

Andrzej Wałęga, Agnieszka Cupak

WPLYW SUCHYCH ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH NA ZMNIEJSZENIE ZAGROŻENIA POWODZIOWEGO W MAŁYCH ZLEWNIACH ZURBANIZOWANYCH

EFFECT OF DRY STORAGE RESERVOIRS TO REDUCE OF FLOOD HAZARD IN SMALL URBAN CATCHMENTS

Streszczenie

W artykule dokonano analizy możliwości redukcji fal powodziowych o prawdopodobieństwie 1% poprzez zastosowanie suchych zbiorników retencyjnych. Analizy przeprowadzono w zlewni rzeki Serafy, która z uwagi na bardzo duży stopień uszczelnienia stwarza zagrożenie powodziowe dla mieszkańców, co pokazała choćby powódź z maja 2010 roku. Wzrost stopnia uszczelnienia powoduje szybszą reakcję zlewni na opad, a w konsekwencji większe przepływy w kulminacji. Pewną alternatywą na wzrost stopnia uszczelnienia zlewni są działania zmierzające do zwiększania jej retencji. Jednym z takich sposobów jest budowa suchych zbiorników retencyjnych. Powodują one przetrzymanie fali spływu powierzchniowego, a przez to redukcję przepływów maksymalnych. Szczególną zaletą tych zbiorników jest to, że działają automatycznie, a więc bez konieczności sterowania. W artykule dokonano wariantowej analizy pracy wspomnianych zbiorników – w I wariantcie przyjęto jeden zbiornik na rzece Serafie, w II – dwa zbiorniki, jeden na dopływie Malinówka w jego ujściu do Serafy i drugi – jak w wariantcie I. Pojemności zbiorników wynikały z analiz map topograficznych i numerycznego modelu terenu oraz z Programu Małej Retencji dla Województwa Małopolskiego. Wszystkie obliczenia przeprowadzono w programie HEC-HMS. W przypadku analizowanej zlewni najkorzystniejszym okazał się wariant II. Obliczenia wykazały, że w tym wariantcie istnieje możliwość zredukowania przepływu maksymalnego o 50% w stosunku do wariantu z jednym zbiornikiem, gdzie wielkość redukcji wyniosła niespełna 26%. W celu ochrony przeciwpowodziowej w zlewni Serafy, mimo większych kosztów inwestycyjnych rozważany powinien być wariant II z dwoma zbiornikami.

Słowa kluczowe: uszczelnienie zlewni, powódź, suche zbiorniki retencyjne, program HEC-HMS

Summary

This article shows analyzes the possibility of reducing the 1% frequency flood wave with use of dry storage reservoirs. Analyses were carried out in the Serafa catchment, where due to a very high degree of sealing creates a risk of flooding for residents, which showed even the flood of May 2010. The increase in the degree of sealing due to faster response to the rainfall catchment area and, consequently, higher peak flows. An alternative to increase the degree of sealing the catchment are measures to improve water retention. One such method is the construction of dry storage reservoirs. In this article was analyzing the work of these variants reservoirs - in the first scenario assumed a reservoir on the Serafa river, in the second - two dry reservoirs, one on the outlet in Malinówka tributary and second - as in variant I. The capacity of the reservoirs resulted from the analysis of topographic maps and digital terrain model and the small retention program for the Malopolska Voivodeship. All calculations were carried out in the HEC-HMS. In the case of the analyzed catchment was the most preferred variant II. Calculations showed that this variant is possible to reduce the maximum flow by 50% compared to the variant with one reservoir, where the amount of reduction was less than 26%. In order to protect against floods in the Serafa catchment, despite higher capital costs should be considered a variant II with two tanks.

Key words: seal catchment, flood, dry water reservoirs, HEC-HMS

WPROWADZENIE

Wzrost stopnia uszczelnienia zlewni wpływa negatywnie na obieg wody w zlewni. Zavenbergen i in. [2011] szacują, że przy powierzchniach nieuszczelnionych oraz pokrytych roślinnością dochodzi w przybliżeniu do odpływu około 10% opadu. Pozostała część podlega ewapotranspiracji (40%) oraz infiltracji (50%). W zlewniach o stopniu uszczelnienia od 75 do 100% część opadu odpływającego po powierzchni terenu wynosi 55%, ewapotranspiracja jest równa 30%, a ilość wody infiltrującej kształtuje się na poziomie 15%.

