

Monika GAŚOWSKA¹

Janusz URBAŃSKI²

OCENA WARUNKÓW HYDRAULICZNYCH ZMODERNIZOWANEGO ZBIORNIKA WODNEGO W LEŻNICY WIELKIEJ

W pracy przedstawiono analizę wyników obliczeń hydraulicznych pod kątem oceny funkcjonowania zmodernizowanych urządzeń upustowych obiektu piętrzącego zbiornika wodnego na rzece Gnidzie w Leżnicy Wielkiej. W 2011 roku zrewaloryzowano będący w złym stanie technicznym obiekt piętrzący oraz jego urządzenia upustowe. W celu kompletnej oceny hydraulicznych warunków działania obiektu wodnego przeprowadzono jego inwentaryzację i oględziny konstrukcji budowli w zakresie niezbędnym do przeprowadzenia odpowiednich analiz. Ponadto wykonano pomiary niwelacyjne w wybranych przekrojach koryta rzeki poniżej budowli. Sporządzono charakterystykę zdolności przepustowej koryta w dolnym stanowisku budowli oraz określono jej wpływ na wydatek spustów dennych zbiornika. Przeprowadzone obliczenia wykazały, że zmodernizowane urządzenia upustowe umożliwiają poprawne przeprowadzanie przepływów wód i utrzymanie oczekiwanego położenia zwierciadła wody na Zalewie Leżnickim. Dokonano oceny hydraulicznych warunków bezpiecznego przeprowadzania wielkich wód przez urządzenia ewakuacyjne (upustowe) budowli, co zapewnia stabilizację stosunków wodnych na terenach sąsiadujących ze zbiornikiem i zmniejsza zagrożenie wystąpienia podtopień. Przeprowadzone badania terenowe wykazały zły stan koryta rzeki Gnidy poniżej zbiornika, co wpływa na ograniczanie zdolności przepustowej urządzeń ewakuacyjnych (upustowych) budowli przez ich podtopienie i co może być również przyczyną wystąpienia lokalnych podtopień. Oczyszczenie koryta z zarośli oraz innych lokalnych przeszkód spowodowałoby znacząca poprawę w uzyskiwaniu zwiększonych wydatków urządzeń upustowych zbiornika.

Słowa kluczowe: charakterystyka hydrauliczna budowli wodnej, urządzenia upustowe zbiornika retencyjnego, hydraulika urządzeń spustowych, przepustowość

¹ Autor do korespondencji/corresponding author: Monika Gaśowska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, tel. +48 22 5935369, e-mail: monika_gasowska@sggw.pl

² Janusz Urbański, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, tel. +48 22 5935290, e-mail: janusz_urbanski@sggw.pl

1. Wprowadzenie

W 1976 roku na rzece Gnidzie w miejscowości Leźnica Wielka powstał zbiornik wodny, tworząc tzw. Zalew Leźnicki, którego podstawowym zadaniem była ochrona przeciwpowodziowa obszarów położonych poniżej budowli piętrzącej, zlokalizowanej w 3 + 100 km rzeki. Wieloletnia beztraska eksploatacja doprowadziła do znacznego pogorszenia stanu technicznego obiektu piętrzącego i jego urządzeń upustowych. W związku z tym w 2011 r. dokonano niezbędnej częściowej rekonstrukcji obiektu piętrzącego. Inwestycja obejmowała odmulenie górnej partii zbiornika, odremontowanie budowli piętrzącej oraz przebudowę urządzeń upustowych [1]. Dokonano rozbiórki mnicha pełniącego funkcję spustu oraz zlikwidowano dotychczasowe przelewy awaryjne z bystrzami, a urządzenia te zastąpiono zmodernizowanym systemem upustowym. Częściowo umocniono również koryto rzeki poniżej budowli.

Po wykonaniu odpowiedniej rekonstrukcji zbiornika oraz modernizacji urządzeń upustowych budowli wodnej postanowiono przeprowadzić stosowne obliczenia hydrauliczne, aby na ich podstawie dokonać oceny funkcjonowania zmodernizowanych urządzeń upustowych oraz oszacować ich zdolność przepustową. Przeprowadzono również niezbędne prace inwentaryzacyjne konstrukcji budowli oraz pomiary niwelacyjne wybranych przekrojów poprzecznych koryta poniżej budowli [2]. Dokonano rozpoznania zdolności przepustowej koryta rzeki w dolnym stanowisku budowli w celu określenia jego wpływu na wydatek urządzeń upustowych budowli dla różnych warunków przepływu wody.

