

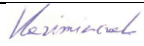
 <p><b>PRACOWNIA PROJEKTOWA PIOTR TRYBUŚ</b></p> <p>51-354 Wrocław, ul. Litewska 10/71</p> <p>tel. 507 078 343</p> <p>e-mail: <a href="mailto:pracownia.piotrtrybus@wp.pl">pracownia.piotrtrybus@wp.pl</a></p> <p>NIP 923-15-71-925; REGON 364884043</p>	Nr umowy	<b>82/22 z dnia 21.03.2022r.</b>		<b>1</b>  Nr egz.
	Pkt. preliminarza	-		
	Nr archiwalny	<b>8_2022</b>		
	Stadium	<b>E K S P E R T Y Z A</b>		
NAZWA ZADANIA	<b>„Budowa zbiornika małej retencji w Kurowie – wykonanie analizy hydrologicznej”</b>			
ADRES: (LOKALIZACJA):	KANAL PIASKI - KURÓW, miejscowość Kurów, obręb Kurów, gmina Wieluń, powiat wieluński, woj. łódzkie			
INWESTOR: (ZAMAWIAJĄCY):	Urząd Miejski w Wieluniu plac Kazimierza Wielkiego 1 98-300 Wieluń			
KATEGORIA OBIEKTU:	XXIV			
<b>ZESPÓŁ AUTORSKI:</b>	<b>IMIĘ I NAZWISKO</b>	<b>PODPIS</b>	<b>DATA</b>	
PROJEKTANT:	<b>mgr inż. Piotr Trybuś</b> Nr Upr. 199/DOŚ/10, W specjalności konstrukcyjno – budowlanej do projektowania bez ograniczeń		07.2022r.	
ASYSTENT PROJEKTANTA:	<b>mgr inż. Marek Szczurek</b>		07.2022r.	
ASYSTENT PROJEKTANTA:	<b>mgr inż. Piotr Kazimierczak</b>		07.2022r.	

## SPIS TREŚCI

<b>1. DANE OGÓLNE .....</b>	<b>4</b>
<b>1.1. PODSTAWA OPRACOWANIA .....</b>	<b>4</b>
<b>1.2. CEL, PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA.....</b>	<b>4</b>
<b>1.3. WYKORZYSTANE MATERIAŁY.....</b>	<b>4</b>
<b>2. ISTNIEJĄCY STAN ZAGOSPODAROWANIA TERENU.....</b>	<b>5</b>
<b>2.1. LOKALIZACJA .....</b>	<b>5</b>
<b>2.2. KORYTO KANAŁU.....</b>	<b>6</b>
<b>3. DANE HYDROLOGICZNE.....</b>	<b>6</b>
<b>3.1. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.....</b>	<b>6</b>
<b>3.2. OPIS ZLEWNI I CIEKU KANAŁU PIASKI – KURÓW DO         PRZEKROJU UJŚCIOWEGO.....</b>	<b>7</b>
<b>3.3. OBLICZENIE WIELKOŚCI OPADU DOBOWEGO O         PRAWDOPODOBIENSTWIE <math>P=1\%</math>.....</b>	<b>11</b>
<b>3.4. OBLICZENIA PRZEPŁYWU O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE..</b>	<b>12</b>
<b>3.5. WARTOŚCI PRZEPŁYWÓW O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE         DLA PRZEKROJÓW ZAMYKAJĄCYCH.....</b>	<b>15</b>
<b>3.6. OBLICZENIA PRZEPŁYWÓW CHARAKTERYSTYCZNYCH DLA         PRZEKROJÓW OBLICZENIOWYCH.....</b>	<b>16</b>
<b>3.7. HYDROGRAM FALI MIARODAJNEJ I KONTROLNEJ.....</b>	<b>17</b>
<b>3.8. OBLICZENIE WARTOŚCI PRZEPŁYWU NIENARUSZALNEGO.....</b>	<b>20</b>
<b>3.9. CHARAKTERYSTYKA HYDROLOGICZNA ŹRÓDŁA POBORU WODY... </b>	<b>22</b>
<b>3.10. BILANS WODNY.....</b>	<b>22</b>
<b>4. DANE GEOLOGICZNE.....</b>	<b>27</b>
<b>4.1. CHARAKTERYSTYKA OBSZARU BADAŃ.....</b>	<b>27</b>
<b>4.2. BUDOWA GEOLOGICZNA.....</b>	<b>27</b>
<b>4.3. BUDOWA HYDROGEOLOGICZNA.....</b>	<b>28</b>
<b>4.4. BUDOWA GEOTECHNICZNA.....</b>	<b>28</b>
<b>4.5. OCENA WARUNKÓW GRUNTOWO – WODNYCH DLA POTRZEB         BUDOWY ZBIORNIKA WODNEGO.....</b>	<b>30</b>
<b>5. DANE HYDRAULICZNE.....</b>	<b>30</b>
<b>5.1. CEL OPRACOWANIA.....</b>	<b>30</b>
<b>5.2. OPIS PRZYJĘTEJ METODYKI OBLICZEŃ W PROGRAMIE HEC-RAS.....</b>	<b>31</b>
<b>5.3. GEOMETRIA MODELU.....</b>	<b>32</b>
<b>5.4. DANE HYDROLOGICZNE.....</b>	<b>34</b>
<b>5.5. WARUNKI BRZEGOWE.....</b>	<b>35</b>
<b>5.6. WYNIKI OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH.....</b>	<b>36</b>
<b>5.7. ZALECENIA.....</b>	<b>32</b>
<b>6. INFORMACJA O PROJEKTOWANYM OBIEKCIE.....</b>	<b>43</b>
<b>7. DOKUMENTACJA ZDJĘCIOWA .....</b>	<b>45</b>

<b>CZĘŚĆ RYSUNKOWA</b>		
Nr rys.	Nazwa rysunku	Skala
1	Mapa lokalizacyjna	1:2 000
2	Mapa pogładowa - zlewnia	1:6 000
3	Mapa pogładowa - NMT	1:6 000
4	Mapa pogładowa - zlewnie cząstkowe	1:6 000
5	Mapa pogładowa - zalesienie	1:6 000
6	Mapa pogładowa - orto	1:6 000
7	Mapa lokalizacyjna - orto	1:2 000
8	Mapa lokalizacyjna - nmt	1:2 000
9	Przekroje poprzeczne przez koryto kanału Kurów - Piaski	1:100

## **1. DANE OGÓLNE**

### **1.1. PODSTAWA OPRACOWANIA**

Podstawą wykonania niniejszej ekspertyzy dla zadania pn.: „Budowa zbiornika małej retencji w Kurowie – wykonanie analizy hydrologicznej” jest umowa nr 82/22 zawarta w dniu 21.03.2022r. pomiędzy Urząd Miejski w Wieluniu plac Kazimierza Wielkiego 1, 98-300 Wieluń a biurem projektowym PRACOWNIA PROJEKTOWĄ Piotr Trybuś ul. Litewska 10/71, 51-354 Wrocław.

### **1.2. CEL, PRZEDMIOT I ZAKRES OPRACOWANIA**

Celem niniejszego opracowania jest wykonanie analizy hydrologicznej w zakresie możliwości stałego utrzymania wód w czaszy planowanego zbiornika Kurów, gm. Wieluń.

Zakres opracowania obejmuje wykonanie:

- inwentaryzacji terenowej doliny cieku powyżej i poniżej planowanej zapory zbiornika,
- wykonanie przekrojów podłużnych, poprzecznych i charakterystycznych,
- wskazanie i obliczenie obszaru zlewni bilansowej zbiornika dla przekroju zamykającego, tj. urządzenia zrzutowego,
- opisanie i scharakteryzowanie warunków hydrologicznych i meteorologicznych, które mają wpływ na stosunki wodne w zlewni wraz z obliczeniem ilości wody dopływającej do zbiornika w różnych warunkach hydrologicznych,
- wskazanie ubytków wody (parowanie, przesiąki boczne) oraz ocena ich wpływu na całościowy bilans pracy zbiornika,
- obliczenie nasycenia gruntu, napełnienia czaszy zbiornika,
- wykonanie modelu numerycznego planowanego zbiornika wraz z określeniem pracy zbiornika.

