

JANUSZ URBAŃSKI, PIOTR SIWICKI

Katedra Inżynierii Wodnej
Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

SKUTECZNOŚĆ DZIAŁANIA ZMODERNIZOWANYCH URZĄDZEŃ UPUSTOWYCH ZBIORNIKA NA RZECIE MŁYNÓWCE W GÓROWIE IŁAWECKIM

THE EFFECTIVENESS OF MODERNIZED RESERVOIR SPILLWAY
FUNCTIONING ON MŁYNÓWKA RIVER IN GÓROWO IŁAWECKIE

Streszczenie. Budowle piętrzące zbiornika na rzece Młynówce w Górowie Iławeckim uległy w dużym stopniu zniszczeniu po katastrofie w lutym 2000 roku. W 2011 roku dokonano ich odbudowy i modernizacji. Wykonano m.in. żelbetową budowlę upustową ze spustem i przelewem wieżowym. W pracy przedstawiono wyniki obliczeń hydraulicznych i ich analizę pod kątem oceny skuteczności działania urządzeń upustowych odbudowanego zbiornika. Wykonano prace inwentaryzacyjne na obiekcie oraz pomiary w zakresie niezbędnym do analiz. Scharakteryzowano hydrauliczne warunki przepływu w korycie poniżej budowli. Obliczono wydatek spustu oraz przelewu wieżowego i dokonano oceny warunków przejścia wezbrań przez urządzenia upustowe. Maksymalny wydatek pojedynczego otworu wlotowego do spustu przy utrzymaniu normalnego poziomu przepływu (NPP) wynosi $4,68 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, co stanowi około 45% przepływu miarodajnego. Przelew wieżowy wykonany na rzędnej $NPP = 128,60 \text{ m n.p.m.}$ zapewnia odpowiednie warunki przejścia wezbrań: miarodajnego Q_m i kontrolnego Q_k , z zachowaniem bezpiecznego wzniesienia korony dla budowli klasy czwartej. Poniżej budowli upustowej odbudowano koryto rzeki Młynówki na odcinku o długości 830 m i wykonano sześć progów kamiennych, każdy o wysokości 0,30 m. W wyniku modernizacji obiektów zbiornika nastąpiła poprawa bezpieczeństwa powodziowego okolicznych obszarów.

Słowa kluczowe: zapory zbiornik retencyjny, budowla upustowa, przepustowość koryta

Wstęp

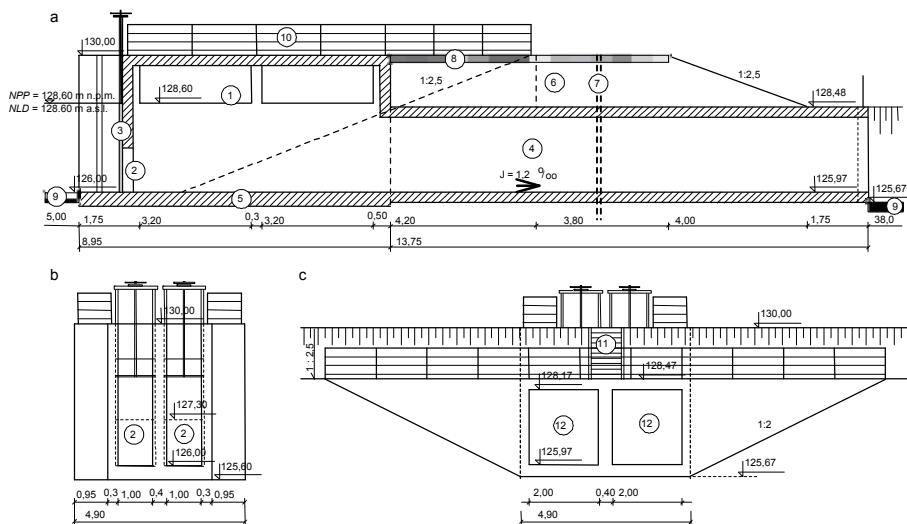
Budowle hydrotechniczne służące do stałego lub okresowego magazynowania, piętrzenia i transportowania wody są narażone na awarie i katastrofy, do których dochodzi