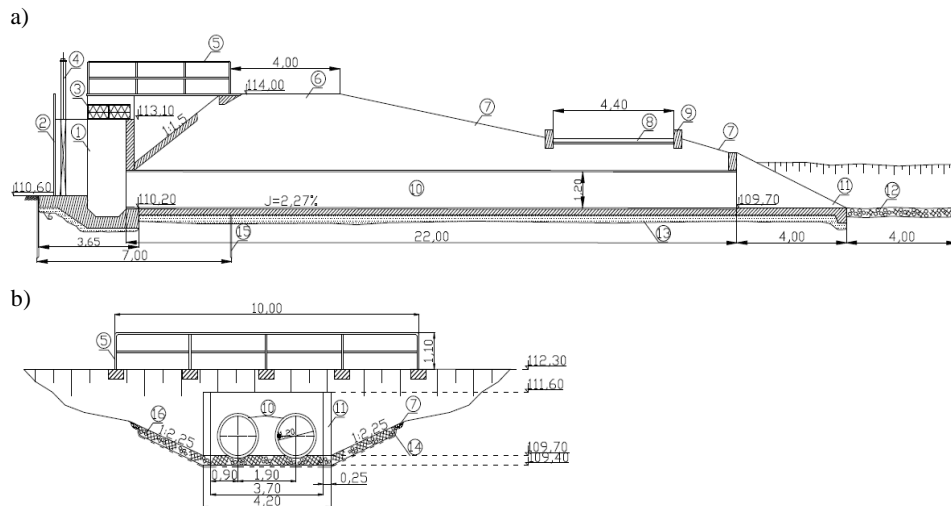
2. Ogólny opis budowli upustowej i zakres przeprowadzonych analiz

Schematyczny przekrój podłużny urządzenia upustowego po jego modernizacji przedstawiono na rys. 1a. Urządzenie zostało wykonane w formie przelewu wieżowego ze spustem dennym, a jego podstawowe elementy to [1]:

- wieża przelewowa o konstrukcji żelbetowej, przekroju prostokątnym w planie i wymiarach $5,00 \times 2,00$ m posadowiona na płycie fundamentowej,
- spust z wlotem przez dwa prostokątne otwory o szerokości 1,00 m i wysokości 2,50 m wyposażone w zamknięcia zasuwowe,
- leżak w postaci dwóch równoległych przewodów betonowych o średnicy $D = 1,20$ m i długości $L = 22,0$ m ułożonych w spadku $I = 2,27\%$ (rys. 1.),
- żelbetowy dok wylotowy o wymiarach $4,50 \times 4,20$ m ze skrzydłami równoległymi i płytą wypadową o długości 4,00 m (rys. 1b).

Szyb wieży upustu został wykonany w konstrukcji żelbetowej o wysokości 3,20 m, ograniczony od góry przelewem szczytowym na rzędnej $NPP = 113,10$ m.n.p.m. Przekrój wieży w planie jest prostokątny o wymiarach $5,10 \times 2,10$ m, a grubość ściany wynosi 0,30 m. Widok na zrekonstruowaną wieżę przelewo-

wą przedstawiono na rys. 2a. W czołowej ścianie upustu od strony zbiornika wykonano dwa prostokątne otwory o szerokości 1,00 m i wysokości 2,50 m, wyposażone w zamknięcia zasuwowe, podnoszone na maksymalną wysokość $a = 1,00$ m nad progiem wlotowym i zapewniające przy tym otwarciu możliwość całkowitego opróżnienia Zalewu Leżnickiego.



Rys. 1. Schemat budowli upustowej i podstawowe wymiary [m]: a) przekrój podłużny, b) wylot [3]

Fig. 1. Schema of the spillway reservoir's and basic dimensions [m]: a) horizontal section, b) outlet [3]

Na rysunku 1. przedstawiono: 1 – przelew wieżowy, 2 – kratę, 3 – siatkę ogrodzeniową, 4 – zamknięcie zasuwowe, 5 – balustradę, 6 – koronę zapory, 7 – umocnienia trawiaste, 8 – nawierzchnię drogową, 9 – krawężnik betonowy, 10 – przewody żelbetowe, 11 – przyciółek wylotowy, 12 – płytę wypadową, chudy beton, 13 – geowłókninę, 14 – ściankę szczelną, 15 – narzut kamienny.