### **1.3. WYKORZYSTANE MATERIAŁY**

Dla potrzeb niniejszego opracowania wykorzystano materiały wyszczególnione poniżej:

- [1] Pomiary geodezyjne wraz z inwentaryzacją budowli (opracowanie inwentaryzacji geodezyjnej budowli, profilu podłużnego, przekrojów poprzecznych), kwiecień 2022r. Wrocław.
- [2] Aktualizacja metodyki obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ, KZGW, Warszawa 2017
- [3] Byczkowski A., Hydrologia. Tom 1., Warszawa 1996
- [4] Metodyka obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ, SHP, Warszawa 2012
- [5] Ozga – Zielińska M., Brzeziński J., Hydrologia stosowana, Warszawa 1997
- [6] Bogdanowicz E., Stachy J., Maksymalne opady deszczu w Polsce – charakterystyki projektowe. Materiały Badawcze IMGW 23, Seria: Hydrologia i Oceanologia, Nr 85, 1998
- [7] Instrukcja modelu HEC-RAS Hydraulic Reference Manual.
- [8] Instrukcje, warunki techniczne, materiały własne.
- [9] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 86, poz. 579).
- [10] Wyniki rozpoznań terenowych, wizji lokalnych i uzgodnień.
- [11] J. Wołoszyn „Regulacja rzek i potoków”, PWN Warszawa 1974 r.
- [12] „Koncepcja programowo – przestrzenna zbiornika wodnego Kurów – faza 1”. Wykonawca: Melioprojekt, Sieradz, lipiec 2004r.
- [13] „Opinia geotechniczna Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla potrzeb projektu budowlanego zbiornika małej retencji w Kurowie”. Wykonawca: Geopuls, Kraków sierpień 2021r.

## **2. ISTNIEJĄCY STAN ZAGOSPODAROWANIA TERENU**

### **2.1. LOKALIZACJA**

Projektowana lokalizacja zbiornika wodnego „Kurów” przedstawiono w opracowaniu [12], tj. „Koncepcja programowo – przestrzenna zbiornika wodnego Kurów – faza 1”. Zbiornik

wodny zlokalizowano pomiędzy rzeką Pyszną a kanałem Kurów – Piaski, powyżej przepustu na drodze gruntowej z Kurowa do Kopydłowa.

Teren projektowanego zbiornika wodnego obejmują łąki i pastwiska oraz nieużytki – doły i wyrobiska potorfowe, ze śladami rowów melioracyjnych.

Teren pod zabudowę zbiornika jest niezabudowany.

Pod względem administracyjnym teren pod projektowany zbiornik „Kurów” znajduje się na północnej części gminy Wieluń, przy granicy wsi Kopydłów w gminie Biała.

Przewidziany teren pod zabudowę zbiornikiem wodnym wskazuje, że zbiornik będzie wykonany w formie wykopu z niewielkimi nasypami tworzącymi korpus ziemny zapory.

## **2.2. KORYTO KANAŁU**

Projektowany zbiornik zlokalizowano w dolnej części zlewni kanału Kurów – Piaski, w niedalekiej odległości od ujścia do Kanału Krzyworzeckiego, który jest prawym dopływem rzeki Pyszny.

Kanał Kurów – Piaski i Kanał Srebrnicki prowadzą stale wodę. Koryta kanałów zostały wyregulowane w latach 70 – tych.

Podstawowe parametry koryta kanału Kurów – Piaski (w przekroju zbiornika) wynoszą:

- nachylenie skarp: 1:1,5,
- szerokość w dnie: 1,5 m,
- spadek podłużny: 0,3 promili,
- średnia głębokość: 1,40 m.

## **3. DANE HYDROLOGICZNE**

### **3.1. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA**

Celem opracowania jest wykonanie obliczeń hydrologicznych, które posłużą do budowy założeń gospodarki wodnej na projektowanym zbiorniku Kurów w ramach realizacji zadania pn. „Wykonanie analizy hydrologicznej w zakresie pracy planowanego zbiornika małej retencji w Kurowie, gm. Wieluń”.

Zakres opracowania hydrologicznego obejmuje:

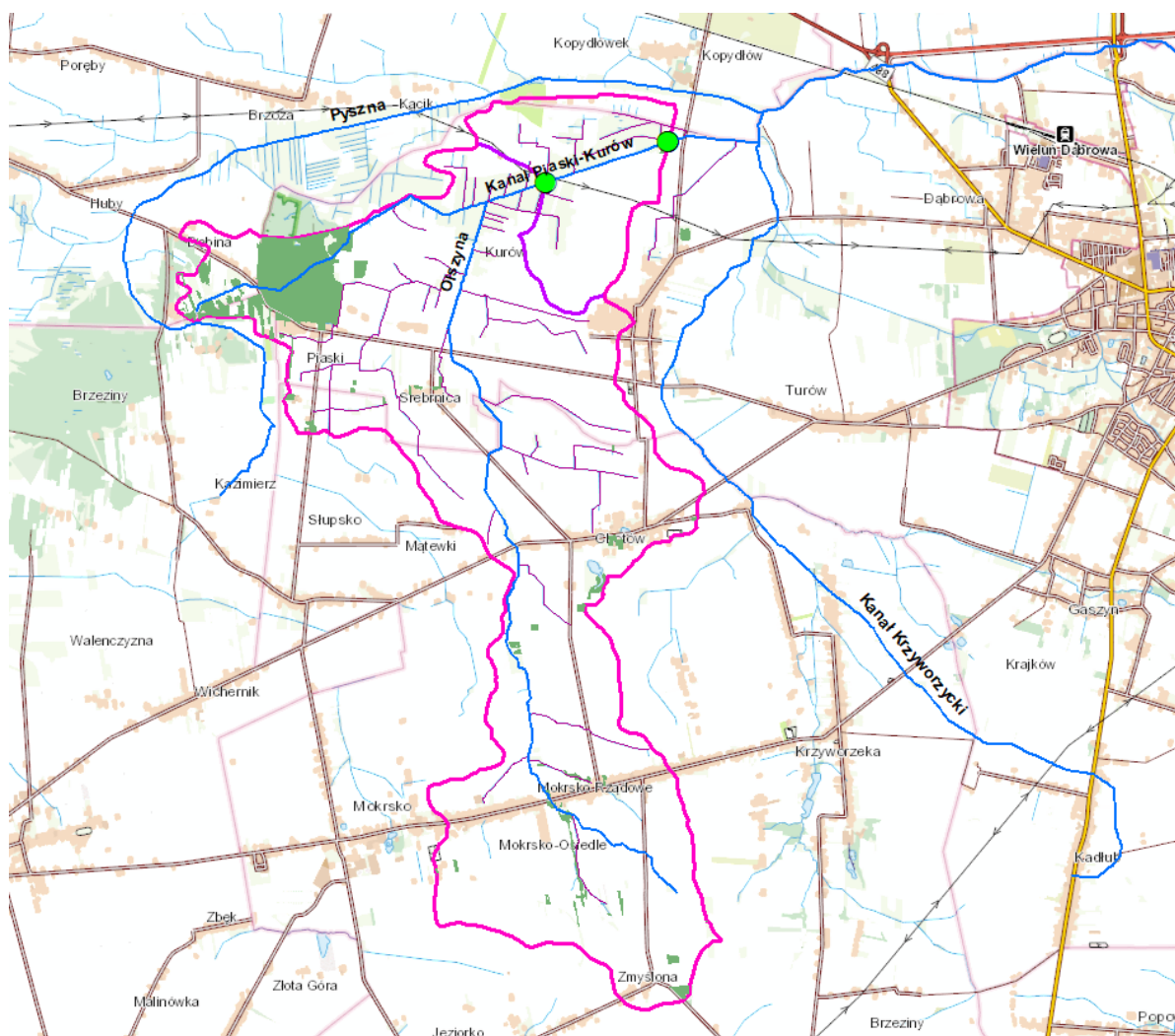
- wyznaczenie granicy zlewni topograficznej cieku Kanał Piaski-Kurów, z którego ujmowana będzie woda do zasilania zbiornika oraz do którego będzie odbywał się zrzut,

