

ZMIENNOŚĆ NATĘŻENIA RUCHU RUMOWISKA WLECZONEGO W CZASIE WEZBRAŃ W MAŁEJ RZECIE NIZINNEJ

Zbigniew Popek

Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

Streszczenie. W pracy przedstawiono porównanie wyników pomiarów i obliczeń ilości rumowiska wleczonego, które przemieściło się w czasie dwóch wezbrań (oznaczonych jako fala I i fala II) obserwowanych w rzece Zagożdżonce. Stanowisko do pomiaru wleczenia, wyposażone w łapacz rumowiska i aparaturę do ciągłego pomiaru z automatyczną rejestracją danych, położone jest powyżej przekroju wodowskazowego Czarna, na terenie zlewni badawczej Katedry Inżynierii Wodnej i Rekultywacji Środowiska SGGW. Do obliczeń natężenia i całkowitej masy transportowanego rumowiska wleczonego wykorzystano zależności Bagnolda (3) i autora (10). Z porównania całkowitej zmierzonej masy rumowiska wleczonego (M_r) z wartościami obliczonymi wzorem (3) – $M_{r(B)}$ oraz wzorem (10) – $M_{r(A)}$ wynika, że dla fali I uzyskano według formuły Bagnolda $M_{r(B)} = 0,83 \cdot M_r$, natomiast według formuły autora $M_{r(A)} = 0,86 M_r$. Dla fali II wyniki obliczeń były następujące: $M_{r(B)} = 1,22 M_r$ oraz $M_{r(A)} = 0,46 M_r$.

Słowa kluczowe: rumowisko wleczone, natężenie ruchu, wezbranie, mała rzeka nizinna

WSTĘP

Transport rumowiska wleczonego charakteryzuje się dużą zmiennością chwilowych natężeń wleczenia, która występuje nawet w warunkach przepływu ustalonego, co wielu badaczy stwierdziło zarówno w badaniach laboratoryjnych, jak i terenowych [Skibiński 1976, DVWK 1992, Hoey 1992, Shen 1998, Popek 2006]. Jest to przede wszystkim związane z mechanizmem transportu rumowiska wleczonego, które w warunkach tzw. dolnego reżimu przepływu w przypadku materiału piaszczystego przemieszcza się w postaci form dennych – zmiennych pod względem wymiarów i kształtów. Według van Rijna [1993], rodzaj form dennych zależy od wiel-

Adres do korespondencji – Corresponding author: Zbigniew Popek, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, Katedra Inżynierii Wodnej i Rekultywacji Środowiska, ul. Nowoursynowska 159, 02-776 Warszawa, e-mail: zbigniew_popek@sggw.pl

kości względnego naprężenia stycznego na dnie $T_\tau = (\tau'_d - \tau_{gr}) / \tau_{gr}$, gdzie: τ'_d – naprężenie styczne odnoszące się do szorstkości ziarnistej dna [Pa], τ_{gr} – graniczne naprężenie styczne według Shieldsa [Pa]. Dla rumowiska piaszczystego o średnicy zastępczej ziaren $d_{50} \approx 0,05\text{--}0,5$ mm, gdy $0 \leq T_\tau \leq 3$, na dnie powstają minizmarszczki, gdy $3 < T_\tau \leq 10$ – megazmarszczki i fałdy, natomiast przy $10 < T_\tau \leq 15$ – fałdy. W zakresie $15 < T_\tau < 25$ występuje przejściowy reżim przepływu, w którym następuje rozmywanie fałd i powstawanie fal piaszczystych.

W okresie wezbrań, gdy parametry przepływu ulegają szybkim zmianom, ruch rumowiska wlezonego charakteryzuje się wyraźnie większą zmiennością niż w warunkach przepływu ustalonego. Jednocześnie następuje znaczny wzrost intensywności wleczenia. Na podstawie wyników pomiarów terenowych stwierdzono [Reid i in. 1985, Kuhnle 1991, Popek 2006], że w trakcie wezbrań powstaje zjawisko histerezy, obserwowanej w zależnościach między natężeniem przepływu (stanem wody) a natężeniem wleczenia. Występowanie histerezy powoduje, że przy tych samych natężeniach przepływu (stanach wody) natężenie wleczenia w czasie przyboru fali jest znacznie większe niż w czasie opadania fali. Obserwowano również wyraźne przesunięcie w czasie, w wyniku którego kulminacja fali wleczenia występowała wcześniej niż kulminacja fali przepływu. W badaniach własnych stwierdzono [Popek 2006], że różnica czasowa między momentami wystąpienia obu kulminacji jest zmienna i zależy od czasu przyboru i wielkości danej fali przepływu.

Wyniki badań własnych oraz prowadzonych przez innych badaczy nie pozwalają dotychczas na pełne wyjaśnienie zjawiska transportu rumowiska wlezonego w czasie wezbrań oraz podanie odpowiednich zależności do określania natężenia wleczenia. Jednakże ze względu na ilość transportowanego rumowiska w okresie wezbrań i wynikający stąd wzrost intensywności procesów erozyjnych, a także znaczący wpływ na powstające w tym czasie zmiany charakterystyk morfologicznych koryt rzecznych możliwość prognozowania rzeczywistych wielkości odpływu rumowiska wlezonego w warunkach przepływu wód wielkich jest istotna, między innymi z punktu widzenia praktyki projektowej w inżynierii rzecznej. Ważnym elementem projektowania regulacji rzek lub renaturyzacji, a także budowy zbiorników wodnych jest określenie wpływu proponowanych rozwiązań na stabilność koryta rzecznego lub żywotność zbiornika wodnego. Do określenia natężenia wleczenia w czasie wezbrań wykorzystano zależności empiryczne Bagnolda [1986] i autora [Popek 2006], które uzyskano na podstawie wyników badań wykonanych w warunkach przepływu ustalonego (quasi-ustalonego).

Do obliczeń porównawczych wykorzystano wyniki pomiarów własnych, wykonanych w korycie rzeki Zagożdżonki w czasie dwóch wezbrań o zbliżonej wielkości stanów kulminacyjnych i natężeń przepływu, natomiast różniących się pod względem czasu przyboru fali przepływu i czasu trwania wezbrania. Stanowisko do pomiaru wleczenia wyposażone jest w tzw. łapacz rumowiska oraz aparaturę do ciągłego pomiaru z automatyczną rejestracją danych [Popek 2000]. Jest ono zlokalizowane powyżej przekroju wodowskazowego Czarna, na terenie zlewni badawczej Katedry Inżynierii Wodnej i Rekultywacji Środowiska SGGW. Koryto rzeki na odcinku badawczym charakteryzuje się następującymi parametrami: szerokość zwierciadła wody brzegowej – 3–4 m, szerokość

dna – 2–3 m, głębokość maksymalna – 0,6–0,7 m, spadek podłużny dna – około 1‰, materiał denny – piasek o średnicy charakterystycznej ziaren $d_{50} = 0,41$ mm.