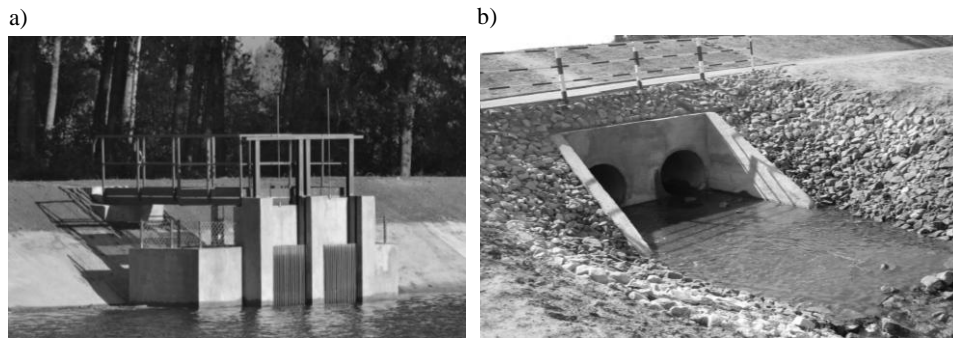
W tylnej ścianie wykonano dwa otwory kołowe o średnicy $D = 1,50$ m, w których umieszczono dwa przewody spustowe. Za wylotami przewodów spustowych usytuowano żelbetowy dok z trójkątnymi ścianami bocznymi (rys. 2b). Dno wypadu o długości 4,00 m umocniono płytą betonową, a skarpy koryta na tej długości zabezpieczono narzutem kamiennym.

Analizie poddano wyniki obliczeń wydatku urządzeń upustowych w różnych warunkach przepuszczania wody [4] i rozpatrywano:

- warunki eksploatacyjne, tzn. utrzymywanie poziomu zwierciadła wody spiętrzonej w zbiorniku do rzędnej NPP przy wypływie strumienia spod zamknięć zasuwowych na wlocie spustu dennego,

- odprowadzanie nadmiaru wody ze zbiornika przez przelew wieżowy w czasie przejścia wezbrania.

Każdorazowo rozważano przepływ miarodajny, niezmienny w czasie.



Rys. 2. Widok budowli upustowej: a) wieża wlotowa, b) wylot

Fig. 2. View of the spillway: a) intake tower, b) outlet

3. Charakterystyka zdolności przepustowej koryta rzeki Gnidy poniżej budowli piętrzącej

W celu ustalenia przepustowości rzeki Gnidy wykonano pomiary niwelacyjne w trzech przekrojach poprzecznych koryta poniżej budowli [2]:

- przekrój nr 1 (3 + 070 km) – na wypadzie budowli (rys. 3a),
- przekrój nr 2 (3 + 065 km) – bezpośrednio za wypadem (rys. 3b),
- przekrój nr 3 (3 + 032 km) – w korycie ciek naturalnego (rys. 3c).

W każdym przekroju wykonano obliczenia zdolności przepustowej koryta, obliczając objętościowe natężenie przepływu z równania (1), stosowanego w praktyce z wykorzystaniem wzoru Manninga (2):