głównie w wyniku niedostatecznego rozpoznania hydrologicznego, złej oceny parametrów podłoża, błędów technicznych popełnionych na etapie wykonawstwa i nieprawidłowej eksploatacji (MAŁECKI i POKLADEK 2010). W Górowie Iławeckim utworzono dwa zbiorniki wodne, przegradzając dolinę rzeki Młynówki zaporami ziemnymi. Zbiornik górny powstał w latach osiemdziesiątych XIX wieku i został rozbudowany w 1921 roku. Wyposażony był w spust z drewnianymi szandorami oraz kamienno-betonowy przelew o rzędnej korony równej *NPP*, wynoszącej 128,50 m n.p.m., przez który był odprowadzany nadmiar wody. Poniżej tych urządzeń upustowych utworzono w latach 1973-1976 zbiornik dolny o pojemności 321 tys. m³ (HRYCAK i BARANOWSKI 2007). W projekcie zapory zbiornika dolnego przewidziano wykonanie korpusu z piasku z rdzeniem glinowym, jednak w dużej części budowlę tę wykonano z utworów nieprzepuszczalnych zgarniętych ze zbocza doliny (AMBROŹEWSKI 2001). Rdzenia nie wykonano, a zaporę prawdopodobnie usypano bez zagęszczania gruntów warstwami. Skutkiem tych zaniedbań na etapie realizacji obiektu, a także niewłaściwej eksploatacji i niekorzystnych warunków hydrometeorologicznych, była katastrofa budowlana, która miała miejsce w lutym 2000 roku. W wyniku wezbrania część zapory o długości 30 m została rozmyta, wystąpiły liczne osuwiska brzegów zbiornika, całkowicie zniesiony został most nad Młynówką położony w odległości około 70 m poniżej zapory (AMBROŹEWSKI 2001). Częściowemu zniszczeniu uległa też zapora zbiornika górnego. W 2011 roku odbudowano i zmodernizowano obiekty piętrzące zbiornika górnego, wykonując m.in. żelbetową budowlę upustową ze spustem i przelewem. Poniżej upustu przeprowadzono regulację koryta rzeki Młynówki na odcinku o długości 830 m (PROJEKT BUDOWLANY... 2009).

W pracy scharakteryzowano zmodernizowane urządzenia upustowe, wykonano obliczenia ich przepustowości oraz dokonano oceny skuteczności działania upustu, bezpieczeństwa zbiornika i terenów położonych w jego bezpośrednim sąsiedztwie. W myśl rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (ROZPORZĄDZENIE... 2007), zdolność przepustowa i sposób użytkowania urządzeń upustowych w stałych budowlach hydrotechnicznych powinny zapewniać bezpieczeństwo w czasie przejścia wezbrań o natężeniu odpowiadającym przepływowi miarodajnemu Q_m i kontrolnemu Q_k . Przeprowadzanie tych przepływów powinno się odbywać z zachowaniem odpowiedniego dla danej klasy budowli wzniesienia korony ponad rzędne wody spiętrzonej. Wykonano prace inwentaryzacyjne na obiekcie oraz pomiary niwelacyjne w korycie rzeki poniżej budowli. Scharakteryzowano hydrauliczne warunki przepływu w korycie, obliczono wydatek spustu oraz przelewu wieżowego i dokonano oceny możliwości przeprowadzania wielkich wód przez urządzenia upustowe, tzn. przepływu miarodajnego $Q_m = 10,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ i kontrolnego $Q_k = 11,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Ogólny opis budowli upustowej

Upust zbiornika w Górowie Iławeckim (rys. 1) wykonano jako budowlę zespoloną, wyposażoną w dwukomorowy spust oraz przelew wieżowy na rzędnej $NPP = 128,60$ m n.p.m. W dolnej części budowli znajdują się dwa równoległe przewody spustowe o przekroju prostokątnym, szerokości 2,00 m i wysokości 2,20 m, które wykonano ze