Kombinacja powierzchni uszczelnionych, systemu odwodnienia, zagęszczenia podłoża i przekształcania (zabudowy) terenów zalewowych w sposób dramatyczny zmienia warunki hydrologiczne w ciekach. W czasie nawalnych opadów deszczu, ze zlewni uszczelnionej odpływa ogromna objętość spływu powierzchniowego, która bardzo szybko w stosunku do zlewni naturalnej, dostaje się do cieku wywołując w nim gwałtowne reakcje [Wałęga 2010].

Powódź z maja-czerwca 2010 r. pokazała, że w zlewniach uszczelnionych straty związane z lokalnymi podtopieniami mogą być znaczne. Przykładem może być rozwój sytuacji powodziowej na rzece Serafie – prawostronnym dopływie Wisły, której zlewnia w większości położona jest na terenie aglomeracji krakowskiej. Wg „Raportu po powodzi z maja i czerwca 2010 r.” [Wojciechowski 2010] 16 maja o godz. 6:00, gdy Wisła w przekroju Bielany dopiero zaczęła wzbierać, a stan na wodowskazie wynosił 310 cm, rzeka Serafa w Starym

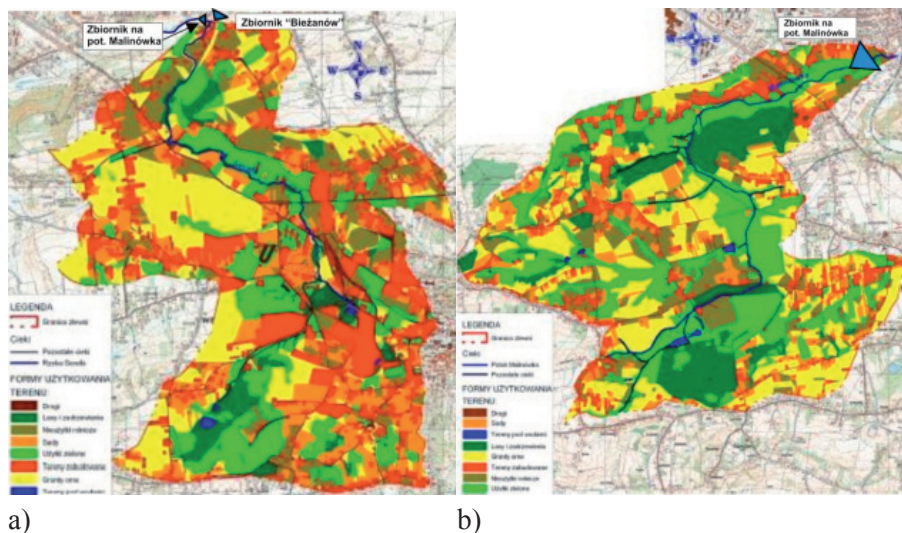
Bieżanowie już wylała. Dobowy opad w Koźmicach Wielkich, na stacji reprezentatywnej dla południowych obszarów Krakowa dnia 15 maja wyniósł 34,6 mm. Wskazuje to na dużą wrażliwość tej rzeki na zjawiska opadowe powyżej 20 mm na dobę. W przypadku zlewni zlokalizowanych w aglomeracji krakowskiej przyjmuje się, że czterodniowy sumaryczny opad większy niż 140 mm powoduje podtopienia i wylewy cieków w wyżej położonych częściach Krakowa znacznie oddalonych od koryta Wisły [Wojciechowski 2010]. W przypadku wspomnianej powodzi na stacji Koźmice Wielkie suma czterodniowych opadów (15-18 maja) wyniosła 231,1 mm a suma dwudniowych opadów dla tej stacji (15-16 maja) to 147,4 mm. Ta sytuacja meteorologiczna spowodowała wystąpienie powodzi w mniejszych ciekach, a co za tym idzie znacznych szkód powodziowych. Autorzy wspomnianego Raportu jako jedną z możliwych przyczyn powodzi, oprócz silnego stopnia uszczelniania zlewni, wymieniają zbyt małą przepustowość rzeki. Ta mała przepustowość jest często spowodowana dużą liczbą budowli hydrotechnicznych na ciekach w obszarach zurbanizowanych takich jak przepusty czy mosty.