$$Q = v_{sr} \cdot F \quad (1)$$

$$v_{sr} = 1/n I^{1/2} R^{2/3} \quad (2)$$

gdzie: v_{sr} – średnia prędkość przepływu wody w przekroju,

F – pole powierzchni przepływu w poprzecznym przekroju koryta,

n – szorstkość koryta,

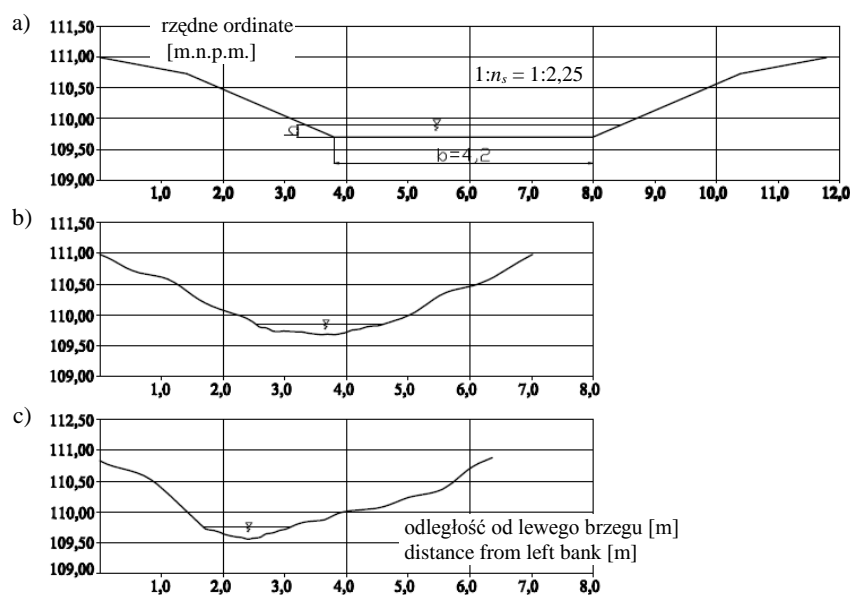
I – spadek hydrauliczny,

R – promień hydrauliczny jako stosunek powierzchni przepływu wody F do długości linii zwilżenia U w poprzecznym przekroju koryta.

Wartości współczynnika szorstkości n zróżnicowano ze względu na rodzaj koryta, sposób umocnienia dna i skarp, stopień zarośnięcia [5]. Przyjęto [6]:

- przekrój nr 1 – $n_{sr} = 0,030 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ (betonowe dno i skarpy z narzutu kamiennego),

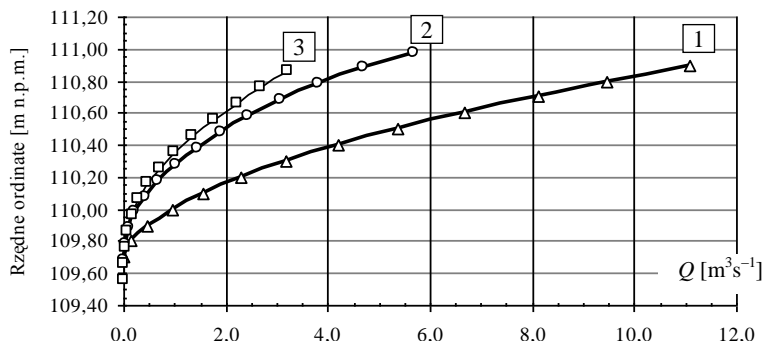
- przekrój nr 2 – $n_{sr} = 0,040 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ (kanał ziemny z gęstą trawą na skar-pach),
- przekrój nr 3 – $n_{sr} = 0,060 \text{ m}^{-1/3}/\text{s}$ (koryto zarośnięte, nieoczyszczone z trawy i krzaków).



Rys. 3. Przekroje poprzeczne koryta cieku poniżej budowli upustowej: a) km – 3 + 070, b) km – 3 + 065, c) km – 3 + 032

Fig. 3. Cross sections of the channel below the spillway reservoir's: a) km – 3 + 070, b) km – 3 + 065, c) km – 3 + 032

W obliczeniach uwzględniono średni spadek zwierciadła wody na analizowanym odcinku koryta, uzyskany w wyniku pomiarów niwelacyjnych i wynoszący 0,3%. Wyniki obliczeń przedstawiono w postaci krzywych przepustowości koryta (rys. 4.). Natężenie przepływu przy napełnieniu brzegowym koryta wynosi: $Q_{(1)} = 11,1 \text{ m}^3/\text{s}$ w przekroju nr 1, $Q_{(2)} = 5,70 \text{ m}^3/\text{s}$ w przekroju nr 2 i $Q_{(3)} = 3,22 \text{ m}^3/\text{s}$ w przekroju nr 3. Najmniejszą przepustowość uzyskano w przekroju nr 3, co jest związane z występowaniem bujnej roślinności na dnie i skar-pach koryta. W analizie wydatku urządzeń upustowych zbiornika uwzględniono krzywą przepustowości dolnego stanowiska uzyskaną w przekroju nr 2, tzn. bezpośrednio za wypadem, wskazując, że naturalne koryto rzeki Gnidy powinno być oczyszczone z zarośli oraz lokalnych przeszkód na dnie, czego wynikiem byłby wzrost przepustowości koryta i zmiana przebiegu krzywej nr 3 na rys. 4.