METODYKA OBLICZEŃ

Do obliczeń natężenia transportu rumowiska wlezonego w czasie wezbrań wykorzystano dwie zależności uzyskane w warunkach quasi-ustalonego przepływu wody:

- Bagnolda [1986], opartej na prawach fizyki ogólnej, z uwzględnieniem wyników uzyskanych przez innych autorów w badaniach terenowych i laboratoryjnych,
- autora [Popek 2006], określonej na podstawie wyników pomiarów wlezenia wykonanych w korycie rzeki Zagożdżonki.

O wyborze zależności Bagnolda zdecydowały następujące czynniki:

- teoretycznie uzasadniona i bezwymiarowa postać zależności szczegółowej,
- szeroki zakres analizowanych wyników badań, na podstawie których określono wartości parametrów stałych występujących w tej zależności,
- możliwość wykorzystania wyników badań własnych do określenia naprężeń granicznych dla materiału pobranego z koryta rzeki Zagożdżonki,
- najlepsza zgodność wyników obliczeń według tej zależności z wynikami badań własnych [Popek 2006].

Bagnold uzależnił intensywność transportu rumowiska wlezonego od jednostkowej mocy strumienia (ω), zdefiniowanej jako iloczyn naprężenia stycznego na dnie i średniej prędkości przepływu wody (V):

$$\omega = \tau_d V \quad (1)$$

przy czym naprężenie styczne na dnie (τ_d) wyraził w jednostkach masowych [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$]:

$$\tau_d = \rho_w h J \quad (2)$$

stąd jednostkowa moc strumienia (ω) według zależności (1) wyrażona jest w $\text{kg}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$.

Na podstawie analizy wyników badań laboratoryjnych i terenowych intensywności wlezenia materiału o średnicach ziaren w zakresie $d = 0,018\text{--}300$ mm Bagnold [1986] uzyskał następujące wyrażenie bezwymiarowe:

$$\frac{q_r}{q_r^*} = \left(\frac{\omega - \omega_0}{(\omega - \omega_0)^*} \right)^{3/2} \left(\frac{h}{h^*} \right)^{-2/3} \left(\frac{d}{d^*} \right)^{-1/2} \quad (3)$$

gdzie: q_r – jednostkowe natężenie wlezenia [$\text{kg}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$],

ω_0 – moc graniczna, której przekroczenie powoduje rozpoczęcie się ruchu rumowiska wlezonego [$\text{kg}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$],

h – głębokość wody [m],

d – średnica ziarna materiału wlezonego [m].

Wielkości parametrów oznaczonych gwiazdkami we wzorze (3) są wartościami stałymi: $q_r^* = 0,1 \text{ kg}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$, $(\omega - \omega_0)^* = 0,5 \text{ kg}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$, $h^* = 0,1$ m, $d^* = 0,0011$ m.

Moc graniczną ω_0 określa się z zależności:

$$\omega_0 = \tau_{gr} V \quad (4)$$

gdzie τ_{gr} jest granicznym naprężeniem stycznym na dnie, wyrażonym w jednostkach masowych [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$]. Dla materiału korytowego pobranego z rzeki Zagożdżonki w badaniach laboratoryjnych określono wielkości naprężeń granicznych, które opisano następującą zależnością bezwymiarową ważną dla $\text{Re}_* > 6$ [Popek i Marisch 2004, Popek 2006]:

$$\theta_{gr} = 0,116 - \frac{0,270}{\text{Re}_*^{0,5}} + \frac{0,243}{\text{Re}_*} + \frac{0,0438}{\text{Re}_*^2} \quad (5)$$

gdzie: θ_{gr} – wartość graniczna, tzw. parametr Shieldsa [–]

$$\theta_{gr} = \frac{\tau_{gr}}{(\rho_r - \rho_w) g d_{50}} \quad (6)$$

Re_* – liczba Reynoldsa odniesiona do szorstkości ziarnistej dna [–]

$$\text{Re}_* = \frac{k'_s V_*}{\nu} \quad (7)$$

ρ_r – gęstość właściwa rumowiska wleczonego [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$],

ρ_w – gęstość właściwa wody [$\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$],

g – przyspieszenie ziemskie [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$],

d_{50} – charakterystyczna średnica ziaren, które wraz z drobniejszymi stanowią 50% ciężaru próbki rumowiska [m],

k'_s – zastępcza szorstkość bezwzględna ziaren rumowiska (tzw. wysokość szorstkości ziarnistej) [m],

$V_* = \sqrt{\frac{\tau_d}{\rho_w}} = \sqrt{g R_d J}$ – prędkość dynamiczna w strefie oddziaływania strumienia na dno koryta [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$],

ν – kinematyczny współczynnik lepkości wody [$\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}$].

Zależność (5) określono na podstawie badań rumowiska piaszczystego o średnicach $d_{50} = 0,38$ i $0,41$ mm, niejednorodnie uziarnionego, w którym wartości geometrycznego odchylenia standardowego krzywej przesiewu wynosiły odpowiednio: $\sigma_g = 1,53$ i $1,48$ ($\sigma_g = \sqrt{d_{84} / d_{16}}$, gdzie d_{84} i d_{16} – średnice charakterystyczne ziaren, które wraz z drobniejszymi stanowią odpowiednio 84 i 16% ciężaru próbki).

Wartość k'_s we wzorze (7) można wyznaczyć z zależności autora [Popek 2006]:

$$k'_s = d_{90} \left(4,45 - \frac{0,505 \sigma_g}{\ln \sigma_g} \right)^{0,5} \quad (8)$$

którą określono dla rumowiska piaszczystego o zróżnicowanym uziarnieniu, w zakresie wartości $\sigma_g = 1,17$ – $1,53$ oraz $0,3 < d_{90} < 2,1$ mm, gdzie d_{90} – średnica charakterystyczna ziaren, które wraz z drobniejszymi stanowią 90% ciężaru próbki materiału wleczonego.