- a także jego recypienta – ciekę Olszyna; analizy wykonano na podstawie numerycznego modelu terenu (NMT) o rozdzielczości 1,0 m (źródło: [www.geoportal.gov.pl](http://www.geoportal.gov.pl)),
- określenie podstawowych parametrów fizyczno-geograficznych zlewni
    - 1) do przekroju w planowanej lokalizacji wlotu na zbiornik na Kanale Piaski-Kurów,
    - 2) do przekroju, w którym odbywał się będzie zrzut wód ze zbiornika do Kanału Piaski-Kurów,
    - 3) dla przekroju ujściowego Kanału Piaski-Kurów do Kanału Krzyworzyckiego,
  - obliczenie wielkości opadu dobowego o prawdopodobieństwie  $p=1\%$ ,
  - obliczenie wielkości przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia,
  - obliczenie przepływów charakterystycznych,
  - hydrogramy fali miarodajnej i kontrolnej.

### **3.2. OPIS ZLEWNI I CIEKU KANAŁU PIASKI-KURÓW DO PRZEKROJU UJŚCIOWEGO**

Wg Map Podziału Hydrograficznego Polski (MPHP10) Kanał Piaski-Kurów to nazwa ciekę V rzędu, który jest lewostronnym dopływem Kanału Krzyworzyckiego, który uchodzi do Pysznnej. Kanał Piaski-Kurów swoje źródła bierze pomiędzy miejscowościami Piaski i Dębina, w województwie łódzkim, powiecie wieluńskim, na granicy gminy Wieluń i Biała, by po około 3,6 km przyjąć swój prawostronny dopływ Olszynę, która jest dłuższa i posiada większą zlewnię niż ww. kanał. Ujście do Kanału Krzyworzyckiego ma miejsce na północny-zachód od Wielunia. Kanał ten po ok. 320 m zasila prawostronnie ciek o nazwie Pyszna w jej 23,5 km, która z kolei stanowi lewostronny dopływ Warty.

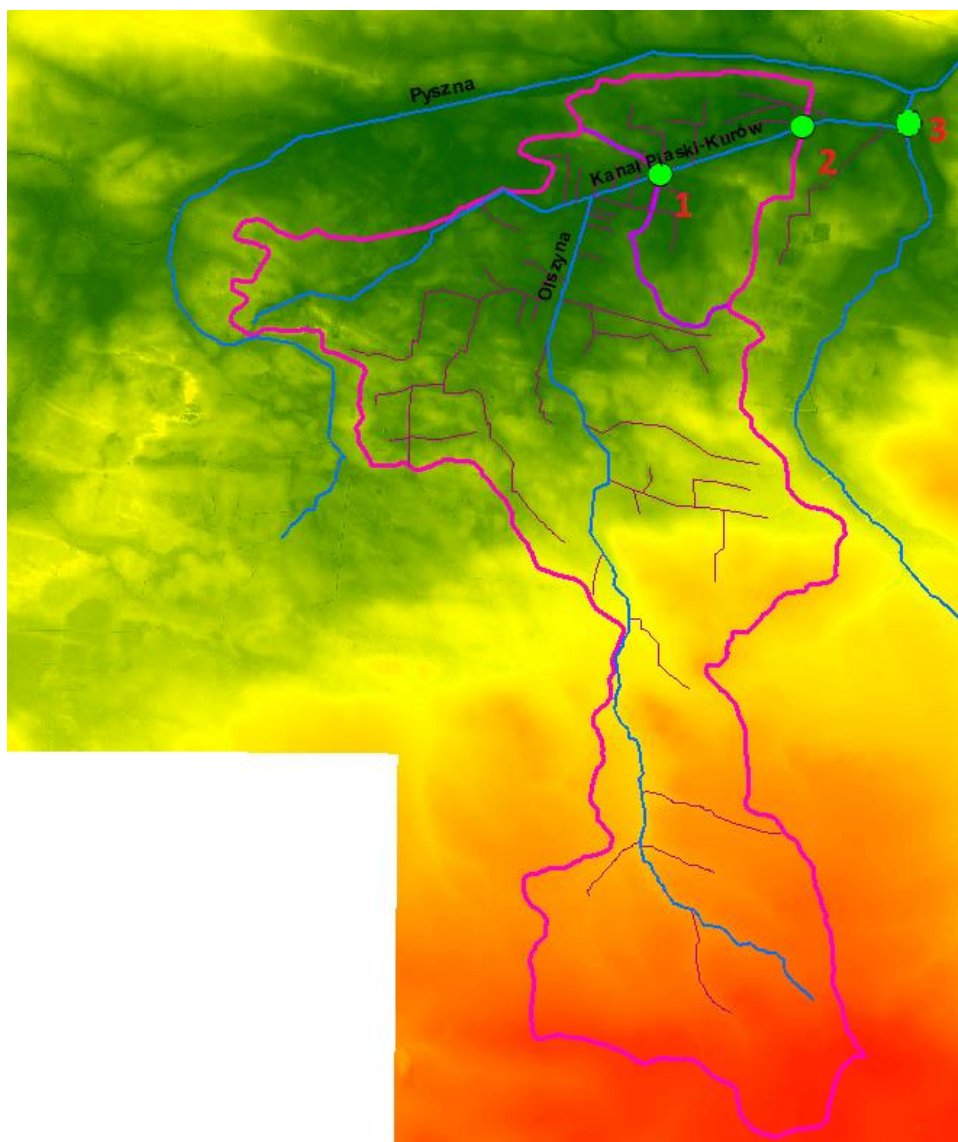
Ze względu na złożone warunki topograficzne i hydrograficzne do wyznaczenia granicy zlewni wykorzystano NMT o rozpiętości siatki wynoszącej 1,0 m , co zostało zaprezentowane na rys.1.



Rysunek 1. Granice zlewni i podstawowe parametry Kanału Pyszna-Kurów na podstawie NMT.

Wyznaczone na tej podstawie podstawowe parametry fizyczno-geograficzne zlewni i ciekę przedstawiono w tab. 1, tab.2 i tab.3. Z punktu widzenia prawidłowej oceny warunków hydrologicznych kształtowania się przepływu konieczne było wyznaczenie wielkości hydrologicznych w planowanej lokalizacji wlotu na zbiornik na Kanale Pyszna-Kurów (km 2+345) – tab.1 oraz w przekroju, w którym odbywał się będzie zrzut wód ze zbiornika do Kanału Pyszna-Kurów (km 0+978) – tab.2. W tab. 3 ujęto parametry fizyczno-geograficzne całej zlewni Kanału Pyszna-Kurów do ujścia (km 0+000). Położenie oraz granicę zlewni ww. przekrojów obliczeniowych zobrazowano na rys.2.





Rysunek 2. Lokalizacja przekrojów obliczeniowych na Kanale Piaski-Kurów..