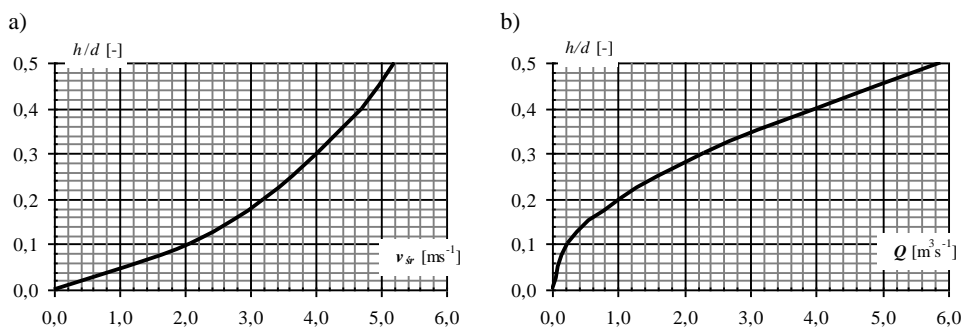


Rys. 4. Krzywe przepustowości koryta rzeki Gnidy w przekrojach pomiarowych: 1) km 3 + 070, 2) km 3 + 065, 3) km 3 + 032

Fig. 4. Discharge curves of the Gnida channel in measurement sections: 1) km 3 + 070, 2) km 3 + 065, 3) km 3 + 032

Zdolność przepustowa przewodów leżaka

Funkcję leżaka spełniają dwa równoległe kołowe przewody wykonane z rur żelbetowych o średnicy wewnętrznej $d = 1,20$ m, ułożone w spadku 2,27%. Stosując wzory (1) i (2), obliczono średnią prędkość przepływu v_{sr} w przewodach w zależności od napełnienia h/d (rys. 5a) oraz sporządzono charakterystykę ich wydatku (rys. 5b).



Rys. 5. Średnia prędkość przepływu w przewodach leżaka (a) i ich przepustowość (b)

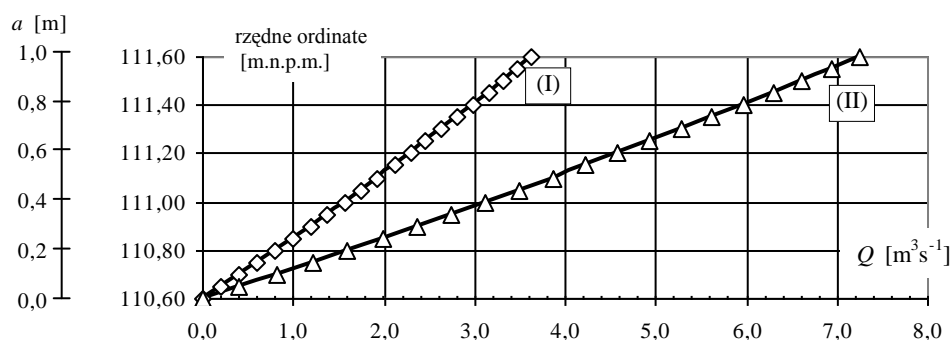
Fig. 5. Average velocity in conduit (a) and volume of flow (b)

Obliczenia wykonano, rozpatrując napełnienia przewodów h/d w zakresie od 0 do 0,5. Przyjęto wartość współczynnika szorstkości dla rur betonowych ($n = 0,013 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$) i założono wypływ niezatopiony. Wyniki obliczeń wykazały, że napełnienie przewodów podczas przeprowadzania przepływu $Q_{1\%} = 4,67 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ wynosi $h/d = 0,44$, a średnia prędkość $v_{sr} = 4,9 \text{ ms}^{-1}$ i nie przekracza wartości dopuszczalnej dla betonu, wynoszącej $v_{dop} = 5,0 \text{ ms}^{-1}$. Rzeczywisty

