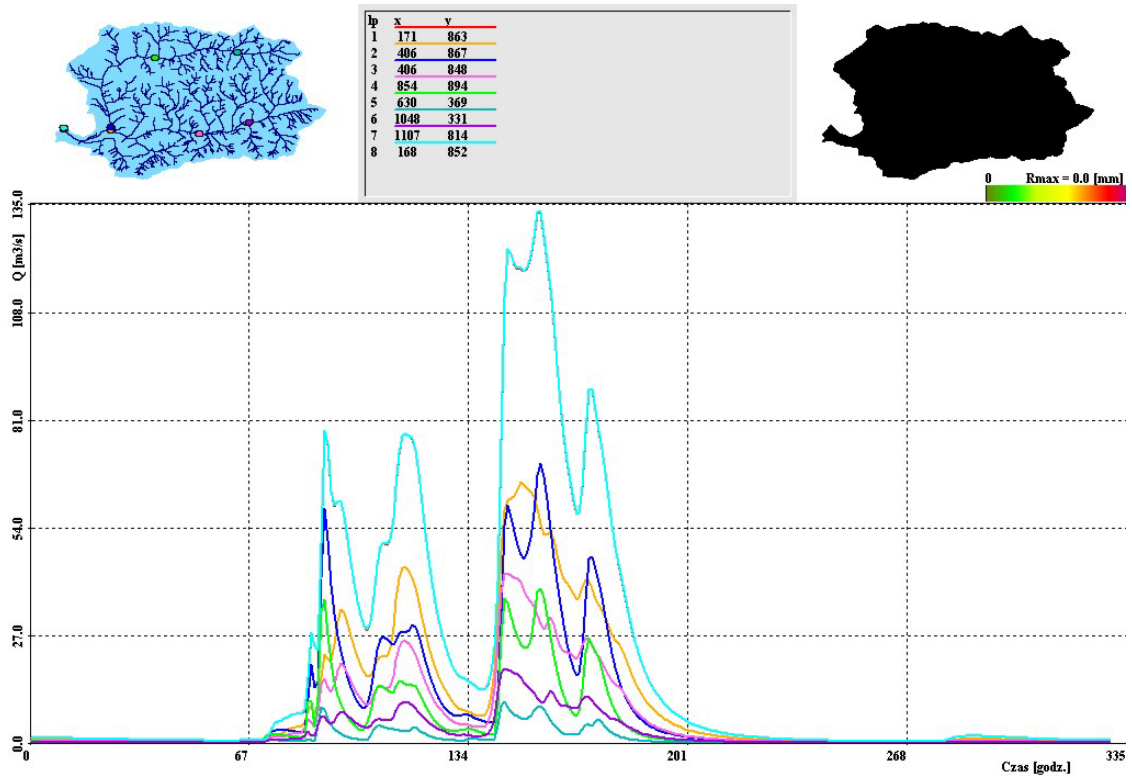
- [19]. Gądek W., (2003) - Matematyczny model odpływu ze zlewni z zastosowaniem zdekomponowanej przestrzennie siatki obliczeniowej” – monografia, Wyd. PK, Kraków.
- [20]. Geiger W., Dreiseitl H. (1999) – „Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych – Poradnik retencjonowania i infiltracji wód deszczowych do gruntu na terenach zabudowanych”, Wydanie pierwsze, Przekład: Jan Brzeski, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz.
- [21]. Grela J. (2001) – „Oddziaływanie zbiorników retencyjnych w dorzeczu Górnej Wisły w czasie lipcowej powodzi 2001 roku”, IMGW Kraków.
- [22]. Foster M., Thevenot D., Geldof G., Svensson G., Mikkelsen P., Revitt M., Aftias E., Krejčík J., Siekier H., Legret M., Viklander M. (2004) – „Urban stormwater source control management in European countries: DayWater project”, Novatech 2004, Graie, Lyon – France.
- [23]. Imhoff K. i K. (1996) – „Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków – Poradnik pod patronatem naukowym prof. Edwarda S. Kempy, prof. Apolinarego L. Kowala”, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz.
- [24]. Jankowski W. (2001) – „Stan hydrotechnicznych obiektów budowlanych po powodzi 2001”, IMGW Warszawa.
- [25]. Kaczmarek A. (2001) – „Zagrożenie powodziowe na terenie województwa małopolskiego”, Małopolski Urząd Wojewódzki, Kraków.
- [26]. Konieczny R. (2001) – „ Nietechniczne metody ograniczania skutków powodzi w Polsce”, IMGW Kraków.