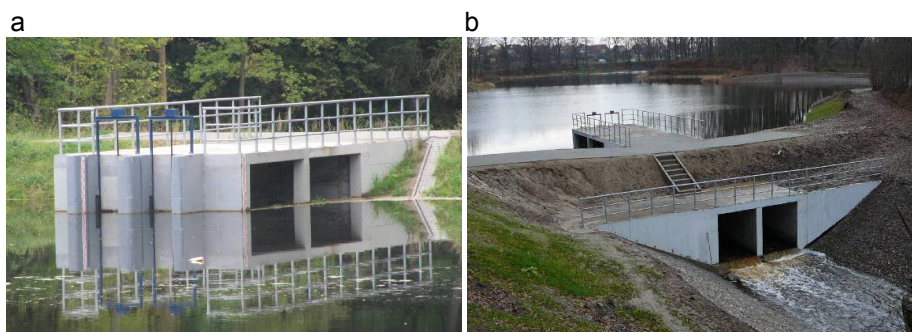


Rys. 1. Schemat budowli upustowej i podstawowe wymiary (m): a – przekrój podłużny, b – wlot, c – wylot; 1 – przelew, 2 – wlot do spustu, 3 – zamknięcie zasuwowe, 4 – przewody spustowe, 5 – płyta fundamentowa, 6 – zapora, 7 – przesłona przeciwfiltracyjna, 8 – kładka służbowa, 9 – narzut kamienny, 10 – balustrada, 11 – schody, 12 – wylot

Fig. 1. Schema of the spillway and basic dimensions (m): a – horizontal section, b – inlet, c – outlet; 1 – spillway, 2 – inlet to the sluice, 3 – sluice gate, 4 – dewatering conduits, 5 – foundation, 6 – dam, 7 – antiferfiltration diaphragm, 8 – gate operating platform, 9 – rip-rap, 10 – balustrade, 11 – stairs, 12 – outlet

spadkiem podłużnym 1,2‰. Wlot do spustu stanowią otwory prostokątne o szerokości 1,00 m, wysokości 1,30 m, wyposażone w zamknięcia zasuwowe z ręcznym mechanizmem wyciągowym.

W górnej części upustu wykonano cztery boczne otwory przelewowe, po dwa z każdej strony (rys. 2a). Szerokość pojedynczego otworu wynosi 3,20 m. Wypad budowli (rys. 2b) wykonano w postaci koryta o przekroju trapezowym, nachyleniu skarp 1:2



Rys. 2. Widok budowli upustowej: a – wlot, b – wylot
Fig. 2. View of the spillway reservoir's: a – inlet, b – outlet

i spadku dna 1,5%. Szerokość dna poniżej budowli na odcinku o długości 10,0 m jest stała i wynosi 4,90 m, a następnie na długości 28,0 m stopniowo się zmniejsza i osiąga ostatecznie wymiar 1,00 m. Na dnach i skarpach koryta wypadowego zastosowano umocnienia siatkowo-kamiennie.

W korycie rzeki za wypadem budowli wykonano prace regulacyjne na odcinku o długości 830 m. Koryto pogłębiono i odtworzono jego naturalny układ, zachowując łuki i odcinki proste. Wykonano sześć progów kamiennych, każdy o wysokości 0,30 m. Dno koryta charakteryzuje zmienny spadek i szerokość w zakresie 1,0-1,5 m. Na skarpach ukształtowanych z nachyleniem 1:2 wykonano umocnienia siatkowo-kamiennie.

Analiza hydraulicznych warunków przepływu w korycie poniżej budowli

Obliczenia przepustowości koryta rzeki Młynówki po regulacji wykonano w czterech przekrojach poprzecznych położonych poniżej wylotu upustu w odległości 38 m (przekrój P1), 140 m (P2), 270 m (P3) i 620 m (P4). Wybrano przekroje charakteryzujące się lokalnie najmniejszą głębokością koryta, a zróżnicowane pod względem szerokości dna, jego umocnień oraz spadku zwierciadła wody. Wykonano pomiary niwelacyjne przekrojów poprzecznych koryta oraz spadku zwierciadła wody. W każdym przekroju skarpy charakteryzowały się regularnym nachyleniem w stosunku 1:2 na całej wysokości, a na ich powierzchni wykonane były umocnienia siatkowo-kamiennie. Szerokość dna koryta za wypadem na odcinku o długości 440 m wynosi 1,0 m; dno jest tam umocnione ażurowymi płytami betonowymi. Na dalszym odcinku, o długości 390 m, dno nie jest umocnione. W obliczeniach przyjęto następujące wartości współczynnika szorstkości n (według Ven Te Chowa 1959, za DĄBKOWSKIM i IN. 1982):