Jednym z zabiegów zmniejszających zagrożenie powodziowe na małych ciekach o znacznym stopniu uszczelniania jest budowa małych suchych zbiorników retencyjnych. Ich niewątpliwą zaletą jest automatyzacja działania. Zbiorniki takie oprócz funkcji przeciwpowodziowych, zwiększają lokalną retencję wody w zlewni. Ten sposób ochrony przeciwpowodziowej znalazł swoje odzwierciedlenie w „Programie ochrony przed powodzią w dorzeczu górnej Wisły” (Uchwała Rady Ministrów, nr 151/2011 z dnia 9 sierpnia 2011 r.).

Celem artykułu jest ocena wpływu suchych zbiorników retencyjnych na kształtowanie się fali powodziowej na rzece w zlewni o silnym stopniu uszczelnienia. Analizy przeprowadzono w górnej części rzeki Serafy, której zlewnia znajduje się w powiecie wielickim i krakowskim.

OBSZAR BADAŃ

Rzeka Serafa położona w województwie małopolskim jest prawym dopływem II rzędu Wisły. Długość rzeki wynosi 12,7 km, powierzchnia zlewni 72,39 km². W okolicach autostrady A4 i ulicy Nad Serafą w Krakowie przyjmuje lewy dopływ Malinówkę, a także dodatkowy lewy dopływ Drwinę, by w Brzegach tuż za stopniem wodnym Przewóz ująć do Wisły. Analizą objęto górny fragment zlewni o powierzchni 15,7 km² oraz dopływ Malinówkę o powierzchni 8,67 km². Na rysunku 1 przedstawiono użytkowanie obu zlewni wraz z lokalizacją suchych zbiorników retencyjnych. W obu zlewniach występuje znaczny stopień uszczelnienia – w zlewni Serafy udział powierzchni uszczelnionych wynosi 26,1%, a w przypadku Malinówki – 12,5%. Długość Serafy w analizowanej części zlewni wynosi prawie 7,1 km, a Malinówki ponad 4,2 km. W obu zlewniach nie są prowadzone pomiary hydrometryczne.



Rysunek 1. Sieć rzeczna, użytkowanie oraz lokalizacja suchych zbiorników w: a) zlewni Serafy i b) zlewni Malinówki

Figure 1. Rivers system, land covering and locations of small dry reservoirs in: a) Serafa catchment and b) Malinowka catchment

Zbiornik na rzece Serafie, zwany dalej „zbiornikiem Biezanów” znalazł swoje odzwierciedlenie w zapisach „Programu Małej Retencji dla Województwa Małopolskiego” [Program ... 2004]. Planowany zbiornik małej retencji Biezanów zlokalizowany jest na wspomnianej rzece na terenie zamkniętym ulicami: Drożdżową, Bogucicką i Ślusarczyka. Wg założeń [Program ... 2004] zbiornik ma za zadanie zredukować wezbranie o kulminacji $Q_{1\%}$ do przepływu nieszkodliwego poniżej zapory, który określono na $6,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Projektowana pojemność zbiornika przy Max.PP równym 210,00 m n.p.m. wynosi 136,8 tys. m^3 .

Zbiornik na Malinówce jest zbiornikiem w zlewni Serafy, o którego potrzebie budowy mówi się w uchwałach Rady Miasta Krakowa. Planowany zbiornik zlokalizowany jest lewostronnym dopływie Serafy w odległości około 0,5 km od jego połączenia z Serafą. Lokalizacja planowanej czaszy zbiornika znajduje się w naturalnym obniżeniu terenu w pobliżu węzła autostradowego przy ul. Wielickiej. W „Koncepcji odwodnienia i poprawy bezpieczeństwa powodziowego miasta Krakowa” [Koncepcja ... 2011] na podstawie analiz numerycznego modelu terenu oraz map topograficznych wyznaczono maksymalny możliwy obrys zalewu zbiornika przy maksymalnym poziomie piętrzenia, który ustalono na 217,00m n.p.m. Dla tej rzędnej maksymalna pojemność zbiornika możliwa do zagospodarowania wynosi 121,3 tys. m^3 .

METODYKA ANALIZ

Z uwagi na fakt, iż obie analizowane rzeki są niekontrolowane, parametry fal powodziowych zostały określone w oparciu o model typu opad-odpływ. Analizy przeprowadzono dla opadów o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ przyjmując jednocześnie założenie o równości prawdopodobieństwa opadu i wywołanego przez niego odpływu [Somorowska 1991]. Czas trwania opadu został określony z formuły empirycznej na czas koncentracji wg kombinowanej metody Kerby-Kirpich opisaną m.in. przez Roussel i innych [2005]. Wysokość opadu o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ i czasie trwania t obliczono wzorem Bogdanowicz-Stachy [1998]:

$$P_{\max(t,p)} = 1,42 \cdot t^{0,33} + \alpha(-\ln p)^{0,548} \quad (1)$$

gdzie:

- t – czas trwania deszczu (min),
- p – prawdopodobieństwo,
- α – parametr położenia i skali (mm).