wydatek przewodów będzie jednak limitowany głębokościami napelnień koryta za wypadem budowli. Rzędna zwierciadła wody w korycie rzeki bezpośrednio za wypadem (przekrój nr 2) dla przepływu miarodajnego $Q_{1\%} = 4,67 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, odczytana z krzywej nr 2 na rys. 4., wynosi 110,88 m.n.p.m., natomiast rzędna górnej krawędzi wylotu rurociągów spustu jest równa 110,90 m.n.p.m. W tych warunkach wyloty przewodów mogą zostać zatopione, wówczas będą one działać pod ciśnieniem, co jest dopuszczalne w przypadku leżaków małych budowli upustowych, tzn. przy wartościach przepływu miarodajnego $Q_m \leq 15 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ [7].

Wydatek otworów na wlocie do spustu

Wlot do spustu zbiornika wykonano w postaci dwóch otworów o przekroju prostokątnym ($1,0 \times 2,50 \text{ m}$), wyposażonych w zamknięcia zasuwowe podnieszone na maksymalną wysokość $a = 1,00 \text{ m}$ nad progiem o rzędnej 110,60 m.n.p.m. Obliczenia wydatku otworów spustowych wykonano dla warunków utrzymywania NPP w zbiorniku na rzędnej 113,10 m.n.p.m. Rozpatrywano zmienne położenie dolnej krawędzi zamknięć, tzn. od rzędnej progę wlotowego wynoszącej 110,60 m.n.p.m. (otwory wlotowe zamknięte, $a = 0$) do rzędnej 111,60 m.n.p.m. odpowiadającej maksymalnej wysokości podnoszenia zasuw ($a = 1,00 \text{ m}$). Założono wypływ niezatopiony, uwzględniając wartości współczynnika kontrakcji pionowej $\varepsilon = f(a/T)$ [8], gdzie T oznacza wysokość zwierciadła wody nad dnem otworu ($T = NPP - Rz_{prog}$). Wyniki przedstawiono na rys. 6. w postaci krzywych wydatku pojedynczego (I) i dwóch (II) otworów.



Rys. 6. Wydatek jednego (I) i dwóch (II) otworów wlotowych spustu dennego zbiornika

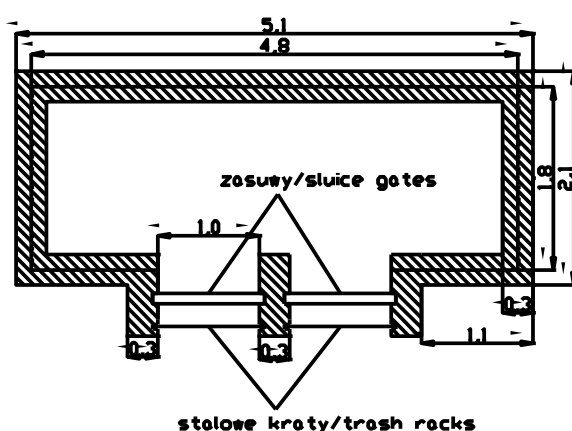
Fig. 6. Flow volume of one (I) and two (II) inlets of the reservoir bottom sluice

Zgodnie z zaleceniami praktycznymi [9] i ze względu na bezpieczeństwo otwory spustu dennego powinny projektować się na 15÷25% przepływu wody stuletniej. Wyniki obliczeń wykazały, że wymiary otworów wlotowych spustu zbiornika w Leżnicy Wielkiej zapewniają wydatek około trzykrotnie większy od zalecanej przepustowości minimalnej. Przy podniesieniu jednej zasuw na mak-

symalną wysokość, tzn. przy $a = 1,00$ m wydatek otworu wynosi $3,63 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, co stanowi 78% przepływu miarodajnego ($Q_{1\%} = 4,67 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$).

Zdolność przepustowa przelewu wieżowego

Budowla upustowa Zalewu Leżnickiego jest przystosowana do przeprowadzenia wielkich wód przez przelew wieżowy o prostokątnym profilu przekroju, wykonany na rzędnej NPP = 113,10 m.n.p.m. Widok wieży w planie wraz z podstawowymi wymiarami przedstawiono na rys. 7.