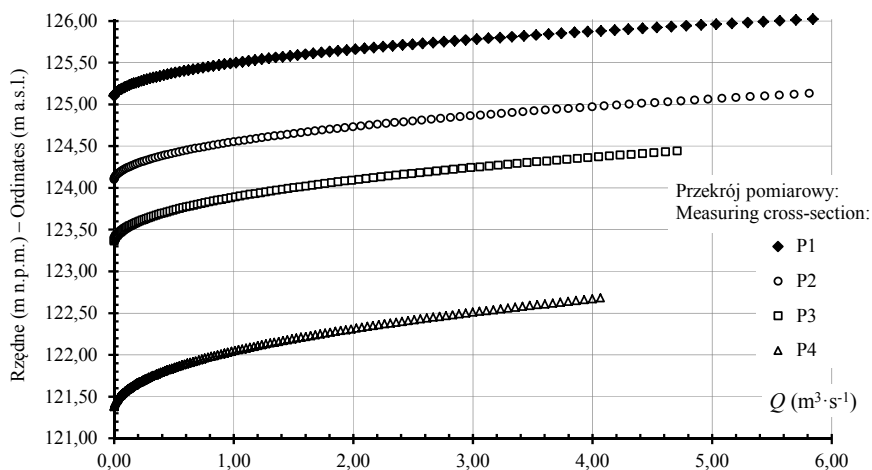
- przekrój nr 1: $n = 0,035 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ (dno i skarpy wykonane z narzutu kamiennego),
- przekroje nr 2 i 3: $n = 0,030 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ (dno betonowe, skarpy z narzutu kamiennego),
- przekrój nr 4: $n = 0,026 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ (dno żwirowe, skarpy z nieciosanego kamienia).

Parametry przekrojów pomiarowych uwzględnione w obliczeniach zestawiono w tabeli 1.

Na rysunku 3 przedstawiono wyniki obliczeń przepustowości koryta rzeki Młynówki. Natężenie przepływu odpowiadające napełnieniu brzegowemu wynosi $6,49 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ w przekroju P1, $5,79 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ w P2, $4,60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ w P3 i $3,80 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ w P4, co stanowi od 37 do 63% przepływu miarodajnego. Zatem w przypadku wystąpienia wezbrania odpowiadającego przepływowi miarodajnemu woda wystąpi z brzegów koryta poniżej budowli i zaleje obszar dawnego zbiornika dolnego. Obszar ten został obecnie do tego przystosowany: jest wolny od zabudowy, porośnięty trawami. Skarpy zlikwidowanego zbiornika częściowo odbudowano, stosując kosze gabionowe o wymiarach $2,0 \times 1,0 \times 1,0 \text{ m}$, ułożone w systemie nakładających się wzajemnie warstw. Czoło koszy wzmocniono dodatkowo wkładkami z drutu o grubości 4,4 mm. Poza gabionami w pozostałych miejscach wykonano obsiew i zakrzewienie skarpy.

Tabela 1. Parametry przekrojów uwzględnione w obliczeniach przepustowości koryta
Table 1. Parameters of cross-sections used in calculations of flow capacity

Numer przekroju Number of cross-section	Odległość od wylotu budowli do przekroju (m) Distance from the outlet to the cross-section (m)	Rzędna dna (m n.p.m.) Ordinate of the bottom (m a.s.l.)	Rzędna brzegu lewego (m n.p.m.) Ordinate of the left bank (m a.s.l.)	Rzędna brzegu prawego (m n.p.m.) Ordinate of the right bank (m a.s.l.)	Nachylenie skarp Slope of the escarpment	Szerokość dna (m) Width of the bottom (m)	Materiał na dnie Ground at the bottom	Umocnienia skarp Type of escarpments protection	Spadek zwierciadła wody Decrease in water level	Współczynnik szorstkości Roughness coefficient
P1	38	125,10	126,02	128,46	1:2	1,00	Materace gabionowe Gabions	Materace gabionowe Gabions	0,0151	0,035
P2	140	124,10	125,13	125,32	1:2	1,00	Płyty betonowe Concrete slabs	Materace gabionowe Gabions	0,0066	0,030
P3	270	123,36	124,63	124,44	1:2	1,00	Płyty betonowe Concrete slabs	Materace gabionowe Gabions	0,0035	0,030
P4	620	121,38	122,68	122,95	1:2	1,48	Piasek Sand	Materace gabionowe Gabions	0,0006	0,026



Rys. 3. Wyniki obliczeń przepustowości koryta w przekrojach pomiarowych
Fig. 3. Results of calculations of flow capacity in measuring cross-sections