Z uwagi na brak bezpośrednich obserwacji rozkładu opadów w czasie, ustalono syntetyczny hietogram opadów w oparciu o metodę zmiennego opadu blokowego opisanego przez Ven Te Chow i współpracowników [Ven Te Chow i in. 1988]. W metodzie tej przyjęto, że maksymalne natężenie opadu wystąpi po czasie $0,33t$ od początku epizodu. Opad efektywny został określony w oparciu o metodę NRCS-CN uwzględniającą zagospodarowanie terenu, kategorię gleb i warunki hydrologiczne [Banasik 2009]. Transformację opadu efektywnego w odpływ dokonano za pomocą modelu Snydera. Parametry modelu Snydera ustalono zgodnie z metodyką podaną przez Ven Te Chow i in. [1988]. Przepływ w kulminacji UH ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{cm}^{-1}$) w modelu Snydera obliczono z zależności:

$$q_p = \frac{2,78 \cdot C_p \cdot A}{T_t} \quad (2)$$

Czas opóźnienia obliczono z zależności:

$$T_t = C_t \cdot (LL_c)^{0,3} \quad (3)$$

gdzie:

- C_p – współczynnik empiryczny,
- A – powierzchnia zlewni (km^2),
- T_t – czas opóźnienia (h),
- C_t – współczynnik empiryczny zależny od spadku zlewni i charakteryzujący jej zdolność retencyjną ($C_t = 1,5$),
- L – długość zlewni od działu wodnego do analizowanego przekroju (km),
- L_c – długość od analizowanego przekroju do środka ciężkości zlewni (km).

Z uwagi na fakt, iż przyjęty krok czasowy opadu T_R równy 5 min nie odpowiadał warunkowi: $T_r = T_l/5.5$,

gdzie:

T_r – krok czasowy w hydrogamie jednostkowym, określono skorygowany czas opóźnienia ze wzoru:

$$T_{lr} = T_l + \frac{T_r}{4} \quad (4)$$

Dla zadanych parametrów zbiornika dokonano symulacji przejścia fal powodziowych. W tym celu wykorzystano tzw. równanie retencji, reprezentujące bilans objętości wody w zbiorniku, wyrażone w postaci [Szymkiewicz, Gąsiorowski 2010]:

$$\frac{dV}{dt} = D(t) - O(t) \quad (5)$$

gdzie:

- V – objętość wody w zbiorniku (m^3),
- t – czas (s),
- D – dopływ do zbiornika ($m^3 \cdot s^{-1}$),
- O – odpływ ze zbiornika ($m^3 \cdot s^{-1}$).

Równanie to opisuje zmianę objętości wody w zbiorniku w zależności od relacji między dopływem do zbiornika a odpływem ze zbiornika. W celu wyznaczenia funkcji $V(t)$ rozwiązuje się równanie różniczkowe zwyczajne dla $t \geq 0$ z warunkiem początkowym $V(t = 0) = V_0$. W praktyce, zamiast posługiwania się objętością $V(t)$ operuje się napełnieniem zbiornika $h(t)$ ustalonym z krzywej pojemności zbiornika i krzywej wydatku urządzeń upustowych. Wielkość zrzutu ze zbiornika ustalono jak dla otworu niezatopionego w sytuacji, gdy dopływ nie przekracza dopuszczalnego odpływu. W momencie, kiedy rzędna zwierciadła wody w zbiorniku osiągnie poziom rzędnej krawędzi przelewu dodatkowo uwzględniono odpływ wody przez przelew, a jego wydatek był liczony jak dla przelewu niezatopionego. Obliczenia hydrologiczne odpływu wody ze zlewni oraz symulację pracy zbiorników przeprowadzono w programie HEC-HMS [Hydrologic ... 2009]. W obliczeniach przyjęto dwa warianty – wariant I, gdzie występuje tylko jeden zbiornik poniżej połączenia rzeki Serafy z dopływem Malinówka oraz II – gdzie występują dwa zbiorniki – jeden jak w wariantie I i drugi w części ujściowej Malinówki do Serafy.