Uwaga: ze względu na układ hydrograficzny nieodpowiadający zasadom hydronimii, jako ciek główny przyjęto dopływ Olszynę, ze względu na znacznie większą długość i powierzchnię zlewni w stosunku do właściwego biegu Kanału Piaski-Kurów.

Tab. 1. Podstawowe parametry fizyczno-geograficzne zlewni i cieku Kanał Piaski-Kurów do przekroju w planowanej lokalizacji wlotu na zbiornik (km 2+345) - pkt.1 na rys.2.

<i>parametr (podstawa wyznaczenia)</i>	<i>symbol</i>	<i>wielkość</i>	<i>jednostka</i>
powierzchnia zlewni (NMT)	A	20,84	km <sup>2</sup>
długość cieku (MPHP10)	L	9,692	km
długość suchej doliny (NMT)	l	0,72	km
rzędna maksymalna (NMT)	W <sub>max</sub>	265,00	m n.p.m.
rzędna źródeł (NMT)	H <sub>źr</sub>	232,26	m n.p.m.
rzędna przecięcia osi suchej doliny z działem wodnym (NMT)	W <sub>g</sub>	249,67	m n.p.m.

<i><b>parametr (podstawa wyznaczenia)</b></i>	<i><b>symbol</b></i>	<i><b>wielkość</b></i>	<i><b>jednostka</b></i>
rzędna przekroju obliczeniowego (NMT)	$W_d$	174	m n.p.m.
suma długości wszystkich cieków i ich suchych dolin (NMT)	$\Sigma(L+l)$	42	Km
suma długości wszystkich warstw (NMT)	$\Sigma k$	412	Km
skok warstw	$\Delta h$	1	M

Tab. 2. Podstawowe parametry fizyczno-geograficzne zlewni i cieku Kanał Piaski-Kurów do przekroju zrzut wód ze zbiornika do Kanału Piaski-Kurów (km 0+978) - pkt.2 na rys.2.

<i><b>parametr (podstawa wyznaczenia)</b></i>	<i><b>symbol</b></i>	<i><b>wielkość</b></i>	<i><b>Jednostka</b></i>
powierzchnia zlewni (NMT)	A	23,79	km <sup>2</sup>
długość cieku (MPHP10)	L	10,99	Km
długość suchej doliny (NMT)	l	0,72	Km
rzędna maksymalna (NMT)	$W_{max}$	265,00	m n.p.m.
rzędna źródeł (NMT)	$H_{\dot{z}r}$	232,26	m n.p.m.
rzędna przecięcia osi suchej doliny z działem wodnym (NMT)	$W_g$	249,67	m n.p.m.
rzędna przekroju obliczeniowego (NMT)	$W_d$	173,00	m n.p.m.
suma długości wszystkich cieków i ich suchych dolin (NMT)	$\Sigma(L+l)$	48	Km
suma długości wszystkich warstw (NMT)	$\Sigma k$	441	Km
skok warstw	$\Delta h$	1	M

Tab. 3. Podstawowe parametry fizyczno-geograficzne zlewni i cieku Kanał Piaski-Kurów do przekroju ujściowego do Kanału Krzyworzyckiego (km 0+000) - pkt.3 na rys.2.

<i><b>parametr (podstawa wyznaczenia)</b></i>	<i><b>symbol</b></i>	<i><b>wielkość</b></i>	<i><b>Jednostka</b></i>
powierzchnia zlewni (NMT)	A	25,29	km <sup>2</sup>
długość cieku (MPHP10)	L	11,97	Km
długość suchej doliny (NMT)	l	0,72	Km
rzędna maksymalna (NMT)	$W_{max}$	265,00	m n.p.m.
rzędna źródeł (NMT)	$H_{\dot{z}r}$	232,26	m n.p.m.
rzędna przecięcia osi suchej doliny z działem wodnym (NMT)	$W_g$	249,67	m n.p.m.
rzędna przekroju ujściowego (NMT)	$W_d$	172,00	m n.p.m.
suma długości wszystkich cieków i ich suchych dolin (NMT)	$\Sigma(L+l)$	51	Km
suma długości wszystkich warstw (NMT)	$\Sigma k$	452	Km
skok warstw	$\Delta h$	1	M

### 3.3. OBLICZENIE WIELKOŚCI OPADU DOBOWEGO O PRAWDOPODOBIENSTWIE $P=1\%$

Do obliczenia wielkości maksymalnego opadu dobowego wykorzystano formułę Bogdanowicz i Stachy w postaci:

$$H = \varepsilon(D) + \alpha(R, D) * (-\ln p)^{0,584}$$

gdzie:

$H$  – opad maksymalny,

$p$  – prawdopodobieństwo przewyższenia,

$D$  – czas trwania opadu [min],

$\varepsilon(D)$  – parametr skali [mm],

$\alpha(R, D)$  – parametr położenia i skali dla regionu [-].

Parametr skali oblicza się ze wzoru:

$$\varepsilon(D) = 1,42 \cdot D^{0,33}$$

gdzie:  $D = 24 \text{ godz.} = 1440 \text{ min}$

$$\varepsilon(D) = 1,42 \cdot 1440^{0,33} = 15,6512 \text{ mm}$$

Parametr położenia i skali oblicza się ze wzoru dla regionu południowego:

$$\alpha = 9,472 \cdot \ln(t + 1) - 37,032$$

$$\alpha = 9,472 \cdot \ln(1440 + 1) - 37,032 = 31,858$$

Ostatecznie wielkość opadu dobowego o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p=1\%$  wynosi:

$$H = 15,6512 + 31,858 * (-\ln 0,01)^{0,584}$$

$$H_{1\%} = 93,4 \text{ mm}$$

### 3.4. OBLICZENIA PRZEPŁYWÓW O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE

#### 3.4.1. Metodyka obliczania

Obliczenia przepływów prawdopodobnych przeprowadzono w kilku przekrojach, co pokazano na rys. 2.

Oznaczenia przekrojów zamykających zlewnie zdefiniowano jako:

- 1) w planowanej lokalizacji wlotu na zbiornik na Kanale Piaski-Kurów (km 2+345)
- 2) w przekroju, w którym odbywał się będzie zrzut wód ze zbiornika do Kanału Piaski-Kurów (km 0+978)
- 3) przekrój ujściowy Kanału Piaski-Kurów (km 0+000).

Ponieważ przedmiotowy ciek jest niekontrolowany, a powierzchnia jego zlewni do przekrojów obliczeniowych są mniejsze niż 50 km<sup>2</sup>, do określenia wartości przepływów maksymalnych rocznych wykorzystano formułę opadową (Stachy, Fal, 1998), w postaci:

$$Q_{\max p} = f \cdot F_1 \cdot \phi \cdot H_1 \cdot A \cdot \lambda_p \cdot \delta_j$$

gdzie:

- f - bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,
- F<sub>1</sub> - maksymalny moduł odpływu jednostkowego,
- φ - współczynnik odpływu maksymalnego dla zlewni,
- H<sub>1</sub> – maksymalny opad dobowy o p=1% [mm],
- A – powierzchnia zlewni [km<sup>2</sup>],
- λ<sub>p</sub> – kwantyl zmiennej dla zadanego prawdopodobieństwa p,
- δ<sub>j</sub> - współczynnik redukcji jeziornej.