Na odcinkach rzeki poddanych regulacji, pomimo wykonania sześciu progów kamiennych o wysokości 0,30 m, występują duże spadki podłużne. Za wypadem na odcinku o długości 440 m spadek podłużny J mieści się w zakresie 3,5-6,6‰, a dno jest umocnione ażurowymi płytami betonowymi. Na dalszym odcinku, o długości 390 m, dno nie jest umocnione, a średni spadek zwierciadła wody uzyskany z pomiaru wynosi 0,6‰. W przekroju P4 położonym na tym odcinku sprawdzono warunki stabilności dna. Na podstawie próbek pobranych z dna rozpoznano uziarnienie gruntu (tab. 2) i obliczono wartości prędkości rozmywającej v_r , odpowiadającej pojawieniu się masowego ruchu ziaren gruntu na dnie. Wykorzystano równania (1) i (2):

– Šamova (za DĄBKOWSKIM i IN. 1982):

$$v_r = 6d^{\frac{1}{3}}h^{\frac{1}{6}} \quad (1)$$

– ŻELAZY (1987):

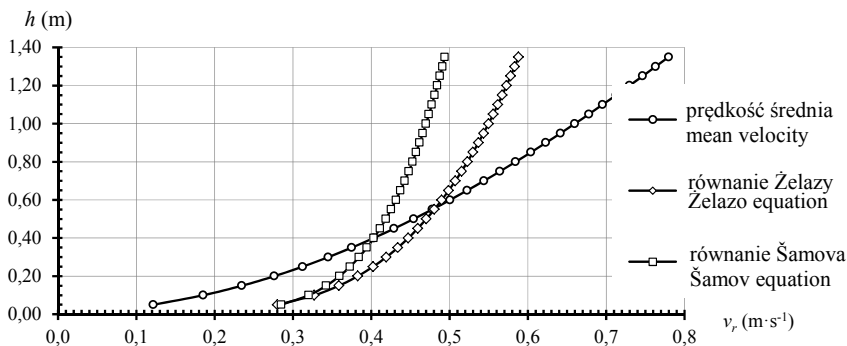
$$v_r = 1,435\sqrt{gd}\left(\frac{h}{d}\right)^{0,225} \quad (2)$$

gdzie: d oznacza średnicę przeciętną ziaren gruntu (m), h – głębokość strumienia (m), a g – przyspieszenie ziemskie ($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$). Za średnicę przeciętną przyjęto $d_{50} = 0,00048$ m.

Tabela 2. Charakterystyczne średnice gruntu występującego na dnie koryta (mm)
Table 2. Characteristic diameters of particles at the bottom of the channel (mm)

d_{10}	d_{16}	d_{35}	d_{50}	d_{60}	d_{84}	d_{90}
0,27	0,31	0,40	0,48	0,55	0,68	0,87

Wyniki obliczeń prędkości rozmywającej v_r zestawiono z obliczonymi wzorem Chezy-Manninga wartościami średniej prędkości przepływu v_{sr} w korycie (rys. 4). Obliczenia wykazały, że przy napełnieniach koryta większych od 0,60 m wartość średniej prędkości przepływu v_{sr} przekracza prędkość rozmywającą v_r . Na dnie koryta w takim

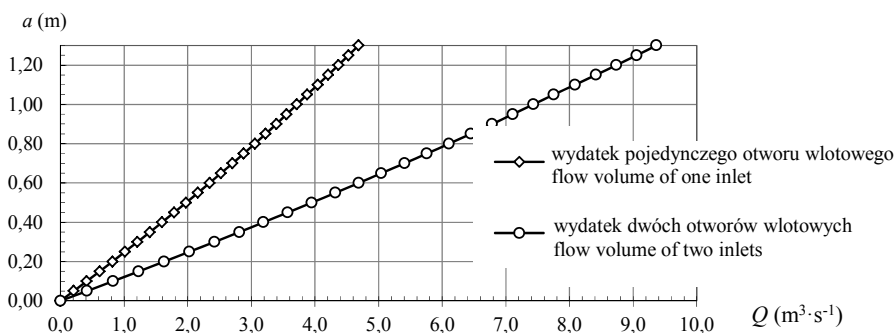


Rys. 4. Wartości średniej prędkości v_{sr} w przekroju P4 oraz prędkości rozmywającej v_r
Fig. 4. Values of the mean velocity v_{sr} in P4 cross-section and critical velocity v_r

przypadku może wystąpić masowy ruch rumowiska. Zatem na odcinku rzeki Młynówki, gdzie nie wykonano umocnień dna, istnieje zagrożenie intensywną erozją i deformacją koryta, szczególnie po przejściu wezbrania.