W badaniach stwierdzono, że w warunkach rzeki Zagożdżonki przepływ ma charakter przestrzenny, w którym ukształtowanie i szorstkość brzegów koryta wpływa istotnie na opory przepływu w przekroju poprzecznym oraz oddziaływanie strumienia na dno. Z tego względu wartość naprężeń stycznych na dnie (τ_d i τ_{gr}) oraz intensywność ruchu rumowiska wlezonego określano jako wartości średnie na szerokości dna, zależne między innymi od wielkości promienia hydraulicznego (R_d), tj. promienia w części przekroju poprzecznego, gdzie opory przepływu związane są z dnem. W obliczeniach głębokość wody (h) we wzorach (2) i (3) zastąpiono więc promieniem hydraulicznym (R_d), którego wartość określano według zależności:

$$R_d = 0,34R^{0,55} \quad (9)$$

gdzie R [m] jest promieniem hydraulicznym w przekroju poprzecznym strumienia.

Zależność (9) określono na podstawie wyników pomiarów wykonanych w korycie rzeki Zagożdżonki. W analizie wykorzystano metodę Einsteina, opartą na założeniu, że rozkład prędkości w przekroju poprzecznym jest uzależniony od wzajemnych relacji między całkowitą wartością oporów przepływu a oporami powstającymi na dnie i skarpach koryta [Streeter 1961, Dąbkowski i in. 1982, Kubrak i Nachlik 2003]. Na podstawie pomiarów wykonanych w zakresie napelnień koryta od średniego do brzegowego sporządzono rozkłady prędkości w przekroju poprzecznym strumienia, z których określono pola powierzchni związane z oporami na skarpach i dnie. Następnie określono wartości promieni hydraulicznych dla tych części, co pozwoliło ostatecznie ustalić zależność (9). Wyniki badań potwierdziły również założenie Einsteina, że średnia prędkość w częściach przekroju związanych z oddziaływaniem skarp i dna jest równa średniej prędkości w całym przekroju poprzecznym strumienia.

W badaniach własnych jednostkowe natężenie wleczenia (q_r) uzależniono od średniej prędkości przepływu (V) w przekroju poprzecznym koryta [Poppek 2006]:

$$q_r = f(V) \quad (10)$$

gdzie q_r obliczane jest w $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$.

Do określenia szczegółowej postaci zależności (10) wykorzystano wyniki pomiarów wykonanych w warunkach przepływu quasi-ustalonego. Jako kryterium występowania takich warunków w rozpatrywanym przedziale czasu ($\Delta t = 1$ h lub 1 doba) przyjęto zmienność natężenia przepływu $\Delta Q \leq 10\%$. Analizowany zbiór danych liczył 1960 par wartości chwilowych q_r i V , w zakresie $q_r = 3,9 \cdot 10^{-9} - 6,7 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$ oraz $V = 0,152 - 0,590 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Stosując metodę najmniejszych kwadratów, uzyskano następującą postać równania ważnego w zakresie prędkości $V > 0,165 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$:

$$q_r = a + bV + cV^2 \ln V + \frac{d}{\ln V} + \frac{e}{V} \quad (11)$$

gdzie a , b , c , d i e – są współczynnikami liczbowymi: $a = 9,981 \cdot 10^{-5}$, $b = -6,430 \cdot 10^{-3}$, $c = -8,237 \cdot 10^{-3}$, $d = -1,202 \cdot 10^{-3}$, $e = -1,818 \cdot 10^{-5}$. Współczynnik determinacji dla zależności (11) wynosi $R^2 = 0,870$, a standardowy błąd wartości obliczonej $\sigma_{gr} = 1,93 \cdot 10^{-6}$. Z porównania wartości $r = q_{r-obl}/q_{r-pom}$, gdzie: q_{r-obl} – wartość obliczona z równania (11),

q_{r-pom} – wartość uzyskana w pomiarach, wynika, że w przedziale $0,5 < r < 2$ znalazło się 52,3% wyników, w przedziale $0,33 < r < 3$ – 74,0% wyników, a w przedziale $0,25 < r < 4$ – 85,4% wyników.

ANALIZA WYNIKÓW POMIARÓW I OBLICZEŃ PORÓWNAWCZYCH

Do obliczeń porównawczych wielkości chwilowych natężeń wleczenia oraz całkowitej masy rumowiska wleczonego wybrano dwie fale wezbraniowe, w trakcie których, w kolejnych krokach czasowych $\Delta t = 10$ minut, zostały zmierzone następujące parametry:

- stan wody ($H_{Cz(t)}$) w przekroju wodowskazowym Czarna,
- stan wody ($H_{1(t)}$) w przekroju na stanowisku do pomiaru wleczenia (wodowskaz 1 – rys. 1),
- stan wody ($H_{2(t)}$) w przekroju leżącym 25 m powyżej stanowiska do pomiaru wleczenia (wodowskaz 2 – rys. 1),
- masa rumowiska $M_{(t)}$ zatrzymanego w łapaczu.

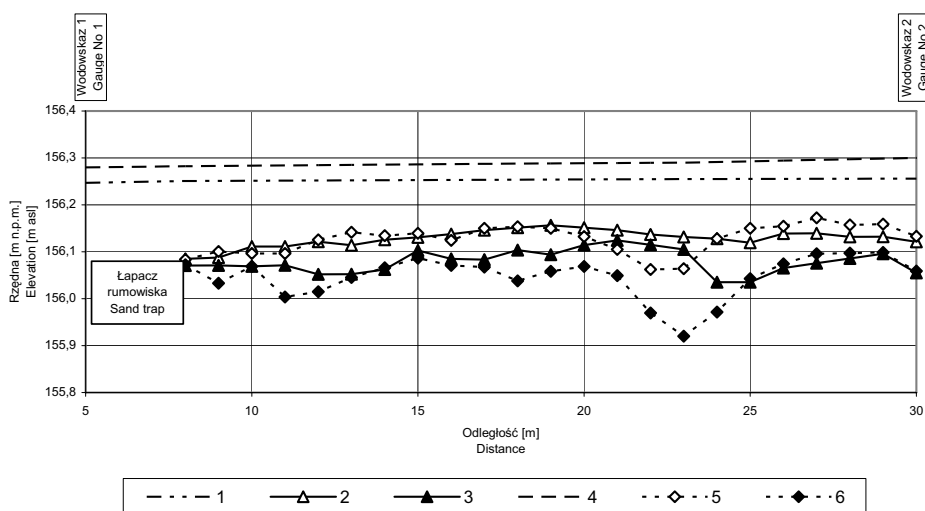
Zarejestrowany zbiór danych pomiarowych posłużył następnie do określenia wartości chwilowych następujących parametrów:

- natężeń przepływu ($Q_{Cz(t)}$) w przekroju wodowskazowym Czarna, obliczanych z równania wydatku przelewu pomiarowego na podstawie wartości $H_{Cz(t)}$, oraz w przekroju stanowiska do pomiaru wleczenia – $Q_{s(t)} = 0,86 Q_{Cz(t)}$, tj. z uwzględnieniem przyrostu przepływu na odcinku rzeki między stanowiskiem pomiarowym a przekrojem wodowskazowym Czarna,
- średnich prędkości przepływu $V_{(t)} = Q_{s(t)} / A_{(t)}$, gdzie $A_{(t)}$ – powierzchnia przekroju poprzecznego strumienia, określona z zależności $A_{(t)} = f(H_{1(t)})$, ustalonej dla trzech zakresów zmienności stanów wody na podstawie pomiarów hydrometrycznych,
- promieni hydraulicznych dla strefy dna $R_{d(t)}$ – ze wzoru (9) na podstawie wartości promieni hydraulicznych $R_{(t)} = A_{(t)} / U_{(t)}$, gdzie $U_{(t)}$ – długość obwodu zwilżonego, określona z zależności $U_{(t)} = f(H_{1(t)})$, ustalonej dla trzech zakresów zmienności stanów wody,
- spadków zwierciadła wody ($J_{(t)}$) na odcinku rzeki powyżej stanowiska do pomiaru wleczenia, określonych na podstawie stanów wody $H_{1(t)}$ i $H_{2(t)}$,
- średnich jednostkowych natężeń wleczenia ($q_{r(t)}$), obliczonych ze wzoru:

$$q_{r(t)} = \frac{\Delta M_{r(t)}}{b_o \Delta t} \quad (12)$$

w którym: $\Delta M_{r(t)}$ – przyrost masy rumowiska w łapaczu w kolejnym kroku czasowym $\Delta t = t_n - t_{n-1}$, b_o – szerokość otworu wlotowego do zbiorników łapacza rumowiska.

Porównanie wyników pomiarów wleczenia z wielkościami obliczonymi było możliwe tylko w przypadku tych wezbrań, w których zarejestrowano zmienność stanów wody $H_{1(t)}$ i $H_{2(t)}$ na odcinku pomiarowym (rys. 1), co pozwoliło na określenie chwilowe wielkości spadku zwierciadła wody $J_{(t)}$. Na podstawie wartości chwilowych spadku określa-



Rys. 1. Profil podłużny zwierciadła wody i dna rzeki Zagożdżonki na odcinku powyżej łapacza rumowiska: 1, 4 – rzędne zwierciadła wody, 2, 5 – średnie rzędne dna w przekrojach poprzecznych, 3, 6 – rzędne dna w linii nurtu; 1, 2, 3 – wyniki niwelacji w dniu 14.05.2002 r., 4, 5, 6 – wyniki niwelacji w dniu 29.03.2004 r.

Fig. 1. Longitudinal profile of water surface and bottom of Zagożdżonka River on upstream reach of sand trap: 1, 4 – water surface elevation, 2, 5 – average elevation of bottom in cross-sections, 3, 6 – bottom elevation of thalweg line; 1, 2, 3 – results of levelling at 14.05.2002, 4, 5, 6 – results of levelling at 29.03.2004

no następnie wielkości naprężeń stycznych na dnie ($\tau_{d(t)}$) oraz prędkości dynamicznych ($V_{*(t)}$).

Na początku badań ruchu rumowiska w korycie rzeki Zagożdżonki stany wody były mierzone tylko w przekroju stanowiska do pomiaru wleczenia. Wyniki pomiarów niwelacyjnych, wykonywanych przy różnych stanach wody, wskazywały na dużą zmienność spadków zwierciadła wody związaną ze zmianami oporów przepływu w wyniku oddziaływania brzegów koryta oraz ukształtowania dna [Popek 2005]. Z tego względu do pomiaru spadku zwierciadła wody założono w trakcie badań dodatkowy wodowskaz w górze rzeki oraz okresowo sondowano przekroje poprzeczne koryta (w odległości co 1 m) na odcinku 22 m powyżej stanowiska pomiarowego. Na rysunku 1 pokazano profile podłużne rzędnych zwierciadła wody, dna w linii nurtu oraz średnich wysokości dna w przekrojach poprzecznych, sporządzone na podstawie pomiarów wykonanych przed wystąpieniem analizowanych wezbrań. Przedstawione profile dna świadczą o dużej zmienności warunków przepływu oraz transportu rumowiska wlezonego, które przemieszcza się w postaci zróżnicowanych form dennych.

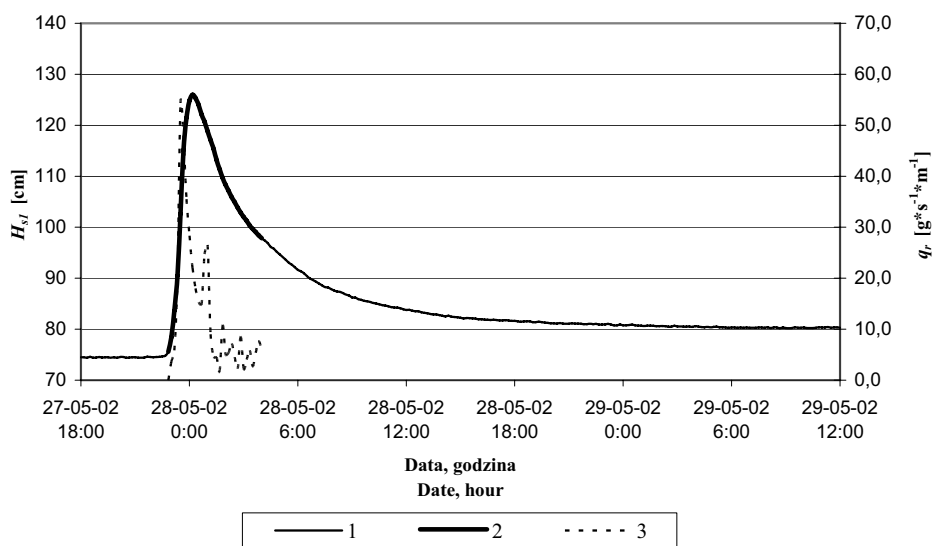
Do obliczeń porównawczych wybrano dwie fale wezbraniowe o zbliżonej wysokości stanów kulminacyjnych i natężeń przepływu, natomiast różniące się pod względem czasu trwania wezbrania. Pierwsze rozpatrywane wezbranie (fala I) rozpoczęło się o godzinie 22:50 w dniu 27.05.2002 roku i trwało do godziny 12:00 w dniu 29.05.2002 roku; czas trwania wezbrania wyniósł $t_w = 37 \text{ h } 10'$. Było to gwałtowne