Dla uzyskania wartości przepływu prawdopodobnego wykorzystano następujące obliczenia:

- 1) uśredniony spadek zlewni:

$$I_r = 0,6 * \frac{W_g - W_{\min}}{L + l} [\text{‰}]$$

- 2) współczynnik odpływu maksymalnego dla zlewni φ

Na podstawie Mapy Gleb Polski w skali 1:500 000 określono rodzaj gleby na piaski słabogliniaste, dla których

$$\phi = 0,25$$

- 3) maksymalny opad dobowy w zlewni o p=1%

Wartość maksymalnego opadu dobowego w zlewni o  $p=1\%$  została obliczona na podstawie formuły Stachy i Fal i wynosi:

$$H_1 = 93,4 \text{ mm}$$

4) hydromorfologiczna charakterystyka cieków

$$\phi_r = \frac{1000 (L+l)}{m l_r^{1/3} A^{1/4} (\varphi H_1)^{1/4}}$$

gdzie:

$m$  – współczynnik szorstkości koryta cieków, przyjęto  $m=9$  (koryta stałych i okresowych rzek wyżynnych meandrujących o częściowo nierównym dnie)

5) gęstość sieci rzecznej

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n (L+l)_i}{A} [\text{km}^{-1}]$$

6) średnia długość stoków

$$l_s = \frac{1}{1,8 * \rho} [\text{km}]$$

7) średni spadek stoków

$$I_s = \frac{\Delta h \sum_{j=1}^r k}{A} [\text{‰}]$$

8) hydromorfologiczna charakterystyka stoków

$$\phi_s = \frac{(1000 l_s)^{1/2}}{m_s l_s^{1/4} (\varphi H_1)^{1/2}}$$

gdzie:

$m_s$  - miara szorstkości stoków, przyjęto  $m_s=0,15$  (powierzchnie nierówne, kępy, pastwiska, łąki oraz powierzchnie w osiedlach o zabudowie ponad 20%)

9) czasu spływu po stokach ( $t_s$ )

Czas ten wyznaczono w funkcji hydromorfologicznej charakterystyki stoków.

10) maksymalny moduł odpływu jednostkowego ( $F_1$ )

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego określa się na podstawie obliczonej hydromorfologicznej charakterystyki koryta cieków oraz czasu spływu po stokach dla obszaru kraju z wyłączeniem Tatr i wysokich gór ( $H < 700 \text{ m n.p.m.}$ )

11) wskaźnik jeziorności

$$JEZ = \frac{\sum_{i=1}^n A_{ji}}{A}$$

gdzie:

$A_{ji}$  – powierzchnia zlewni jeziora [ $\text{km}^2$ ], przyjęto  $A_{ji} = 0$

$$JEZ = 0$$

12) współczynnik redukcji jeziornej

Przy wskaźniku jeziorności  $JEZ=0$ , określono:

$$\delta_j = 1,0$$

13) bezwymiarowy współczynnik kształtu fali

Przyjęto wartość bezwymiarowego współczynnika kształtu fali jak dla obszaru Polski (poza pojezierzami):

$$f=0,6$$

14) kwantyle rozkładu

Kwantyle zostały przyjęte jak dla obszaru 3c, w zależności od zadanego prawdopodobieństwa przewyższenia. Ich zestawienie znajduje się w tabeli 4.

Tab. 4 Wartości kwantyli rozkładu w zależności od prawdopodobieństwa przepływu

p [%]	$\lambda_p$
0,1	1,35
0,2	1,24
0,3	1,19
0,5	1,10
1	1,00
2	0,894
3	0,826
5	0,747
10	0,631
20	0,515
30	0,444
50	0,341

### 3.5. WARTOŚCI PRZEPŁYWÓW O ZADANYM PRAWDOPODOBIENSTWIE DLA PRZEKROJÓW ZAMYKAJĄCYCH

Wartości parametrów pośrednich służących do wyznaczenia wartości  $Q_{1\%}$  w poszczególnych przekrojach zestawiono w tab.5 (oznaczenia przekrojów jak na rys. 2).

Tab. 5 Parametry pośrednie służące do wyznaczenia  $Q_{1\%}$  formułą opadową

Wielkość	jednostka	przekrój 1	przekrój 2	przekrój 3
A	km <sup>2</sup>	20,84	23,79	25,29
$I_r$	‰	4,36	3,92	3,67
$\Phi$	-	0,25	0,25	0,25
H <sub>1</sub>	mm	93,4	93,4	93,4
$\phi_r$	-	150,77	169,85	183,59
$\rho$	km <sup>-1</sup>	2,02	2,02	2,02
$l_s$	km	0,276	0,275	0,275
$I_s$	‰	19,8	18,5	17,9
$\phi_s$	-	10,86	11,03	10,92
m <sub>s</sub>	-	0,15	0,15	0,15
t <sub>s</sub>	min	161,58	165,83	163,02
F <sub>1</sub>	-	0,0140	0,0125	0,0116
JEZ	-	0	0	0
$\delta_j$	-	1,0	1,0	1,0
F	-	0,6	0,6	0,6
<b>Q<sub>1%</sub></b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>4,09</b>	<b>4,16</b>	<b>4,26</b>
q <sub>1%</sub>	m <sup>3</sup> /(s·km <sup>2</sup> )	0,20	0,17	0,17

Poprawność przyjętych wartości potwierdza mapa (Rys.4) izolinii łączących punkty o tych samych wartościach odpływu jednostkowego ( $q_{1\%}$ ) dla  $Q_{1\%}$ , który w analizowanym obszarze powinien zawierać się w granicach 0,1-0,2 m<sup>3</sup>/(s·km<sup>2</sup>) [źródło: Atlas Hydrologiczny Polski].

Ostatecznie obliczone wartości przepływów prawdopodobnych dla wszystkich przekrojów prezentuje tabela 6, w której na podstawie wartości  $Q_{1\%}$  oraz kwantyli rozkładu zmiennej losowej wyznaczono przepływy o innym prawdopodobieństwie.

Tab. 6. Przepływy maksymalne prawdopodobne w przekrojach obliczeniowych

p [%]	$\lambda_p$	przekrój 1	przekrój 2	przekrój 3
		Q <sub>p%</sub> [m <sup>3</sup> /s]		
0,1	1,30	5,52	5,62	5,75
0,2	1,24	5,07	5,16	5,28

p [%]	$\lambda_p$	przekrój 1	przekrój 2	przekrój 3
		$Q_{p\%} [m^3/s]$		
0,3	1,19	4,86	4,95	5,07
0,5	1,10	4,50	4,58	4,69
1	1,00	4,09	4,16	4,26
2	0,894	3,65	3,72	3,81
3	0,829	3,38	3,44	3,52
5	0,750	3,05	3,11	3,18
10	0,637	2,58	2,63	2,69
20	0,521	2,11	2,14	2,19
30	0,445	1,82	1,85	1,89
50	0,342	1,39	1,42	1,45

### 3.6. OBLICZENIA PRZEPŁYWÓW CHARAKTERYSTYCZNYCH DLA PRZEKROJÓW OBLICZENIOWYCH

Obliczenia przepływów charakterystycznych w postaci przepływu średniego rocznego (SSQ) i średniego niskiego (SNQ) zostały obliczone na podstawie wzorów Iszkowskiego.

Przepływ średni roczny (SSQ) obliczono ze wzoru:

$$SSQ = 0,03171 \cdot A \cdot P \cdot \alpha [m^3s^{-1}]$$

gdzie:

A – powierzchnia zlewni [ $km^2$ ],

P – opad normalny roczny w wieloleciu [m],

$\alpha$  – współczynnik odpływu [-]

Wartość sumy opadu rocznego przyjęto na podstawie danych IMGW-PIB dla stacji Wieluń z wielolecia 1951-2021, która wynosi 595,8 mm.

Współczynnik odpływu ( $\alpha$ ) przyjęto jak dla częściowo nizin, częściowo pagórków, na poziomie 0,30.

Przepływ średni niski obliczono ze wzoru:

$$SNQ = 0,4 \cdot v \cdot SQ [m^3s^{-1}]$$

gdzie:

v - współczynnik retencji zależny od przepuszczalności podłoża i stopnia rozwinięcia roślinności



Wielkość współczynnika retencji określono na poziomie 1,0 - jak dla gruntu średnioprzepuszczalnego, z normalnie rozwiniętą roślinnością. Ponieważ zlewnia jest mniejsza niż 200 km<sup>2</sup>, jego wartość pomniejszono o 25%. Ostatecznie wartość współczynnika wynosi  $v=0,75$ .