Wydatek wlotu do spustu i przewodów leżaka

Na wlocie do spustu zbiornika wykonano dwa otwory o przekroju prostokątnym, szerokości 1,00 m i wysokości 1,30 m (rys. 1b). Zastosowano zamknięcia zasuwowe z ręcznym mechanizmem wyciągowym. Zasuwy umożliwiają regulowanie odpływu wody ze zbiornika i mogą być podnoszone na maksymalną wysokość $a = 1,30$ m nad progiem położonym na rzędnej 126,00 m n.p.m. Obliczenia wydatku otworów wlotowych wykonano przy założeniu utrzymywania NPP w zbiorniku na rzędnej 128,60 m n.p.m. Rozpatrywano zmienną wysokość a położenia dolnej krawędzi zamknięć nad progiem. Przyjęto założenie, że wypływ przez otwory jest niezatapiony. Uwzględniono wartości współczynnika kontrakcji pionowej $\varepsilon = f\left(\frac{a}{T}\right)$ (za KISIELEM 2003), gdzie T oznacza napelnienie na dopływie do otworu ($T = NPP - R_{z_{prog}}$). Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 5 w postaci wykresów wydatku pojedynczego (1) i dwóch (2) otworów spustu.



Rys. 5. Wydatek jednego (1) i dwóch (2) otworów wlotowych spustu zbiornika

Fig. 5. Flow volume of one (1) and two (2) inlets to the reservoir sluice

Zgodnie z zaleceniami praktycznymi (PODSTAWY... 1987), z uwagi na bezpieczeństwo, otwory spustu powinno się projektować na przepuszczenie 15-25% wody stuletniej. Wyniki obliczeń wykazały, że maksymalny wydatek pojedynczego otworu spustu przy utrzymaniu NPP wynosi $4,68 m^3 \cdot s^{-1}$, co stanowi około 45% przepływu miarodajnego.

Weryfikacji poddano wymiary przekroju poprzecznego przewodów spustowych na długości leżaka. Spust wykonano w postaci przewodu dwuotworowego o przekroju prostokątnym, szerokości pojedynczego otworu wynoszącej 2,00 m, wysokości 2,20 m,

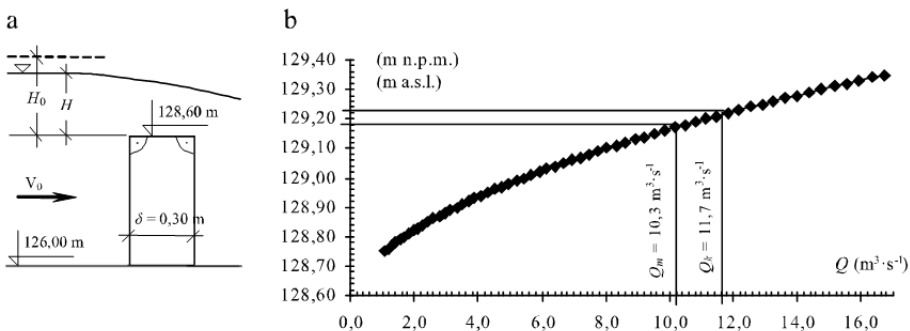
podłużnym spadku dna 1,2‰ i długości 13,75 m. Przeprowadzono obliczenia położenia zwierciadła wody na długości przewodów. Przyjęto natężenie przepływu zalecane przy projektowaniu leżaka, tzn. $1,5Q_k = 17,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, i napęlenie w przekroju początkowym równe głębokości krytycznej $h_{kr} = 1,26 \text{ m}$. Maksymalną głębokość wody $h_{\max} = 1,44 \text{ m}$ uzyskano w przekroju na końcu leżaka. Wyniki obliczeń wykazały, że przewody spustowe będą pracować ze swobodnym zwierciadłem wody, a wymiary przekroju leżaka dobrano prawidłowo, gdyż będą zachowane warunki podane w materiałach pomocniczych do projektowania upustów wieżowych (SULIGA i IN. 1986): $h_l \geq 1,33 h_{\max}$ i $F_w \leq 0,75 F_l$, gdzie: h_l jest wysokością leżaka o przekroju prostokątnym, F_l oznacza jego pole przekroju, a F_w – pole przekroju przepływu wody w leżaku.