- [27]. Kowalczak P., Farat R., Kępińska-Kasprzak M., Kuźnicka M., Mager P. (1997) – „Hierarchia potrzeb obszarowych małej retencji”, Materiały Badawcze, Seria: Gospodarka Wodna i Ochrona Wód – 19, IMGW, Warszawa.

- [28]. Kubrak J., Nachlik E. (2003) – „Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych”, Wydawnictwo SGGW, Warszawa.
- [29]. Lambor J. (1962) – „Metody prognoz hydrologicznych”, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- [30]. Lambor J. (1965) – „Podstawy i zasady gospodarki wodnej”, Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- [31]. Lambor J. (1971) – „Hydrologia inżynierska”, Wydawnictwo Arkady, Warszawa.
- [32]. Maciejewski M. (2000) – „Model kompleksowej ochrony przed powodzią w obszarze dorzecza górnej Wisły na przykładzie województwa małopolskiego” IMGW, Kraków.
- [33]. Mikulski Z. (1998)– „Gospodarka Wodna”, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- [34]. Mioduszewski W. (1997) – „Mała retencja a ochrona zasobów wodnych”, Gospodarka Wodna Nr 3, Wydawnictwo SIGMA-NOT, Warszawa.
- [35]. Mioduszewski Z. (1995) – „Zasady projektowania, budowy i eksploatacji małych zbiorników wodnych”, Wydawnictwo Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych, Falenty.
- [36]. Nachlik E. (2001) – „Wizualizacja integralnego systemu transformacji opadu w odpływ (WISTOO) – Podstawy i aplikacje w ocenie zagrożenia powodziowego”, Praca zbiorowa, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- [37]. Nachlik E. – „POWÓDŹ. Lekcja z przeszłości ostrzeżeniem dla przyszłości”
http://riad.usk.pk.edu.pl/~naszapol/archiwum/NR24/TEXT/3_5.htm
(05.06.2002)

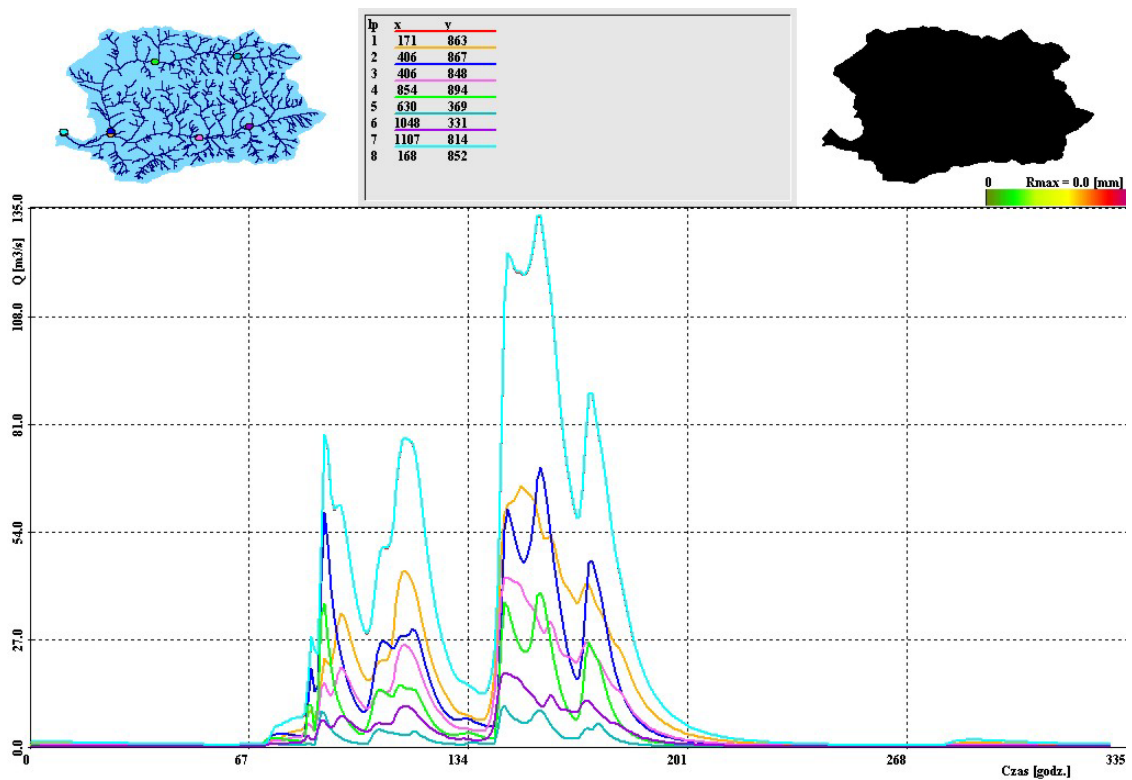
- [38]. Nachlik E., Kostecki St., Gądek W., Stochmal R. (2000) – „Strefy zagrożenia powodziowego”, Biuro Koordynacji Projektu Banku Światowego, Wydawnictwo Profil, Wrocław.