WYNIKI ANALIZ

Przeprowadzone obliczenia czasu koncentracji wzorem kombinowanym Kerpy-Kirpich wykazały, że zlewnia Serafy i Malinówki charakteryzuje się szybką reakcją na opad. Wyznaczony czas koncentracji w zlewni Serafy do

przekroju zbiornika Biezanów wyniósł 60 min. Na wartość tego czasu wpływa przede wszystkim silny stopień uszczelnienia zlewni, który powoduje szybki spływ powierzchniowy ze zlewni. W tabeli 1 i na rysunku 2 przedstawiono wyniki obliczeń dla I wariantu.

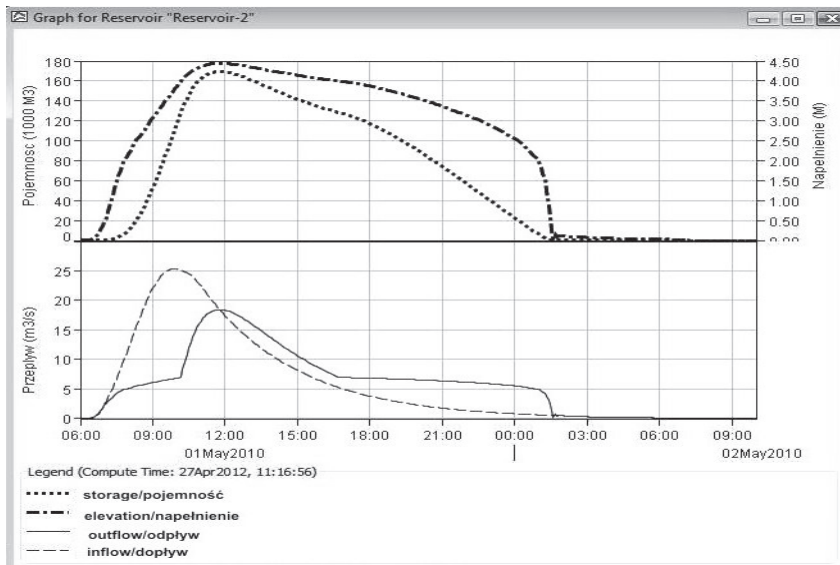
Tabela 1. Podsumowanie symulacji dla wariantu I
Table 1. Summary of simulation for variant I

Charakterystyka	Rzeka Serafa	Dopływ Malinówka	Odpływ ze zbiornika
$Q_{\max 1\%}, \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	16.52	9,47	18.59
$V, \text{mln m}^3$	0.359	0.186	0.581
T_p, h	4.33	3.33	5.6

$Q_{\max 1\%}$ - przepływ maksymalny o prawdopodobieństwie 1%,

V – objętość fali

T_p – czas do kulminacji

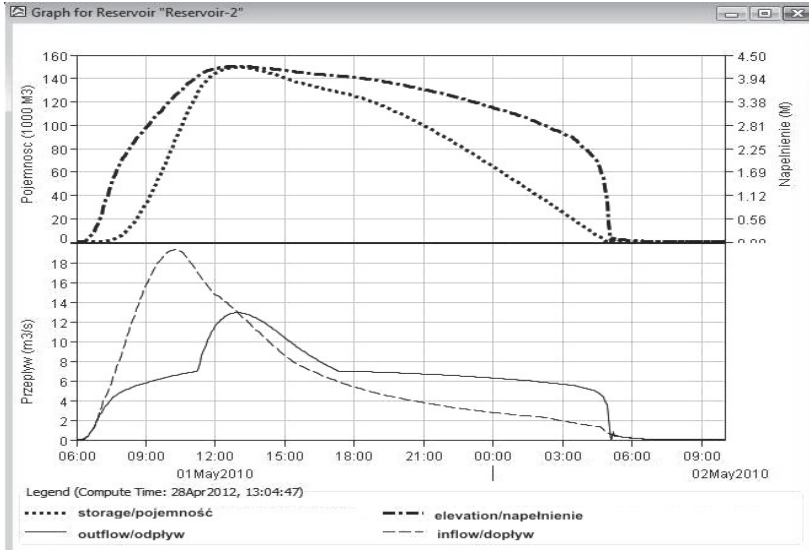


Rysunek 2. Wynik symulacji pracy zbiornika Biezanów w wariantcie I dla opadu o czasie trwania 1 h.