ne wezbranie opadowe, w którym czas przyboru fali wyniósł $t_p = 1 \text{ h } 20'$. W czasie kulminacji stan wody osiągnął $H_s = 126,0 \text{ cm}$, któremu odpowiadało natężenie przepływu $Q_s = 0,746 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Drugie wezbranie (fala II) rozpoczęło się o godzinie 16:00 w dniu 07.04.2004 roku i trwało do godziny 08:00 w dniu 10.04.2004 roku, czas trwania wezbrania wyniósł $t_w = 64 \text{ h}$, a czas przyboru fali $t_p = 34 \text{ h } 30'$. W momencie kulminacji wezbrania stan wody osiągnął $H_s = 129,1 \text{ cm}$, a natężenie przepływu $Q_s = 0,723 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Warto zwrócić uwagę na to, że przy stanie kulminacyjnym wyższym o 3,1 cm niż w fali I natężenie przepływu było niższe o $0,023 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Nie wynika to z błędu pomiaru, lecz jest efektem zmian położenia wysokościowego dna, wywołanego ruchem rumowiska wleczonego. Na rysunku 1 widać wyraźnie, że przed wystąpieniem pierwszego wezbrania dno było bardziej wyrównane niż w przypadku drugiego, co niewątpliwie miało wpływ na wielkość oporów przepływu. Ponieważ natężenia przepływu określano na podstawie wysokości wody na przelewie pomiarowym w przekroju wodowskazowym Czarna, stąd przy podobnych stanach wody mierzonych w przekroju stanowiska natężenia przepływu różniły się wielkością.

Ograniczona pojemność zbiorników łapacza rumowiska powoduje, że przy wzrastającej intensywności wleczenia w czasie wezbrań zbiorniki stosunkowo szybko całkowicie się wypełniają. Z tego względu przyjęto założenie, że pomiar przyrostu masy rumowiska wleczonego jest wiarygodny, gdy zbiorniki wypełnią się maksymalnie w 90%, tj. gdy masa zatrzymanego w łapaczu rumowiska $M_r \leq 600 \text{ kg}$. W przypadku obu wezbrań warunek ten został spełniony przed ich końcem, stąd w obliczeniach porównawczych rozpatrywano krótsze okresy: fala I – 5 h 10', fala II – 54 h. Na rysunkach 2 i 3 przedstawiono hydrogramy stanu wody ($H_{s,t}$) w czasie analizowanych wezbrań, z zaznaczeniem okresu przyjętego do obliczeń porównawczych, oraz przebieg zmienności jednostkowego natężenia wleczenia (q_r) w tym okresie. Na rysunkach 2 i 3 widoczne jest wyraźne przesunięcie w czasie między kulminacjami stanów wody i maksymalnego natężenia wleczenia. Jest to pewna prawidłowość, którą obserwowano w rzece Zagożdżonce również w przypadku innych wezbrań, że kulminacja fali wleczenia występuje wcześniej niż kulminacja fali przepływu. Wynikiem przesunięcia w czasie kulminacji fal jest duże zróżnicowanie intensywności wleczenia w trakcie wezbrania. Przy jednakowych natężeniach przepływu w fazie przyboru natężenie wleczenia jest zwykle wielokrotnie wyższe niż w fazie opadania fali przepływu. Podobne wyniki uzyskał Reid i inni [1985] w badaniach terenowych, a w badaniach laboratoryjnych Skibiński [1966].

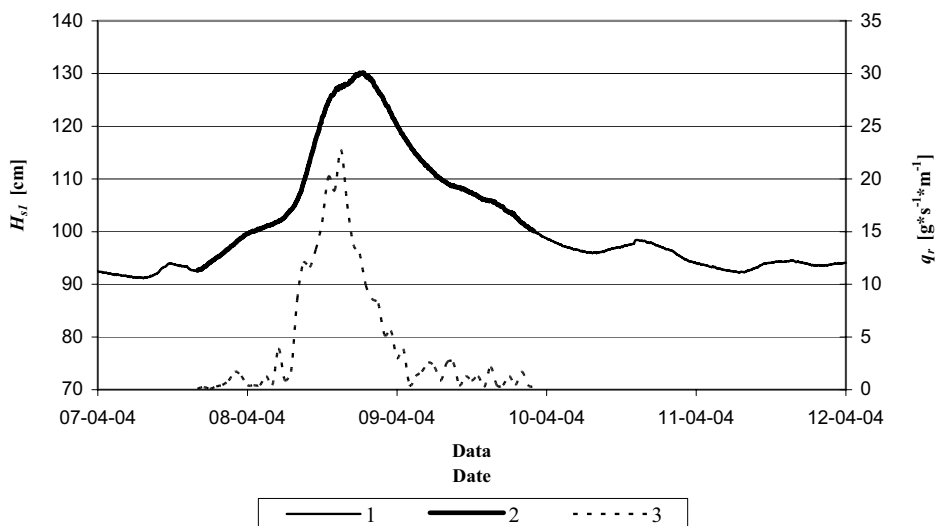
Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono przebieg zmienności w czasie parametrów przepływu w analizowanych okresach wezbrań: napełnień koryta, prędkości średniej w przekroju poprzecznym, jednostkowej mocy strumienia oraz spadku zwierciadła wody. W obu wezbraniach maksymalne wartości spadku wystąpiły wcześniej niż maksymalne napełnienie koryta. W przypadku średniej prędkości przepływu brak jest zgodności w przebiegu zmian – w fali I maksymalna wartość wystąpiła dopiero w czasie opadania fali, natomiast w fali II – w czasie przyboru fali. Wartości jednostkowej mocy strumienia w obu wezbraniach zmieniły się w podobny sposób jak zmiany prędkości.