Rys. 7. Przekrój przez wieżę przelewową i podstawowe wymiary [m]

Fig. 7. The overflow tower cross section and basic dimensions [m]

Wykonano obliczenia wydatku przelewu z zastosowaniem wzoru:

$$Q = k_2 m L 2g^{0,5} H^{1,5} \quad (3)$$

gdzie: H – wzniesienie zwierciadła wody nad koroną przelewu,

L – długość korony przelewu (przyjęto $L = 2(4,80 + 1,80) = 13,20$ m według rys. 7.),

m [k_2] – współczynniki wydatku przelewu,

g – przyspieszenie ziemskie.

W obliczeniach przyjęto założenie, że przepływ będzie się odbywał tylko przez przelew wieżowy, tzn. otwory wlotowe spustu będą zamknięte. Uwzględniono współczynnik m wydatku przelewu z prostokątnym profilem przekroju, obliczany z równania [8]:

$$m = 0,42 \left(0,7 + 0,185 \frac{H}{\delta} \right) \quad (4)$$

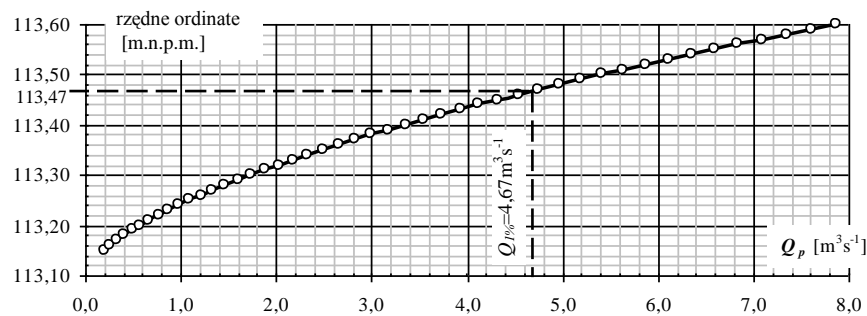
gdzie: H – wysokość ciśnienia na przelewie,

δ – szerokość korony przelewu (w omawianym przypadku wynosząca 0,30 m).

W obliczeniach uwzględniono również współczynnik k_2 dla przelewu upustów wieżowych o planie wieloboku [7], który jest obliczany z równania:

$$k_2 = 1 - \frac{L_s}{L} \quad (5)$$

W równaniu (5) L jest sumą długości boków prostokąta (przyjęto $L = 2(4,80 + 1,80) = 13,20$ m na podstawie wymiarów przekroju wieży w osi przelewu rys. 7.), a L_s oznacza długość straconą na skutek zaburzeń na narożach. Dla przelewu prostokątnego w planie długość stracona L_s jest obliczana ze wzoru $L_s = \overline{B_4}H$ [7], a wartość parametru $\overline{B_4}$ jest uzależniona od kąta α utworzonego pomiędzy poszczególnymi ścianami wieloboku (dla $\alpha = 90^\circ$ $\overline{B_4} = 0,66$). Wyniki obliczeń wydatku przelewu w zależności od rzędnej zwierciadła wody spiętrzonej przedstawiono w postaci wykresu (rys. 8.).



Rys. 8. Krzywa wydatku przelewu wieżowego

Fig. 8. Discharge curve of the drop inlet spillway

W przypadku zamkniętych otworów wlotowych spustu dennego przepływ miarodajny ($Q_{1\%} = 4,67 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) może być przeprowadzony przez przelew wieżowy przy spiętrzeniu zwierciadła wody w Zalewie Leżnickim do rzędnej 113,47 m.n.p.m., tzn. na wysokość $H = 0,37$ m ponad NPP. Rzędna korony zapory wynosi 114,00 m.n.p.m. Przelew zapewnia zatem bezpieczne warunki przejścia wezbrania odpowiadającego wodzie stuletniej.