Figure 2. Results of simulation of the Biezanow reservoir for variant I and for rainfall with 1 h

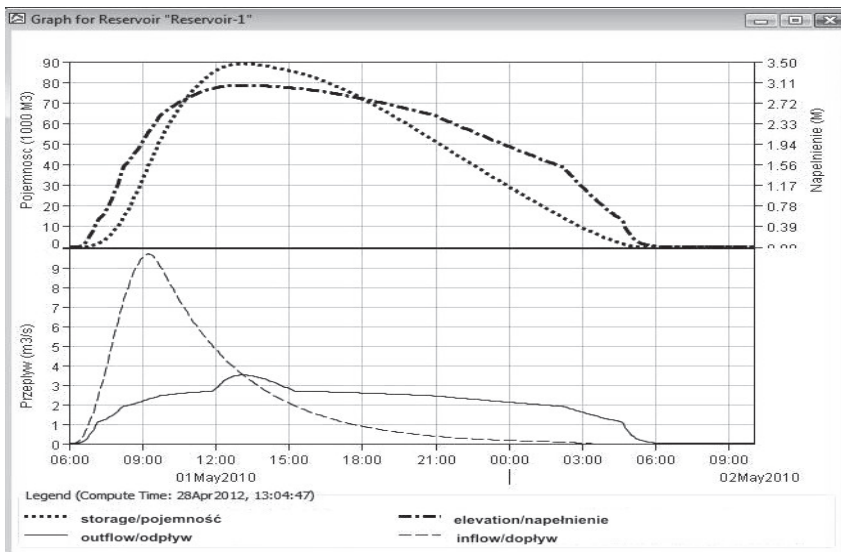
Analiza pokrycia terenu wykazała, że wartość średnia ważona parametru CN (*Curve Number*), zależnego od użytkowania terenu, warunków glebowych i hydrologicznych, w zlewni Serafy wynosi 79,0 a w zlewni Malinówki 75,5.

Wyniki te świadczą o tym, że zlewnie te wykazują stosunkowo nieznaczne zdolności retencyjne, a więc występują dogodne warunki do formowania się odpływu powierzchniowego. W oparciu o analizy map topograficznych i pokrycia terenu okazało się, że czas opóźnienia w modelu Snydera wynosi dla Serafy 4,13 h a dla Malinówki 3,08 h. Biorąc pod uwagę zagospodarowanie obu zlewni, przyjęto wartości parametru C_p w zlewni Serafy równy 0,6 a w zlewni Malinówki wynoszący 0,55. Wielkości tych parametrów odzwierciedlają zdolności retencyjne zlewni i w istotny sposób wpływają na uzyskane wyniki obliczeń [Wałęga i in. 2011]. Obliczenia wykazały, że wielkość odpływu o $p = 1\%$ w zlewni Serafy wynosi ponad $16,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ co daje odpływ jednostkowy na poziomie $1,05 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$, a w zlewni Malinówki $Q_{\text{max}1\%}$ równa się niespełna $9,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ przy odpływie jednostkowym $q_{1\%} = 1,1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$. Wynika z tego, że obie zlewnie charakteryzują się podobnymi odpływami jednostkowymi. Można jednak stwierdzić, że znacznie niebezpieczniejsza sytuacja jest w zlewni Malinówki (taki sam odpływ jednostkowy przy mniejszej powierzchni zlewni), a wynika to ze znacznych przeobrażeń w tej zlewni związanych z przebudową koryta cieków i silną urbanizacją związaną z budową autostrady A4. Te przyczyny mogą powodować bardzo gwałtowną reakcję tej zlewni na nawalne opady deszczu, a co za tym idzie zwiększone zagrożenie powodziowe. W zlewni Malinówki występuje znacznie szybszy przyrost przepływów w stosunku do Serafy. W momencie połączenia się obu cieków wielkość przepływu $Q_{\text{max}1\%}$ w przekroju na dopływie do zbiornika Biezanów wynosi $25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, a więc znacznie przekracza wartość przepływu nieszkodliwego ustalonego w Programie Małej Retencji dla Województwa Małopolskiego. Lokalizacja zbiornika Biezanów spowoduje obniżenie kulminacji o $6,41 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, a więc o niespełna 26%. Wielkość odpływu ze zbiornika przekracza jednak przyjętą wartość przepływu nieszkodliwego, a w czasie przejścia analizowanej fali czasza zbiornika ulegnie całkowitemu wypełnieniu wodą, czego efektem będzie uruchomienie przelewu powierzchniowego. Wydaje się, że przyczyną tego stanu rzeczy jest dość duża objętość spływu wnoszona ze zlewni Malinówki (objętość fali odpływająca ze zlewni Malinówki wynosi ponad 34% całkowitej objętości fali na dopływie do zbiornika Biezanów). Naturalnym, więc wydaje się konieczność rozważania wariantu II, w którym wprowadzony zostanie drugi zbiornik – w części ujściowej Malinówki. Rezultaty obliczeń przedstawiono na rysunkach 3 i 4 oraz tabeli 2.