- [39]. Ozga-Zielińska M., Brzeziński J. (1994) – „Hydrologia stosowana” – Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- [40]. Ozga-Zielińska M. (1994) - „Modelowanie procesów hydrologicznych”, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- [41]. Ozga-Zielińska M., Nachlik E., Gądek W. (2000) – „Mathematical Methods of Watershed Hydrology”, Volume 2, Singh – Frevert – Meyer, USA.
- [42]. Pazdro Z. (1983) – „Hydrogeologia Ogólna”, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa.
- [43]. Praca zbiorowa (1998) – „Program komputerowy Wizualizacja Integralnego Systemu Transformacji Opad Odływ WISTOO – podręcznik użytkownika”, projekt badawczy nr 303/96/W/NE-GW-TX/D, Kraków
- [44]. Praca zbiorowa (2001) – „Raport o stanie bezpieczeństwa powodziowego województwa małopolskiego”, Małopolski Urząd Wojewódzki, Komitet Przeciwpowodziowy, Kraków.
- [45]. Radczuk L., Szczegielniak C., Olearczyk Dorota. (1997) „ Propozycja jednolitego schematu inwentaryzacji małej retencji”, Gospodarka Wodna Nr 3, Wydawnictwo SIGMA-NOT, Warszawa.
- [46]. Radlicz-Rühlowa H., Szuster A. (1987) „Hydrologia i hydraulika z elementami hydrogeologii”, Wydawnictwo szkolne i Pedagogiczne, Warszawa.
- [47]. Ratomski J., Witkowska H. (1988) – „Podstawy projektowania regulacji potoków górskich przy uwzględnieniu ruchu rumowiska”, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.

- [48]. Sasim M. (2002) – „Ocena zagrożenia powodziowego w 2002 roku”, IMGW Warszawa.
- [49]. Siuta J. (1995) – „Rolnictwo jest ekologią stosowaną”, Wydawnictwo Instytutu Ochrony Środowiska, Warszawa.
- [50]. Skąpski R. (2001) – „Czy po modernizacji państwowej służby hydrologiczno-meteorologicznej będą jeszcze powodzie?”, IMGW Warszawa.
- [51]. Soczyńska U. (1997) – „Hydrologia dynamiczna”, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- [52]. Soczyńska U. (1989) – „Procesy hydrologiczne. Fizycznogeograficzne podstawy modelowania”, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- [53]. Stachy J., Fal B. (1986) – „Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych”, Prace Instytutu Badań Dróg i Mostów, Nr 3-4
- [54]. „Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management”, (2004) 5th International Conference, Novatech, Lyon.
- [55]. Wawręty R. (1998) – „O regulacji rzek i powodziach”, „Zielone Brygady, nr 24(126)/98”, Kraków.
- [56]. Wawręty R., Walkowicz T. (1997) – „Kanały wylały!”, Towarzystwa na Rzecz Ziemi, Oświęcim.
- [57]. Wołoszyn J. (1994) – „Regulacja rzek i potoków”, Wydawnictwo Akademii Rolniczej we Wrocławiu.
- [58]. Zajbert M. (1975) – „Powódź i ogólne warunki ochrony przeciwpowodziowej”, Praca zbiorowa: Ochrona przed powodzią, z. 1,2. Wydawnictwo SITWM – NOT, Warszawa.