Przepuszczanie wód wezbraniowych

Zmodernizowana budowla upustowa jest przystosowana do odprowadzania nadmiaru wody ze zbiornika przez cztery otwory przelewowe, wykonane na rzędnej *NPP* równej 128,60 m n.p.m. Szerokość każdego otworu wynosi 3,20 m. Zastosowano przelew o profilu prostokątnym i szerokości korony $\delta = 0,30 \text{ m}$ (rys. 6a). Wykonano obliczenia przepustowości przelewu i przeanalizowano warunki przeprowadzania przepływów wezbraniowych. W obliczeniach przyjęto założenie, że całość wielkich wód będzie przeprowadzana przez przelew (tzn. otwory wlotowe do spustu będą zamknięte). Wartość współczynnika wydatku m obliczano z równania (3) dla przelewu o profilu prostokątnym i kształtach praktycznych (według ŻBIKOWSKIEGO i IN. 1986):

$$m = 0,42 \left(0,70 + 0,183 \frac{H}{\delta} \right) \quad (3)$$

Obliczenia wykonano dla wysokości piętrzenia nad koroną przelewu H z przedziału od 0,15 m $\left(\frac{\delta}{H} = 0,50 \right)$ do 0,75 m $\left(\frac{\delta}{H} = 2,50 \right)$, a wyniki przedstawiono na rysunku 6b.



Rys. 6. Schemat przelewu zbiornika (a) i wyniki obliczeń jego wydatku (b)

Fig. 6. Schema of the spillway (a) and results of calculations of the flow capacity (b)

Ustalono rzędne zwierciadła wody spiętrzonej w zbiorniku w czasie przejścia wezbrań obliczeniowych: przy przejściu przepływu miarodajnego $Rz_{Q_m} = 129,18$ m n.p.m. i przy przejściu przepływu kontrolnego $Rz_{Q_k} = 129,22$ m n.p.m. Rzędna korony zaporę wynosi 130,00 m n.p.m. Przelew zapewnia zatem bezpieczne warunki przejścia wezbrań o natężeniu odpowiadającym przepływowi miarodajnemu Q_m i kontrolnemu Q_k , gdyż będzie zachowane bezpieczne wzniesienie korony nad statycznym, maksymalnym poziomem wody, które zgodnie z ROZPORZĄDZENIEM... (2007) wynosi 0,70 m dla budowli klasy czwartej.

Wnioski

1. Wymiary przewodów spustowych zbiornika zapewniają ich bezpieczniową pracę na długości leżaka, nawet w przypadku wystąpienia wezbrania o natężeniu $1,5Q_k = 17,0$ $m^3 \cdot s^{-1}$. Zastosowane zamknięcia zasuwowe z mechanizmem wyciągowym pozwalają kontrolować położenie zwierciadła wody spiętrzonej, a maksymalny wydatek pojedynczego otworu wlotowego do spustu przy utrzymaniu NPP wynosi $4,68$ $m^3 \cdot s^{-1}$, co stanowi około 45% przepływu miarodajnego.

2. Przelew wykonany na rzędnej $NPP = 128,60$ m n.p.m. zapewnia bezpieczne warunki przejścia wezbrań: miarodajnego Q_m i kontrolnego Q_k . Wyniki obliczeń wykazały, że nawet w przypadku przejścia przepływu kontrolnego o natężeniu $Q_k = 11,3$ $m^3 \cdot s^{-1}$ będzie zachowane bezpieczne wzniesienie korony nad statycznym, maksymalnym poziomem wody, wynoszące 0,70 m dla budowli klasy czwartej.

3. Odbudowane koryto rzeki Młynówki poniżej budowli upustowej, pomimo wykonania progów kamiennych, charakteryzuje znaczny spadek podłużny dna, zmieniający się w zakresie od 0,6 do 6,6‰. Na całej długości odbudowanego koryta zastosowano siatkowo-kamienne umocnienia skarp, a na długości 390 m pozostawiono dno nieumocnione. Wyniki obliczeń średniej prędkości przepływu wykazały, że w przypadku przejścia wezbrań będą przekroczone wartości prędkości rozmywającej, co może skutkować wystąpieniem intensywnych procesów erozyjnych oraz lokalnych deformacji dna i brzegów koryta.

4. Efektem odbudowy i modernizacji obiektów zbiornika w Górowie Iławeckim jest poprawa walorów krajobrazowych zbiornika i jego otoczenia oraz bezpieczeństwa mieszkańców miasta.