Ostatecznie obliczone wielkości przepływu średniego oraz przepływu średniego niskiego przedstawiono w tab.7.

Tab. 7. Wartości przepływów średniego (SSQ) oraz średniego niskiego (SNQ) z wielolecia

Wielkość	przekrój 1	przekrój 2	przekrój 3
<b>SSQ [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>0,118</b>	<b>0,135</b>	<b>0,143</b>
<b>SNQ [m<sup>3</sup>/s]</b>	<b>0,035</b>	<b>0,040</b>	<b>0,043</b>

### 3.7. HYDROGRAM FALI MIARODAJNEJ I KONTROLNEJ

Dla potrzeb odwzorowania teoretycznego hydrogramu fali miarodajnej i kontrolnej wykorzystano analityczną metodę Reitz'a-Krepsa. Zakłada się w niej, że wezbranie jest opisywane dwoma oddzielnymi formułami:

- dla fazy wznoszenia ( $0 \leq t \leq t_k$ )

$$Q_w = Q_{max} \sin^2 \left( \frac{\pi t}{2 t_k} \right)$$

- dla fazy opadania ( $t \geq t_k$ )

$$Q_{op} = Q_{max} e^{[-\alpha(t-t_k)]}$$

gdzie:

$Q_w$  – przepływ w fazie wznoszenia wezbrania [m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>],

$Q_{op}$  – przepływ w fazie opadania wezbrania [m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>],

$Q_{max}$  – przepływ maksymalny wezbrania (przeważnie jest to maksymalny przepływ roczny o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia) [m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>],

$t_k$  – czas wznoszenia wezbrania [h],

$t$  – czas wezbrania liczony od chwili przyjętej jako jego początek [h],

$\alpha$  – współczynnik liczbowy, określany na podstawie kształtów obserwowanych hydrogramów [h<sup>-1</sup>].

Współczynnik  $\alpha$  jest określany na podstawie parametru smukłości wezbrania  $n$ :

$$\alpha = \frac{\ln 2}{(n-1)t_k}$$

gdzie:

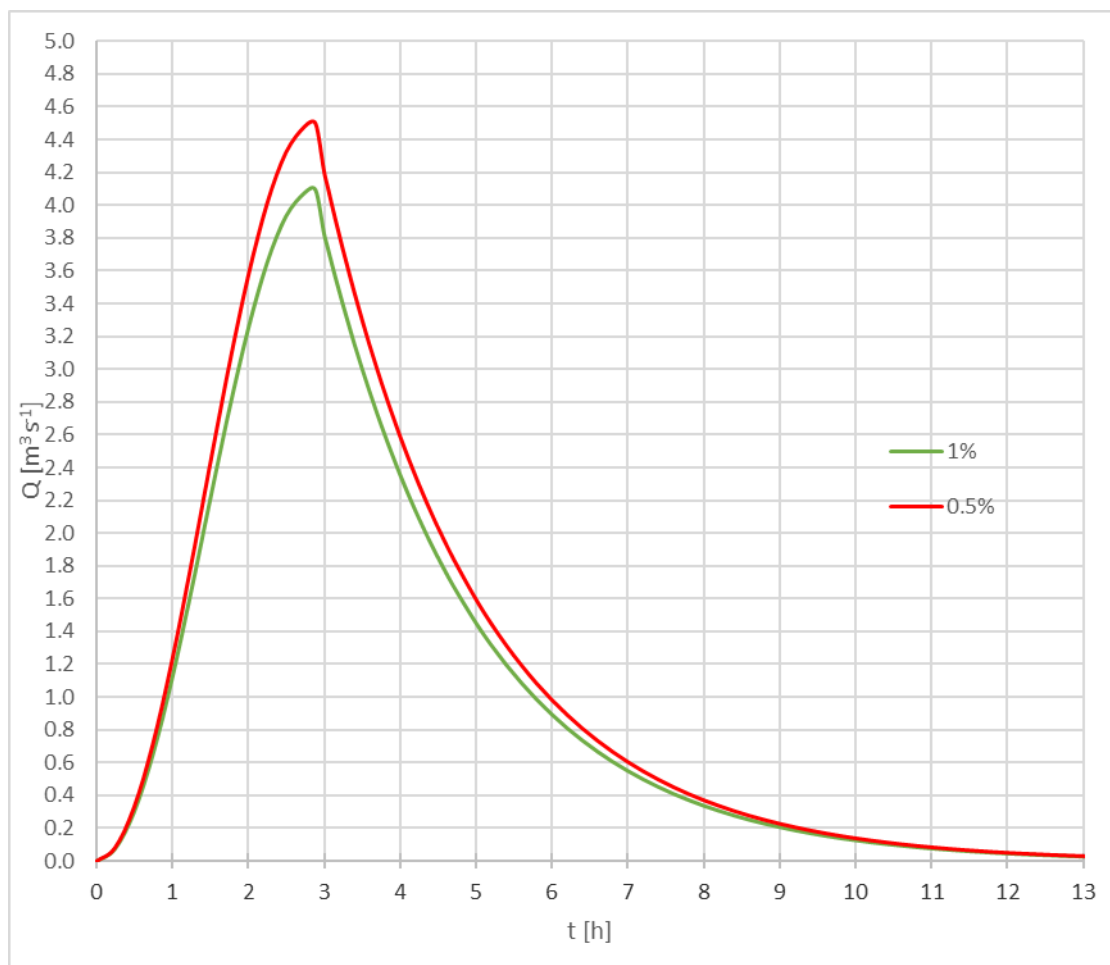
$n$  – parametr smukłości, przyjęto 1,5 [Lambor J., Hydrologia inżynierska, Warszawa. Wydaw. Arkady, 1971].

Przyjęto, że dla zbiornika Kurów prawdopodobieństwo przepływu miarodajnego wynosi 1%, zaś przepływu kontrolnego 0,5%.

Tab. 8. Tabelaryczne zestawienie współrzędnych hydrogramu hipotetycznego dla fali miarodajnej i kontrolnej

<b>t [h]</b>	<b>przepływ miarodajny <math>Q_{1\%} = 4,09 \text{ m}^3\text{s}^{-1}</math></b>	<b>przepływ kontrolny <math>Q_{0,5\%} = 4,50 \text{ m}^3\text{s}^{-1}</math></b>
	<b>faza wznoszenia (<math>0 \leq t \leq t_k</math>) [<math>\text{m}^3\text{s}^{-1}</math>]</b>	
0.00	0,00	0,00
0.25	0,08	0,08
0.50	0,30	0,33
0.75	0,65	0,72
1.00	1,11	1,22
1.25	1,64	1,80
1.43	2,04	2,24
1.50	2,20	2,42
1.75	2,74	3,02
2.00	3,24	3,56
2.25	3,64	4,01
2.50	3,93	4,32
2.75	4,07	4,48
2.89	4,09	4,50
	<b>fazy opadania (<math>t \geq t_k</math>) [<math>\text{m}^3\text{s}^{-1}</math>]</b>	
3.00	3,83	4,21
3.05	3,74	4,11
3.10	3,65	4,01
3.15	3,56	3,92
3.20	3,48	3,82
3.25	3,39	3,73
3.30	3,31	3,64
3.35	3,23	3,56
3.40	3,15	3,47
3.45	3,08	3,39
3.50	3,01	3,31
3.55	2,93	3,23
3.60	2,86	3,15
3.65	2,80	3,08
3.70	2,73	3,00
3.75	2,66	2,93
3.80	2,60	2,86
3.85	2,54	2,79
3.90	2,48	2,72
3.95	2,42	2,66
4.00	2,36	2,60