Rysunek 3. Wynik symulacji pracy zbiornika Biezanów w wariancie II dla opadu o czasie trwania 1 h.

Figure 3. Results of simulation of the Biezanow reservoir for variant II and for rainfall with 1 h



Rysunek 4. Wynik symulacji pracy zbiornika Malinówka w wariancie II dla opadu o czasie trwania 1 h.

Figure 4. Results of simulation of the Malinowka reservoir for variant II and for rainfall with 1 h

Wprowadzenie do systemu drugiego zbiornika powoduje poprawę sytuacji w porównaniu do wariantu I. Sumaryczny odpływ ze zbiornika Biezanów ulegnie zmniejszeniu i wyniesie niespełna $13 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Biorąc pod uwagę fakt, że w tym wariantcie całkowity dopływ do zbiornika Biezanów wyniesie $19,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ wielkość redukcji fali w tym obiekcie będzie wynosić niespełna 8%, a więc mniej niż w wariantcie I. Jednak zasadniczą rolę odgrywa zbiornik na Malinówce, który zapewnia zmniejszenie wielkości $Q_{\text{max}1\%}$ na poziomie 64%. Globalnie, biorąc pod uwagę całkowity odpływ ze zlewni Serafy i Malinówki, efektywność zmniejszenia fali 1% w układzie zbiorników wg wariantu II wyniesie blisko 50%. Jak widać na zamieszczonych powyżej rysunkach, w zbiorniku Malinówka praktycznie cała fala zostanie odprowadzona ze zbiornika upustem, a w zbiorniku pozostanie jeszcze około 30 tys. m^3 pojemności do wykorzystania. W przypadku zbiornika Biezanów także pozostaje jeszcze nieznaczna pojemność do wykorzystania, która w przeliczeniu na napełnienie wyniesie około 20 cm. W trakcie odpływu ze zbiornika Biezanów przez około 6 h będzie uruchomiony przelew powierzchniowy.

Tabela 2. Podsumowanie symulacji dla wariantu II
Table 2. Summary of simulation for variant II

Charakterystyka	Rzeka Serafa	Dopływ Malinówka	Odpływ ze zbiornika Malinówka	Odpływ ze zbiornika Biezanów
$Q_{\text{max}1\%}, \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	16.52	9,47	3.43	12.87
$V, \text{mln m}^3$	0.359	0.186	-	-
T_p, h	4.33	3.33	7.33	7.00

$Q_{\text{max}1\%}$ - przepływ maksymalny o prawdopodobieństwie 1%,

V - objętość fali

T_p - czas do kulminacji

W celu ostatecznego określenia, który z analizowanych wariantów jest korzystniejszy z punktu widzenia ochrony przeciwpowodziowej obliczono tzw. względną redukcję wysokości odpływu RQ ze wzoru [Ciepielowski 1999]:

$$RQ = \frac{Q_{\text{max}1\%} - Q_{\text{max}}^*}{Q_{\text{max}1\%} - Q_{\text{doz}}} \quad (6)$$

gdzie:

$Q_{\text{max}1\%}$ – wielkość dopływu do systemu ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$),

Q_{max}^* – maksymalny odpływ ze zbiornika ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$),

Q_{doz} – dozwolony odpływ ze zbiornika Biezanów ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$).

Wartości tego wskaźnika wahają się od 0 do 1, przy czym 0 oznacza brak redukcji odpływu a 1 oznacza sytuację całkowitej redukcji odpływu. Obliczenia

wykazały, że dla wariantu I wartość RQ wynosi 0,35 a dla wariantu II 0,65. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że w II wariacie uzyskano większy efekt redukcji fali powodziowej o $p = 1\%$ w stosunku do wariantu I.

Wydaje się, że mimo dużo większych kosztów inwestycyjnych, w celu zabezpieczenia doliny Serafy przed skutkami gwałtownych wezbrań powinien być rozważany wariant II z dwoma suchymi zbiornikami retencyjnymi.