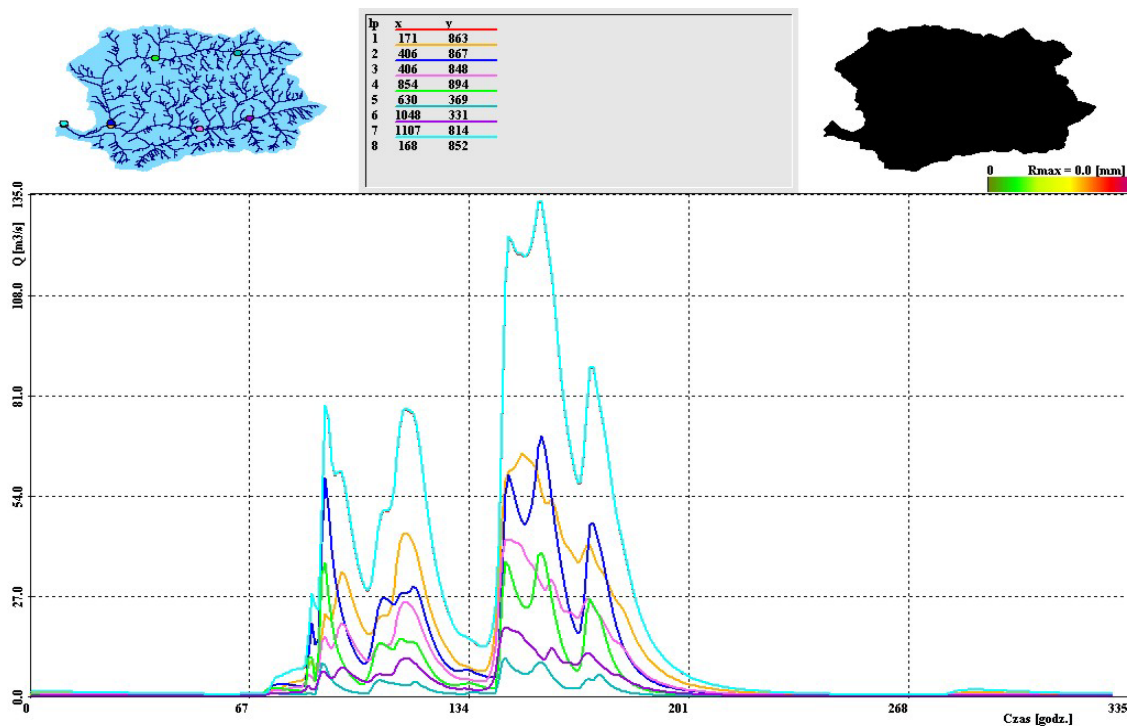
Załącznik



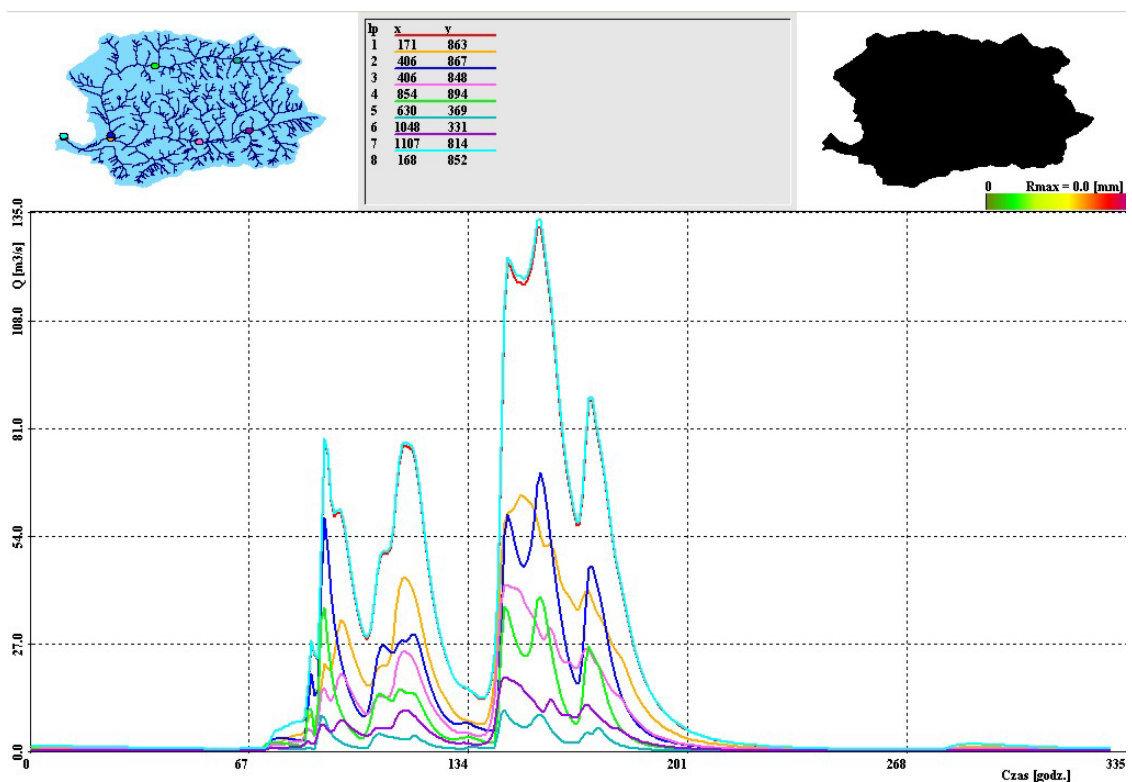
Załącznik 1. Wyniki obliczeń przepływu dla zlewni rzeki Łękawki bez pracy urządzeń retencyjnych



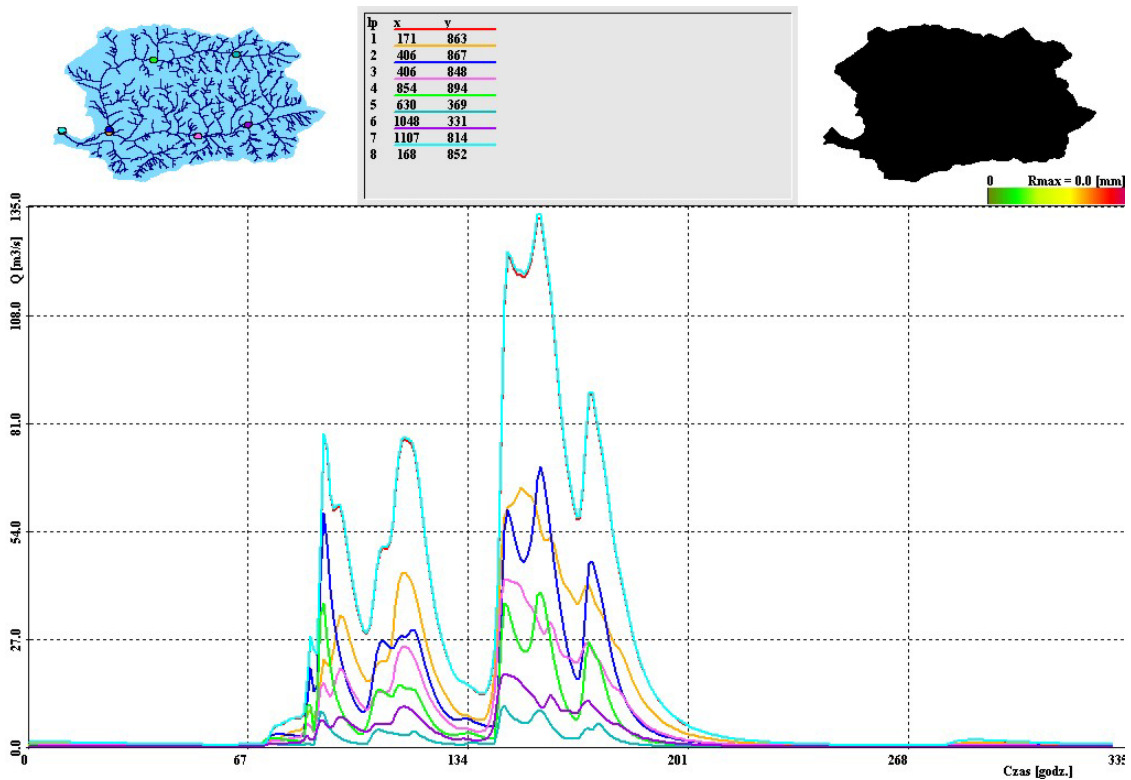
Załącznik 1a). Wyniki obliczeń dla retencji wody opadowej z zabudowy rozproszonej