Określone na podstawie wyników pomiarów parametry przepływu w kolejnych krokach czasowych wykorzystano następnie do obliczenia dla każdej z analizowanych fal jednostkowych natężeń wleczenia ($q_{r(t)}$) według wzorów Bagnolda (3) i autora (11). W zależności Bagnolda warunki graniczne początku ruchu rumowiska wleczonego okre-



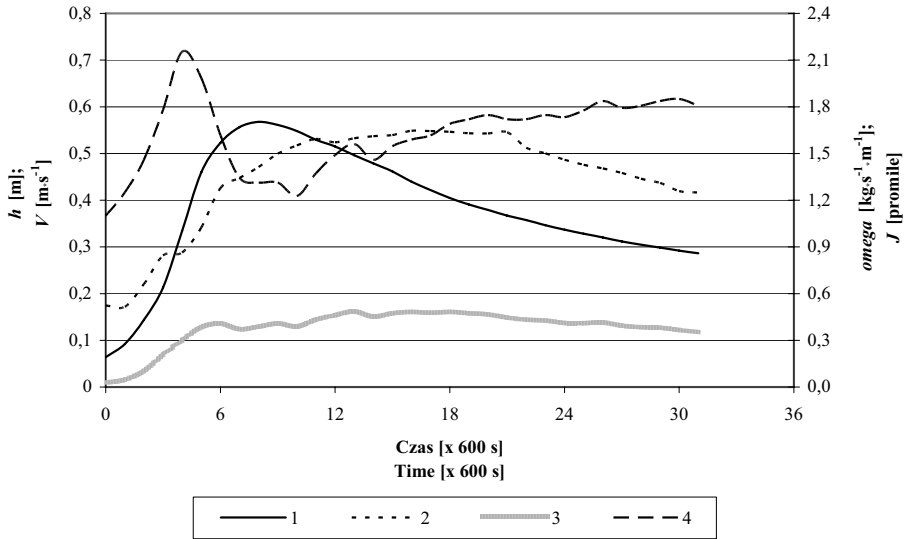
Rys. 2. Hydrogram stanu wody (H_{sl}): 1 – w okresie od 27.05.2002 r., godz. 18:00 do 29.05.2002 r., godz. 12:00, 2 – analizowana część fali I, 3 – przebieg zmienności jednostkowego natężenia wlezenia (q_r)

Fig. 2. Hydrograph of water stage (H_{sl}): 1 – in time period 27.05.2002, 18:00 – 29.05.2002, 12:00, 2 – analysed part of wave I, 3 – variability of unit bedload rate (q_r)



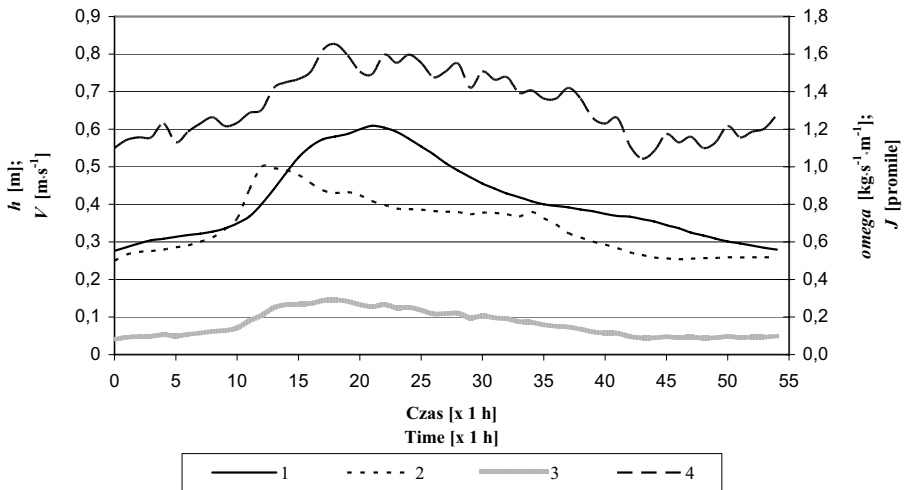
Rys. 3. Hydrogram stanu wody (H_{sl}): 1 – w okresie od 07.04.2004 r. do 12.04.2004 r., 2 – analizowana część fali II, 3 – przebieg zmienności jednostkowego natężenia wlezenia (q_r)

Fig. 3. Hydrograph of water stage (H_{sl}): 1 – in time period 07.04.2004 – 12.04.2004, 2 – analysed part of wave II, 3 – variability of unit bedload rate (q_r)



Rys. 4. Zmienność parametrów przepływu w czasie wezbrania – fala I: 1 – głębokość wody (h), 2 – średnia prędkość (V) w przekroju poprzecznym strumienia, 3 – jednostkowa moc strumienia (ω), 4 – spadek zwierciadła wody (J)

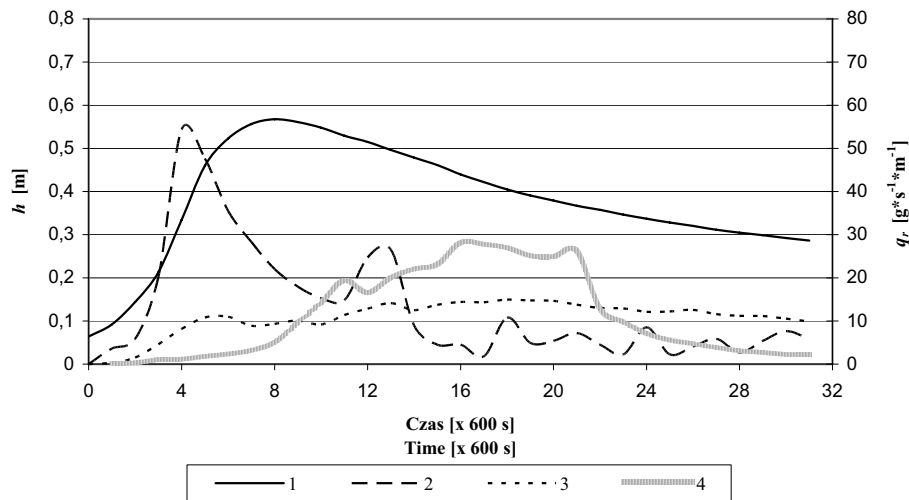
Fig. 4. Variability of flow parameters during flood flow – wave I: 1 – water depth (h), 2 – average flow velocity (V) in cross-section, 3 – unit steam power (ω), 4 – water surface slope (J)



Rys. 5. Zmienność parametrów przepływu w czasie wezbrania – fala II: 1 – głębokość wody (h), 2 – średnia prędkość (V) w przekroju poprzecznym strumienia, 3 – jednostkowa moc strumienia (ω), 4 – spadek zwierciadła wody (J)