Literatura

- AMBROŻEWSKI Z., 2001. Stan techniczny małych obiektów piętrzących wodę na tle katastrofy zaporę w Górowie Iławeckim. Gospod. Wod. 11: 472-476.
- DĄBKOWSKI SZ.L., SKIBIŃSKI J., ŻBIKOWSKI A., 1982. Hydrauliczne podstawy projektów wodno-melioracyjnych. PWRiL, Warszawa.
- HRYCAK J., BARANOWSKI W., 2007. Bezpieczeństwo małych zbiorników wodnych – zalecenia budowlane i eksploatacyjne. W: XII Międzynarodowa Konferencja Technicznej Kontroli Zapor. Red. A. Wita. IMGW, Warszawa: 91-102.

- KISIEL A., 2003. *Poradnik hydromechanika i hydrotechnika*. Wyd. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa.
- MAŁECKI Z.J., POKLADEK R., 2010. Istotne procesy zagrażające bezpieczeństwu zbiorników wodnych. *Zesz. Nauk. Inż. Łąd. Wod. Kształt. Środ.* 2: 33-42.
- PODSTAWY melioracji rolnych. Tom 2. 1987. Red. P. Prochal. PWRiL, Warszawa.
- PROJEKT BUDOWLANY. Odbudowa zapór ziemnych na zbiornikach wodnych zlokalizowanych na rzece Młynówce w miejscowości Górowo Iławeckie. 2009. Maszynopis. Grupa Projektowa Dering, Gdynia.
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie. 2007. Dz. U. 86, poz. 579.
- SULIGA J., NALEPA W., ZAMELA H., 1986. Upusty małych zbiorników wodnych. Część I – Upusty wieżowe. Część III – Spusty. *Bibl. Proj.* 4.
- ŻBIKOWSKI A., BAJKOWSKI S., BATIJEWSKI W., DĄBKOWSKI L., KUBRAK J., LIPKA W., 1986. Obliczenia hydrauliczne przelewów budowli wodnomelioracyjnych. *Bibl. Wiad. IMUZ* 67: 53-55.
- ŻELAZO J., 1987. Critical velocities for non-cohesive grounds. *Ann. Warsaw Agric. Univ. Land Reclam.* 23: 65-70.

THE EFFECTIVENESS OF MODERNIZED RESERVOIR SPILLWAY FUNCTIONING ON MŁYNÓWKA RIVER IN GÓROWO IŁAWECKIE

Summary. Reservoir dams on the Młynówka river in Górowo Iławeckie were largely destroyed after flood in February 2000. In 2011 the reconstruction and modernization of the dams was pursued in order to remove the damages caused by that catastrophic flood. Among others, the reinforced concrete spillway was constructed with a tower-type crest and a bottom sluice. In this paper, hydraulic calculations were performed and further analysed to estimate the effectiveness of the modernized spillway. Inventory works and basic field measurements were carried on in necessary scope for the analysis. Hydraulic conditions of flow in channel downstream of the dam were also examined. Discharge capacity of the sluice and the spillway was calculated and helped to estimate hydraulic conditions for flood flows. The maximum capacity of a single inlet to the drain at normal level of damming (NLD) is $4.68 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, what represents about 45% of the design flow. Tower-type crest made on the ordinate $NLD = 128.60 \text{ m a.s.l.}$, provides suitable transition of design flood (Q_m) and control flood (Q_k), maintaining a safe rising of crest crown for the buildings of safe grade four. The riverbed of Młynówka down the concrete spillway has been rebuilt at a distance of 830 m and six stone riffle, each with a height of 0.30 m, has been build. As a result of the reservoir modernization, the flood protection has been improved in the adjacent areas.

Key words: retention dam reservoir, spillway, flow capacity

Urbański J., Siwicki P., 2014. Skuteczność działania zmodernizowanych urządzeń upustowych zbiornika na rzece Młynówce w Górowie Iławeckim. *Nauka Przyr. Technol.* 8, 2, #24.

Adres do korespondencji – Corresponding address:

Janusz Urbański, Katedra Inżynierii Wodnej, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, Poland, e-mail: janusz_urbanski@sggw.pl

Zaakceptowano do opublikowania – Accepted for publication:

3.04.2014

Do cytowania – For citation:

*Urbański J., Siwicki P., 2014. Skuteczność działania zmodernizowanych urządzeń upustowych zbiornika na rzece Młynówce w Górowie Iławeckim. *Nauka Przyr. Technol.* 8, 2, #24.*