<b>t [h]</b>	<b>przepływ miarodajny <math>Q_{1\%} = 4,09 \text{ m}^3\text{s}^{-1}</math></b>	<b>przepływ kontrolny <math>Q_{0,5\%} = 4,50 \text{ m}^3\text{s}^{-1}</math></b>
4.20	2,14	2,36
4.40	1,94	2,14
4.70	1,68	1,85
5.00	1,45	1,60
5.40	1,20	1,32
5.60	1,09	1,20
5.80	0,99	1,09
6.00	0,90	0,99
6.40	0,74	0,81
6.80	0,61	0,67
7.00	0,55	0,61
7.40	0,45	0,50
7.80	0,37	0,41
8.00	0,34	0,37
8.40	0,28	0,31
8.80	0,23	0,25
9.00	0,21	0,23
9.40	0,17	0,19
9.80	0,14	0,16
10.00	0,13	0,14
10.40	0,11	0,12
10.80	0,09	0,10
11.00	0,08	0,09
11.40	0,07	0,07
11.80	0,05	0,06
12.00	0,05	0,05
12.40	0,04	0,04
12.80	0,03	0,04
13.00	0,03	0,03
13.40	0,02	0,03
13.80	0,02	0,02
14.00	0,02	0,02



Rysunek 3. Hydrogram hipotetyczny dla przepływu miarodajnego i kontrolnego w przekroju planowanej lokalizacji wlotu na zbiornik (km 2+345) - pkt.1

### 3.8. OBLICZENIE WARTOŚCI PRZEPŁYWU NIENARUSZALNEGO

Wielkość przepływu nienaruszalnego ( $Q_n$ ) została obliczona z wykorzystaniem metody Kostrzewy, według wzoru:

$$Q_n = k \cdot SNQ \text{ i } Q_n \geq NNQ$$

gdzie:

k – współczynnik zależny od warunków hydrologicznych ciek, wyznaczony według tab. 9

SNQ – przepływ średni niski [ $m^3s^{-1}$ ],

NNQ – przepływ najniższy z niskich [ $m^3s^{-1}$ ].

*Tabela 9. Ustalenie wartości współczynnika k, jako funkcji powierzchni zlewni i typu hydrologicznego cieku*

Typ hydrologiczny cieku	Prędkość miarodajna $v_m$ [m/s]	Powierzchnia zlewni [km <sup>2</sup> ]	Współczynnik k [-]
nizinny	0,20	< 1000	1,00
		1000 - 2500	0,58
		> 2500	0,50
przejściowy i podgórski	0,25	< 500	1,27
		500 – 1499	0,77
		1500 – 2500	0,52
		> 2500	0,50
górski	0,30	< 300	1,52
		300 – 749	1,17
		750 – 1499	0,76
		1500 – 2500	0,55
		> 2500	0,50

Identyfikacja typu hydrologicznego cieku następuje na podstawie wartości jednostkowego odpływu średniego z wielolecia ( $SSq$ ), obliczonego jako:

$$SSq = \left( \frac{SSQ}{A} \right) \cdot 1000$$

Następnie wykorzystano tab. 10, na podstawie której określono typ hydrologiczny cieku.

*Tabela 10. Identyfikacja typu hydrologicznego cieku na podstawie  $SSq$*

$SSq$ [dm <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ·km <sup>2</sup> ]	Typ hydrologiczny cieku
< 4,15	nizinny
4,15 – 13,15	przejściowy i podgórski
> 13,15	górski

Obliczona wartość przepływu średniego ze średnich w wieloleciu w przekroju planowanej lokalizacji wlotu na zbiornik (km 2+345) - pkt.1, wynosi:

$$SSQ = 0,118 \text{ m}^3\text{s}^{-1},$$

stąd wielkość odpływu jednostkowego wynosi:

$$SSq = \left( \frac{0,118}{20,84} \right) \cdot 1000$$

$$SSq = 5,66 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^2$$

Na podstawie obliczeń ciek zakwalifikowano do typu hydrologicznego przejściowego i podgórskiego, dla którego wartość współczynnika  $k$  wynosi 1,27.

Ostatecznie wartość przepływu nienaruszalnego przy obliczonej wartości  $SNQ = 0,035 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ , wynosi:

$$Q_n = 1,27 \cdot 0,035$$

$$Q_n = 0,044 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

### **3.9. CHARAKTERYSTYKA HYDROLOGICZNA ŹRÓDŁA POBORU WODY**

Na podstawie danych ustalono przepływ dyspozycyjny:

$$Q_d = SSQ - Q_n = 0,118 \text{ m}^3/\text{s} - 0,0044 \text{ m}^3/\text{s} = 0,074 \text{ m}^3/\text{s}.$$

### **3.10. BILANS WODNY**

#### **3.10.1. Zapotrzebowanie wody do zalanania zbiornika**

Dla celów zalewu projektowanego zbiornika wodnego wymagana będzie wyliczona w poniższej tabeli ilość wody:

Tabela nr 11

Powierzchnia zbiornika [ha]	Średnia głębokość [m]	Pojemność zbiornika [m <sup>3</sup> ]
4,4	2,0	128300

### 3.10.2. Klimatyczny Bilans Wodny dla okresu od 21 kwietnia do 20 czerwca 2022 roku

Dla planowanego rejonu budowy zbiornika wodnego bilans wodny w roku 2022 był ujemny. Oznacza to że na terenie przedmiotowego zbiornika występuje okres suszy hydrologicznej. Dane pobrano z: <https://www.iung.pl/2022/06/27/klimatyczny-bilans-wodny-dla-okresu-od-21-kwietnia-do-20-czerwca-2022-roku/>

### 3.10.3. Bilans wodny w okresie wegetacji miesiące IV – IX

W tabeli poniżej przedstawiono notowania opadów dla najbliższej położonej stacji pomiarowej Wieluń.

Tabela nr 12

Miesiące												Rok	Weg.
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	I-XII	IV-IX
34	38	36	50	66	88	83	78	53	47	44	42	595,8	340

W tabeli poniżej przedstawiono wartości miesięcznego parowania potencjalnego dla okresu IV – IX notowane dla stacji Wieluń.

Tabela nr 13

Wyszczególnienie	Miesiące					
	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Wieluń	50	81	100	98	85	59

W tabeli poniżej przedstawiono straty wody z tytułu nadwyżki parowania nad opadem

Tabela nr 14

Wyszczególnienie	Miesiące					
	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Parowanie [mm]	50	81	100	98	85	59
Opady [mm]	49	66	88	83	78	53
Nadwyżka parowania nad opadem [mm]	1	15	12	15	7	6
Straty na parowanie [l/s/11ha]	0.287	0.717	1.051	0.717	0.526	0.573

Bilans wodny zbiornika w okresie wegetacji zawiera tab. Poniżej.

Tabela nr 15

Wyszczególnienie	Miesiące					
	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Przepływ dyspozycyjny [l/s]	74	74	74	74	74	74
Straty na parowanie [l/s]	0.287	0.717	1.051	0.717	0.526	0.573
Straty na filtrację przez groble, przyjęto $q = 10$ l/s/km	10	10	10	10	10	10
Łączne straty [l/s]	10,287	10,717	11,051	10,717	10,526	10,573
Bilans (nadmiar)	63,7	63,2	62,9	63,3	63,4	63,7

Z przeprowadzonego bilansu wynika, że zwierciadło wody w zbiorniku dla średnich warunków z wielolecia będzie mogło utrzymywać się na jednakowym poziomie przy stałym zasilaniu zbiornika wodnego w wodę na poziomie do 74 l/s.