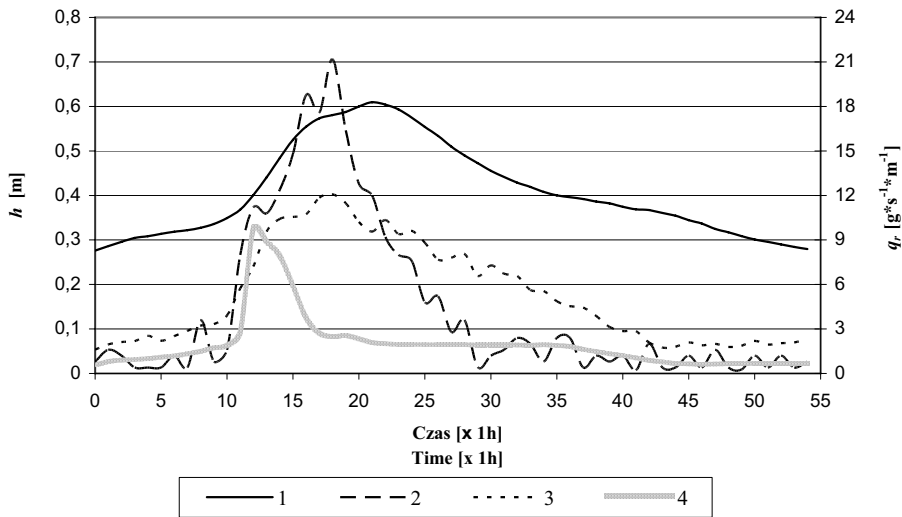
Fig. 5. Variability of flow parameters during flood flow – wave II: 1 – water depth (h), 2 – average flow velocity (V) in cross-section, 3 – unit steam power (ω), 4 – water surface slope (J)

ślano według formuły (5), uzyskanej na podstawie własnych badań laboratoryjnych. Porównanie przebiegu zmienności w czasie wezbrań wartości $q_r(t)$, obliczonych i określonych na podstawie wyników pomiarów, pokazano na rysunkach 6 i 7. Na rysunkach tych widać wyraźnie, że fale wleczenia określone na podstawie obliczeń odbiegają od uzyskanych w pomiarach, zarówno pod względem kształtu, chwilowych wartości jednostkowych, jak i czasu wystąpienia kulminacji fali wleczenia. W przypadku fali I (rys. 6) obliczone według wzorów (3) i (11) wartości $q_r(t)$ osiągnęły maksimum dopiero w fazie opadania fali przepływu, ponadto były one 2–4-krotnie mniejsze od maksymalnej wartości zmierzonej. W przypadku fali II (rys. 7) fale wleczenia, uzyskane na podstawie obliczeń, osiągnęły maksimum w fazie przyboru, tj. zgodnie z wynikami pomiaru wleczenia, ale maksymalne obliczone wartości $q_r(t)$ były około 2-krotnie mniejsze od zmierzonych. Brak pełnej zgodności wyników obliczeń z obserwowaną zmiennością natężeń wleczenia wynika po pierwsze stąd, że zależności (3) i (11) zostały określone dla ustalonych warunków przepływu, w których parametry przepływu oraz intensywność wleczenia nie zmieniają się tak szybko jak w okresie wezbrań. Po drugie, na intensywność i zmienność wleczenia w czasie ma wpływ ukształtowanie dna przed nadejściem wezbrania. Profile podłużne dna (rys. 1), zmierzone odpowiednio 14 i 10 dni przed wystąpieniem fali I i fali II, świadczą wyraźnie o tym, że „warunki początkowe” były różne. W okresie poprzedzającym wystąpienie obu wezbrań warunki przepływu nie zmieniały się w sposób istotny (stany wody zmieniały się następująco: przed wystąpieniem fali I – $H_{sI} = 74\text{--}78\text{ cm}$, fali II – $H_{sI} = 87\text{--}96\text{ cm}$), dlatego można przyjąć, że profile podłużne dna były zbliżone do pokazanych na rysunku 1.



Rys. 6. Porównanie zmienności zmierzonego i obliczonego jednostkowego natężenia wleczenia (q_r) w czasie wezbrania – fala I: 1 – głębokość wody (h), 2 – zmierzone natężenie wleczenia, 3 – natężenie wleczenia obliczone według wzoru Bagnolda (3), 4 – natężenie wleczenia obliczone według wzoru autora (11)

Fig. 6. Comparison of variability the measured and calculated unit bedload rate (q_r) during flood flow – wave I: 1 – water depth (h), 2 – measured bedload rate, 3 – calculated bedload rate by using Bagnold's formula (3), 4 – calculated bedload rate by using author's formula (11)



Rys. 7. Porównanie zmienności zmierzonego i obliczonego jednostkowego natężenia wleczenia (q_r) w czasie wezbrania – fala II: 1 – głębokość wody (h), 2 – zmierzone natężenie wleczenia, 3 – natężenie wleczenia obliczone według wzoru Bagnolda (3), 4 – natężenie wleczenia obliczone według wzoru autora (11)

Fig. 7. Comparison of variability the measured and calculated unit bedload rate (q_r) during flood flow – wave II: 1 – water depth (h), 2 – measured bedload rate, 3 – calculated bedload rate by using Bagnold's formula (3), 4 – calculated bedload rate by using author's formula (11)

Przebieg zmienności fal wleczenia wykorzystano następnie do obliczenia całkowitej masy rumowiska (M_r), które przemieściło się po dnie koryta w czasie analizowanych wezbrań. W obliczeniach wykorzystano następującą zależność:

$$M_r = \sum_{t=1}^{t=t_w} q_{r(t)} b_d \Delta t \quad (13)$$

gdzie $b_d = 1,75$ m jest szerokością dna w przekroju stanowiska do pomiaru wleczenia. Wartości M_r dla analizowanych okresów wezbrań, określone na podstawie wyników pomiaru wleczenia, wyniosły: fala I – $M_r = 430$ kg, fala II – $M_r = 1490$ kg. Wartości obliczone według wzoru Bagnolda (3) wyniosły odpowiednio: fala I – $M_{r(B)} = 355$ kg (tj. $0,83M_r$), fala II – $M_{r(B)} = 1820$ kg ($1,22M_r$). Natomiast w przypadku zastosowania wzoru autora (11) uzyskano: fala I – $M_{r(A)} = 370$ kg (tj. $0,86M_r$), fala II – $M_{r(A)} = 681$ kg ($0,46M_r$). W przypadku fali I obliczona według obu wzorów masa rumowiska wleczonego jest więc o 14–17% mniejsza od wartości M_r określonej na podstawie pomiarów. W przypadku fali II uzyskane wyniki obliczeń są bardziej zróżnicowane i jednocześnie bardziej odbiegają od wyniku pomiaru.