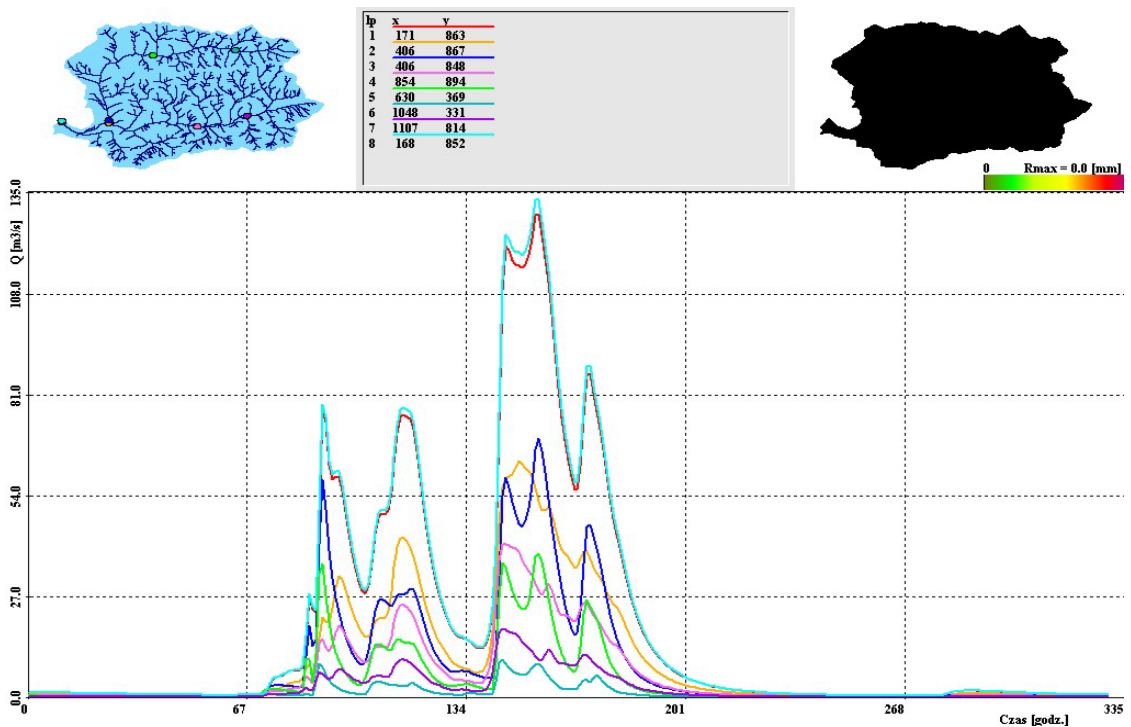
Załącznik 1b). Wyniki obliczeń dla retencji wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem



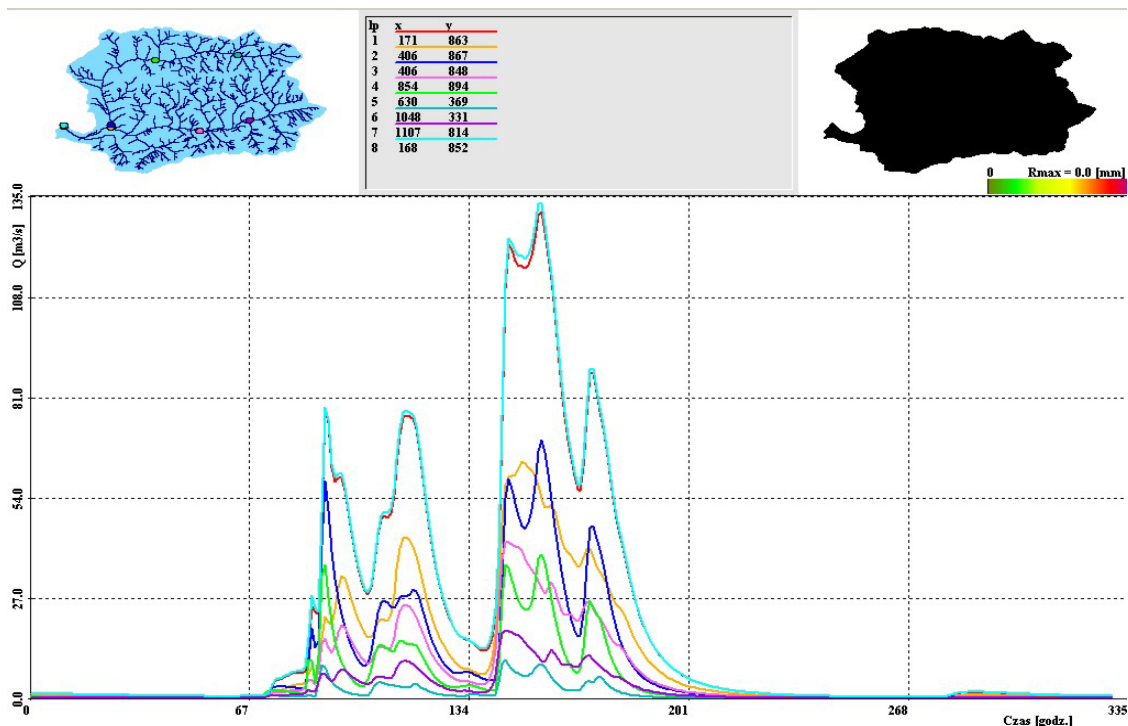
Załącznik 1c). Wyniki obliczeń dla retencji wody z zabudowy wiejskiej do niecek z wsiąkaniem wraz z przechwyceniem spływu powierzchniowego