WNIOSKI

W wyniku przeprowadzonych obliczeń można sformułować następujące wnioski:

1. W wyniku postępującej urbanizacji zwiększa się zagrożenie powodziowe w zlewniach. Wzrost udziału powierzchni uszczelnionych znacznie skraca czas koncentracji spływu, a to z kolei powoduje szybszą reakcję zlewni na opad deszczu.

2. W przypadku braku danych hydrometrycznych do symulacji odpływu ze zlewni można wykorzystać modele matematyczne w postaci syntetycznego hydrogramu jednostkowego Snydera. Jego zaletą jest prostota w ustalaniu parametrów i możliwość stosowania w różnych zlewniach, w tym zurbanizowanych.

3. Suche zbiorniki retencyjne przyczyniają się do redukcji przepływów maksymalnych, a tym samym zmniejszenia zagrożenia powodziowego w zlewni. Niewątpliwą zaletą tych obiektów jest brak konieczności sterowania odpływem ze zbiornika. Zbiorniki takie mogą być niezwykle istotnym elementem systemu retencyjnego w zlewniach zurbanizowanych.

4. W przypadku analizowanej zlewni najkorzystniejszym okazał się wariant z dwoma zbiornikami retencyjnymi – jednym na dopływie Malinówka, a drugim na rzece Serafie. Obliczenia wykazały, że w tym wariacie istnieje możliwość zredukowania przepływu maksymalnego o blisko 50% w stosunku do wariantu z jednym zbiornikiem, gdzie stopień redukcji przepływów maksymalnych wyniósł niespełna 26%. W celu ochrony przeciwpowodziowej w zlewni Serafy, mimo większych kosztów inwestycyjnych rozważany powinien być wariant II z dwoma zbiornikami. W tym wariacie istotną rolę odgrywa zbiornik na Malinówce, dzięki któremu znacznie zmniejsza się ilość wody jak wnoszona jest do zbiornika w Bieżanowie.

BIBLIOGRAFIA

- Banasik K. *Wyznaczenie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, Wyd. SGGW, 2009. Warszawa.
- Bogdanowicz E., Stachy J. *Maksymalne opady deszczu w Polsce – charakterystyki projektowe*. Materiały Badawcze IMGW 23, Seria: Hydrologia i Oceanologia, Nr 85. 1998.

- Ciepielowski A. *Podstawy gospodarowania wodą*. Wyd. SGGW, Warszawa. 1999.
- Hydrologic Modelling System HEC-HMS. User's Manual*. US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. 2009.
- Koncepcja odwodnienia i poprawy bezpieczeństwa powodziowego miasta Krakowa – Etap II*. Maszynopis MGGP S.A. w Tarnowie, 2011
- Program Małej Retencji Województwa Małopolskiego*. Hydroprojekt Kraków Sp. z o.o. 2004.
- Roussel M. C., Thompson D. B., Fang X., Cleveland T. G., Garcia C. A. *Time-Parameter Estimation For Applicable Texas Watersheds*. Research Report 0-4696-2. Lamar University. 2005.
- Somorowska U. *Podstawy modelowania obszarów zasilania w zlewni*. Prace i Studia Geograficzne. T. 12, Wyd. Uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa. 1991.
- Szymkiewicz R., Gąsiorowski D. *Podstawy hydrologii dynamicznej*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 2010.
- Wałęga A. *Watershed urbanization: influence on the environment and possibility of counteraction*. [W:] Cultural landscape of river valleys. Red. A. Radecki-Pawlik, J. Hernik. Wyd. Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie, 2010, 229–245.
- Wałęga A., Grzebinoga M., Paluszkiewicz B. *On using the Snyder and Clark unit hydrograph for calculations of flood waves in a highland catchment (the Grabinka river example)*. Acta Sci. Pol. Formatio Circumiectis 10 (2), 2011, 47-56.
- Wojciechowski W. *Raport po powodzi z maja i czerwca 2010 r.* Maszynopis, Urząd Miasta Krakowa, 2010.
- Ven Te Chow, Maidment D. R., Mays L. W. *Applied hydrology*. Wyd. McGraw-Hill International Editions, 1988.
- Zevenbergen C., Cashman A., Evelpidou N., Pasche E., Garvin S., Ashley R. *Urban flood management*. CRC Press. Taylor&Francis Group. 2011.

Dr inż Andrzej Wałęga
Dr inż Agnieszka Cupak
Katedra Inżynierii Sanitarnej i Gospodarki Wodnej
Uniwersytet Rolniczy w Krakowie
e-mail: a.walega@ur.krakow.pl, tel. (012) 662 4102