PODSUMOWANIE

Natężenie ruchu rumowiska wlezonego charakteryzuje się dużą zmiennością nawet w warunkach przepływu ustalonego. W czasie przepływu fal wezbraniowych zmienność ta jest jeszcze większa, gdyż powstaje zjawisko histerezy, obserwowane w zależności między natężeniem przepływu (stanem wody) a natężeniem wleczenia, w wyniku której przy jednakowym natężeniu przepływu intensywność wleczenia w czasie przyboru fali jest wyraźnie większa niż w czasie opadania fali. Ponadto na wykresie zmienności w czasie maksymalne natężenie wleczenia występuje wcześniej niż kulminacja natężenia przepływu (maksymalny stan wody).

Na podstawie porównania wyników pomiarów i obliczeń intensywności wleczenia w czasie dwóch wezbrań (fala I i II) stwierdzono, że obliczona masa rumowiska wlezonego, według analizowanych zależności Bagnolda (3) i autora (11), w obu przypadkach różni się od wartości określonej na podstawie pomiarów. W przypadku fali I zmierzona masa rumowiska była większa od obu wartości obliczonych: ze wzoru (3) o 17%, ze wzoru (11) o 14%. W przypadku fali II uzyskano następujące wyniki: całkowita masa rumowiska wlezonego obliczona ze wzoru (3) była większa od zmierzonej o 22%, natomiast obliczona ze wzoru (12) – mniejsza o 54%.

Biorąc pod uwagę fakt, że w okresach wezbrań transport rumowiska wlezonego jest bardzo intensywny, co ma decydujący wpływ na kształtowanie morfologii korytarzowego, a także na warunki funkcjonowania obiektów hydrotechnicznych (np. ujęć wody, zbiorników wodnych), możliwość określania wielkości odpływu rumowiska wlezonego w warunkach przepływu wód wielkich ma istotne znaczenie praktyczne. Ze względu na niedostatecznie jeszcze rozpoznany mechanizm transportu rumowiska wlezonego w okresie wezbrań oraz brak odpowiednich zależności opisujących intensywność wleczenia w takich warunkach konieczne staje się korzystanie z zależności empirycznych określonych w warunkach przepływu ustalonego. Pomimo stwierdzonych różnic wydaje się, że zarówno zależność Bagnolda (3), jak i autora (11) może być stosowana w obliczeniach transportu piaszczystego rumowiska wlezonego w czasie wezbrań w rzekach o podobnym charakterze jak rzeka Zagożdżonka.

PIŚMIENNICTWO

- Bagnold R.A., 1986. Transport of solids by natural water flow: evidence for world-wide correlation. *Proceedings of the Royal Society of London*, A 405, 369–374.
- Bartnik W., Michalik A., 2000. Rozwój badań ruchu rumowiska wlezonego i ich praktyczna weryfikacja. *Mat. XX Ogólnopolskiej Szkoły Hydrauliki*, Kraków – Ustroń – Jaszowiec, Komitet Gospodarki Wodnej PAN, Gdańsk, 19–38.
- Dąbkowski S.L., Skibiński J., Żbikowski A., 1982. *Hydrauliczne podstawy projektów wodno-melioracyjnych*. PWRiL, Warszawa.
- DVWK, 1992. *Geschiebemessungen*. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Regeln zur Wasserwirtschaft, Heft 127.
- Hoey T.B., 1992. Temporal variations in bedload transport rates and sediment storage in gravel-bed rivers. *Progress in Physical Geography* 16, 319–338.
- Kubrak J., Nachlik E., 2003. *Hydrauliczne podstawy obliczania przepustowości koryt rzecznych*. Wydaw. SGGW, Warszawa.

- Kuhnle R., 1991. Bed load transport on two small streams. Proceedings of the Fifth Federal Inter-agency Sedimentation Conference, Las Vegas, Nevada.
- Michalik A., 2000. Bedload transport in mountain rivers – measurements and results. Proceedings of 10th Int. Conf. on Transport and Sedimentation of Solid Particles. Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu 382, 41–58.
- Popek Z., 2000. Pomiar ciągły transportu rumowiska wlezonego. Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu 385, 399–405.
- Popek Z., 2005. Flow resistance in small alluvial lowland river bed. Annals of Warsaw Agricultural University – Land Reclamation 36, 73–77.
- Popek Z., 2006. Warunki ruchu rumowiska w małej rzece nizinnej. Rozprawy Naukowe i Monografie 300, Wydaw. SGGW, Warszawa.
- Popek Z., Marisch K., 2004. Naprężenia graniczne w korycie otwartym z płaskim dnem piaszczystym. Acta Scientiarum Polonorum – Architectura 3 (1), 37–53.
- Reid I., Frostick L.E., Layman J.T., 1985. The incidence and nature of bedload transport during flood flows in coarse-grained alluvial channels. Earth Surface Processes and Landforms, 10, 33–44.
- Shen Z., 1998. Veränderung des Geschiebetransports durch naturnahe Sholeneinbauten. Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München, Mitteilungen, Heft 63.
- Skibiński J., 1966. Pętla wlezenia i jej wpływ na rozkład i wielkość transportu rumowiska w okresie wezbrania. Maszynopis. Katedra Budownictwa Wodnego, SGGW, Warszawa.
- Skibiński J., 1976. Próba ilościowej oceny intensywności transportu rumowiska wlezonego w rzekach środkowej Polski. Rozprawy Naukowe nr 74, Wydaw. SGGW, Warszawa.
- Streeter V.L., 1961. Handbook of fluid dynamics. McGraw-Hill Book Com., New York.
- van Rijn L.C., 1993. Principles of sediment transport in rivers, estuaries and castal seas. Aqua Publications, Amsterdam.

VARIABILITY OF BEDLOAD TRANSPORT RATE DURING FLOOD FLOWS IN SMALL LOWLAND RIVER

Abstract. In the paper is shown a comparison of measurement and calculation results of bedload rate, which were transported during two flood events (indicated as wave I and II) observed in the Zagożdżonka River. The bedload measurement station, which is provided with bedload trap and instruments for continuous measuring and data recording, is located upstream of Czarna gauge station on research catchment area of Dept. of Hydraulic Engineering and Environmental Recultivation WAU. In calculation of bedload rate were used formulas of Bagnold's (3) and author's (11). By comparison of total measured mass of sediment transport (M_r) with calculated ones: by formula (3) – $M_{r(B)}$, and by (11) – $M_{r(A)}$, was found that for wave I obtained $M_{r(B)} = 0,83M_r$ and $M_{r(A)} = 0,86M_r$. For wave II the results of calculation were as follows: $M_{r(B)} = 1,22M_r$ and $M_{r(A)} = 0,46M_r$.

Key words: bedload, transport rate, flood flows, small lowland river

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 30.10.2006