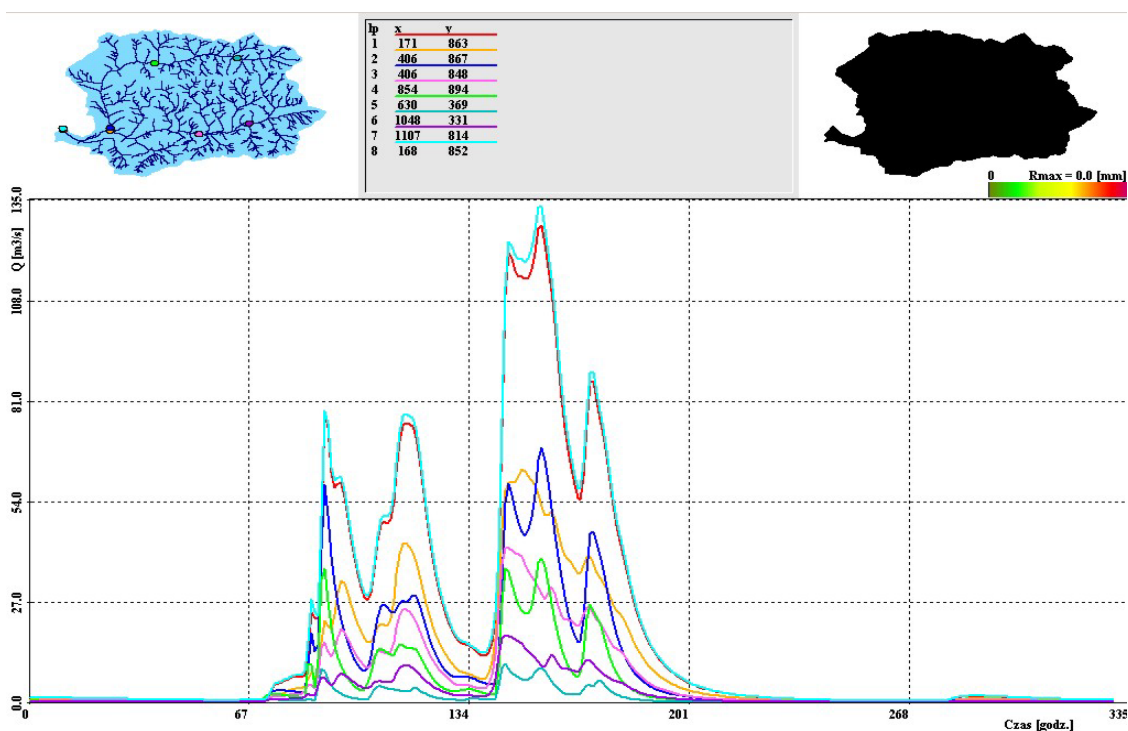
Załącznik 1d). Wyniki obliczeń dla retencji wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących



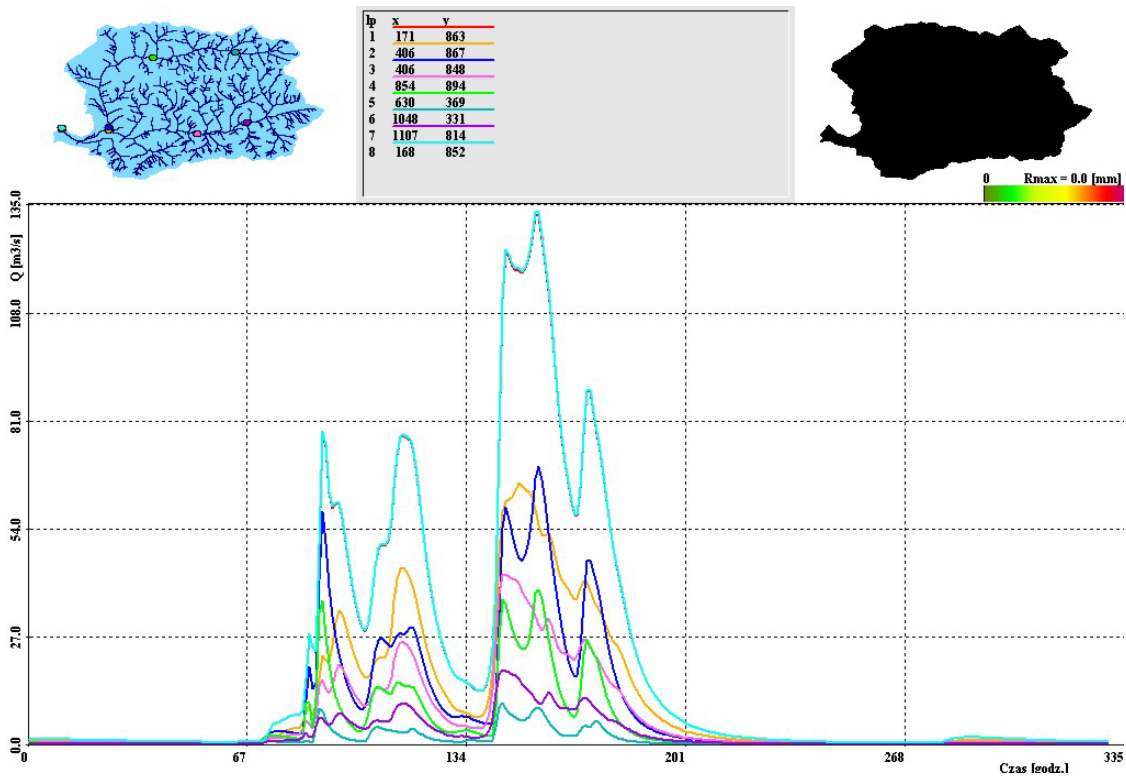
Załącznik 1e). Wyniki obliczeń dla retencji wody opadowej z zabudowy wiejskiej