4. Podsumowanie i wnioski końcowe

Zmodernizowana budowla upustowa umożliwi kontrolę przepływu i położenia zwierciadła wody spiętrzonej w Zalewie Leżnickim, co zapewnia większą stabilizację stosunków wodnych na terenach sąsiadujących ze zbiornikiem i zmniejsza zagrożenie wystąpienia podtopień. Analiza wyników obliczeń hy-

draulicznych pod kątem oceny funkcjonowania urządzeń upustowych pozwoliła na sformułowanie następujących wniosków:

1. Koryto rzeki Gnidzy na odcinku poniżej analizowanej budowli powinno zostać oczyszczone z zarośli i traw na skarpach oraz lokalnych przeszkód i osadów występujących na dnie. Efektem tego byłby wzrost zdolności przepustowej. Wyniki obliczeń wykazały, że w obecnych warunkach po przekroczeniu przepływu o natężeniu objętościowym $Q = 3,22 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ woda wystąpi z koryta i spowoduje zalanie okolicznych terenów.
2. Ograniczona zdolność przepustowa koryta rzeki w dolnym stanowisku budowli wpływa na wydatek urządzeń upustowych. W przypadku wystąpienia wezbrania odpowiadającego przepływowi $Q_{1\%} = 4,67 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ wylot przewodów leżaka może zostać zatopiony.
3. Wymiary otworów wlotowych spustu dennego zapewniają wydatek około trzykrotnie większy od zalecanej minimalnej zdolności przepustowej, wynoszącej 15÷25% przepływu miarodajnego. Przy podniesieniu jednej zasuwy na maksymalną wysokość, tzn. 1,00 m nad progiem, wydatek otworu wynosi $Q = 3,63 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, co stanowi 78% przepływu miarodajnego.
4. Przelew wieżowy nawet w przypadku całkowitego zamknięcia otworów wlotowych spustu zapewnia bezpieczne warunki przejścia wezbrania odpowiadającego wodzie stuletniej.

Literatura

- [1] Wasilewski W., Faflik R.: Projekt budowlano-wykonawczy przebudowy urządzeń wodnych na zbiorniku wodnym w miejscowości Leźnica Wielka. Łódzki Urząd Wojewódzki, Łódź 2009.
- [2] Gąsowska M.: Modernizacja budowli piętrzących i upustowych zbiornika retencyjnego na rzece Gnidzie w Leźnicy Wielkiej. Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska SGGW w Warszawie, Warszawa 2012 (praca niepublikowana).
- [3] Gąsowska M., Urbański J.: Odbudowa zbiornika retencyjnego na rzece Gnidzie. Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, vol. 22(1), nr 59, 2013, pp. 36-44.
- [4] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 17 sierpnia 2006 r. w sprawie zakresu instrukcji gospodarowania wodą (Dz.U. z 2006 r. Nr 150, poz. 1087).
- [5] Kasprzak K.: Ruch wody – teoretyczne podstawy. IMGW, Warszawa 2003.
- [6] Dąbkowski S.L., Skibiński J., Żbikowski A.: Hydrauliczne podstawy projektów wodnomelioracyjnych. PWRiL, Warszawa 1982.
- [7] Suliga J., Nalepa W., Zamiela H.: Upusty małych zbiorników wodnych. Część I – Upusty wieżowe. Część III – Spusty. Biblioteczka Projektanta, 4/86, Warszawa 1986.
- [8] Kisiel A., Bielecka-Turek D., Kisiel J., Malmur R., Mrowiec M.: Poradnik hydromechanika i hydrotechnika. Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2003.
- [9] Prochal P.: Podstawy melioracji rolnych, t. 2. PWRiL, Warszawa 1987.

EWALUATION OF HYDRAULIC CONDITIONS OF THE MODERNIZED STORAGE RESERVOIR IN LEŻNICA WIELKA

S u m m a r y

This paper presents hydraulic calculations concerning functions of spillway reservoir's on the Gnida river in Leżnica Wielka. Inventory works and building construction examination have been executed. Levelling measurements of the riverbed have been carried out as well. Flow capacity calculation of the downstream riverbed has been made and its influence on the bottom sluice capacity of flow has been defined. Volume flow of the drop inlet spillway has been calculated. It has helped to estimate hydraulic condition for flood flow. The modernized spillway reservoir's enables to control water flow and position of the water level in the Leżnicki Reservoir. It guarantees the stabilization of water relations on adjacent areas and reduces flooding risk. The condition of the Gnida riverbed is degraded. It limits the flow capacity and it can be source of flooding.

Keywords: water building's hydraulic characteristic, retention reservoir's sluice, hydraulic of the sluice mechanisms, capacity of flow

DOI:10.7862/rb.2013.55

Przesłano do redakcji: 04.10.2013 r.

Przyjęto do druku: 13.11.2013 r.