do niecek filtrujących wraz z przechwyceniem spływu powierzchniowego



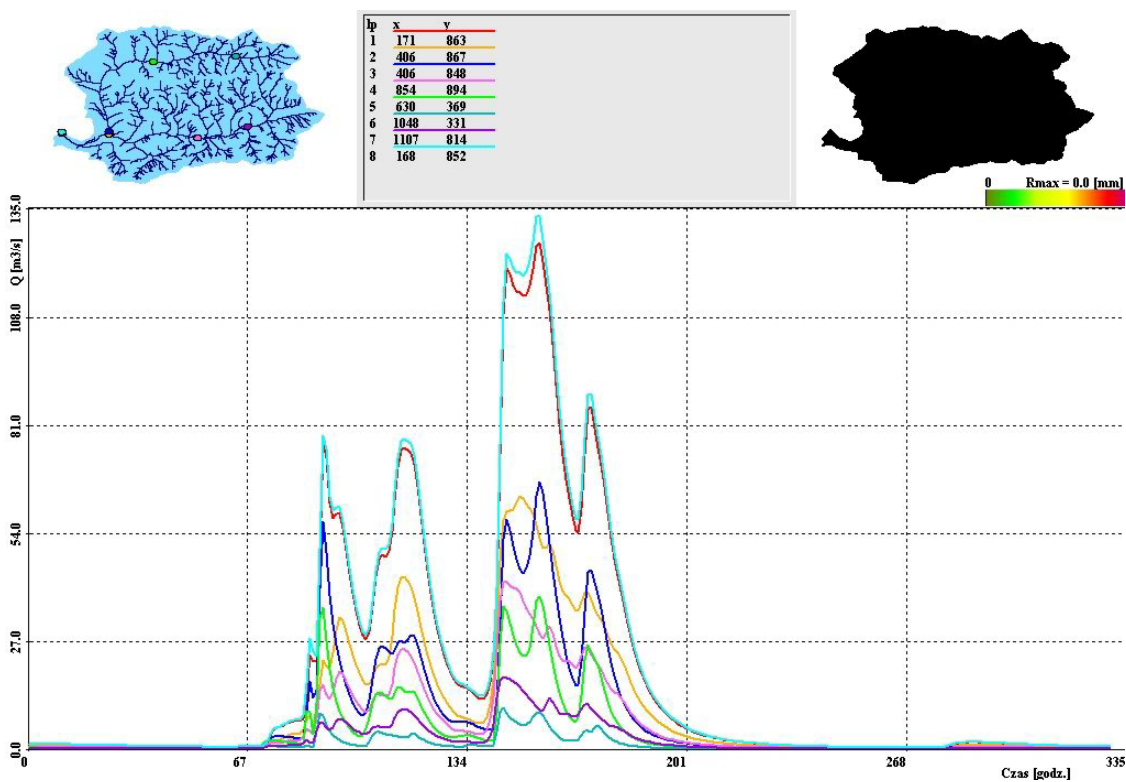
Załącznik 1f). Wyniki obliczeń dla retencji wody opadowej z wszystkich form zabudowy w zlewni rzeki Łękawki



Załącznik 1g). Wyniki obliczeń dla retencji wody opadowej z wszystkich form zabudowy wraz z przechwyceniem spływu powierzchniowego z tych obszarów



Załącznik 1h). Wyniki obliczeń dla retencji wód opadowych odprowadzanych z dróg asfaltowych do zbiorników



Załącznik 1i). Wyniki obliczeń przepływu z uwzględnieniem odwodnień z wszystkich dróg asfaltowych do rowów odwadniających