#### 3.10.4. Krzywa pojemności i powierzchni zbiornika wodnego

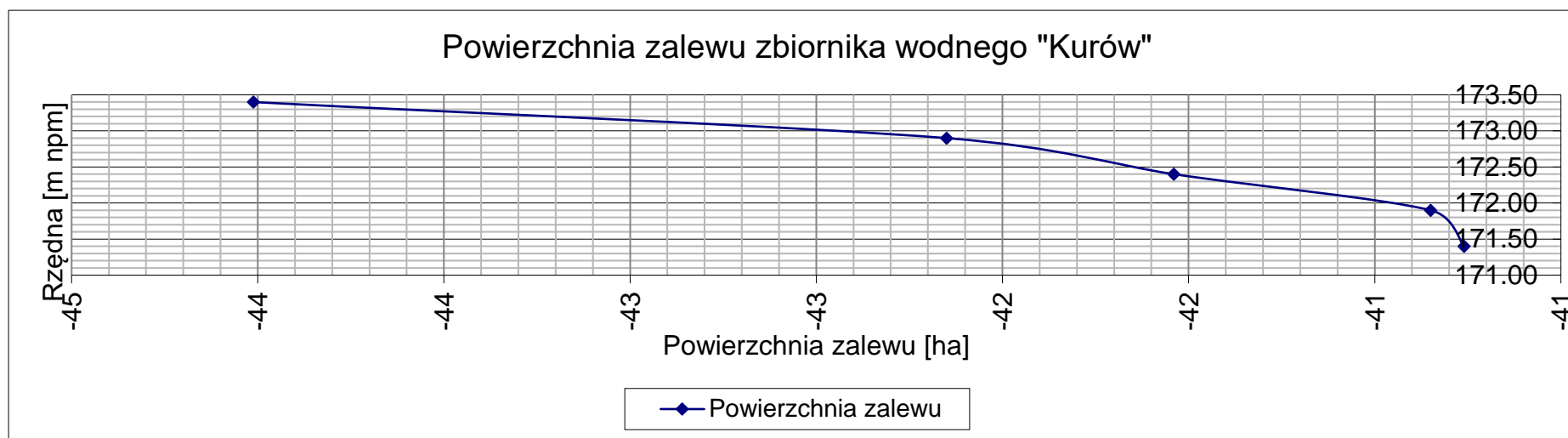
Krzywe pojemności i powierzchni zalewu zbiornika „Kurów” pokazano na poniższych wykresach:



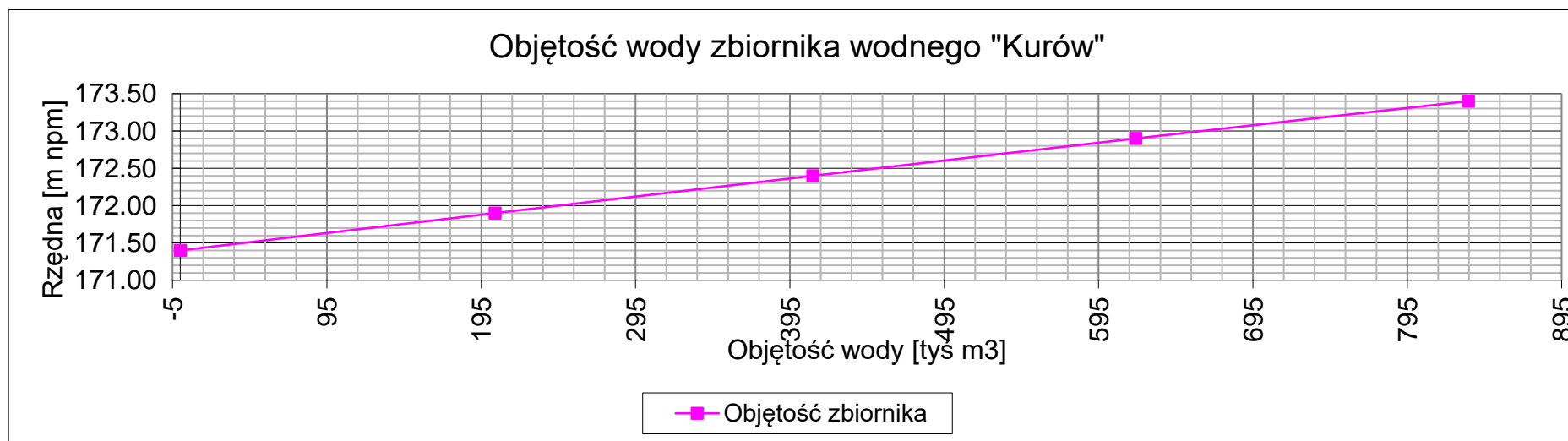
Tabela nr 16

L.p	rzędne	$\Delta H$	Powierzchnia zalewu	Objętość		P	V
	[m npm]	[m]		$\Delta V$	V		
			[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[ha]	[tyś m <sup>3</sup> ]
1	171.40	0.00	407600	0	0	40.760	0.000
2	171.90	0.50	408500	204025	204025	40.850	204.025
3	172.40	0.50	415400	205973	409998	41.540	409.998
4	172.90	0.50	421500	209223	619221	42.150	619.221
5	173.40	0.50	440120	215388	834609	44.012	834.609

Wykres nr 1



Wykres nr 2



## **4. DANE GEOLOGICZNE**

### **4.1. Charakterystyka obszaru badań**

Na potrzeby wykonania dokumentacji projektowej wykonano w 2021r. opracowanie [13] „Opinie geotechniczną. Dokumentację badań podłoża gruntowego dla potrzeb projektu budowlanego zbiornika małej retencji w Kurowie”.

Dokumentacja [13] zawierała informacje na temat: ogólnej charakterystyki obszaru badań, budowy geologicznej, parametrów geotechnicznych oraz warunków hydrogeologicznych. Ponadto przedstawiono ogólne zalecenia i wnioski.

W ramach prac terenowych, realizowanych w dniach 16 - 19.05.2021 r., wykonano:

- tyczenie oraz niwelację 45 punktów badawczych,
- wiercenie 45 otworów geotechnicznych do głębokości 5,0 m p.p.t.,
- pobór 10 prób gruntu do laboratoryjnych badań parametrów fizycznych.
- łącznie 225,0 mb wierceń w 45 punktach badawczych.

### **4.2. Budowa geologiczna**

W podłożu projektowanego zbiornika stwierdzono obecność utworów czwartorzędowych reprezentowanych przez:

- a) Plejstocenijskie piaski i mułki rzeczno - jeziorne zlodowacenia północnopolskiego.

Osady rozpoznano we wszystkich otworach w postaci:

- żółtych, szarych i brązowych piasków pylastych, drobnych i średnioziarnistych;
- żółtych, szarych i brązowych pyłów, pyłów piaszczystych, piasków gliniastych i glin pylastych, przewarstwionych kilkumilimetrowymi wkładkami piasków drobnych;
- brązowych i ciemnobrązowych namułów i namułów piaszczystych.

Utwory plejstocenijskie rozpoznano na głębokości 0,3 – 4,3 m p.p.t. Ich spągu nie przewiercono.

- b) Holocenijskie namuły i torfy.

Osady nawiercono w postaci ciemnoszarych i brązowoszarych namułów i namułów piaszczystych oraz ciemnobrązowych torfów. Nawiercono je na głębokości 0,0 – 0,5 m, do głębokości 0,8 – 1,4 m.

### **4.3. Budowa hydrogeologiczna**

Wody gruntowe czwartorzędowego poziomu wodonośnego nawiercono we wszystkich otworach w postaci zwierciadła swobodnego oraz lokalnie napiętego. Warstwę wodonośną stanowią średnio i dobrze przepuszczalne piaski. Spągu warstwy wodonośnej nie przewiercono. Poziom wód zasilany jest przez infiltrację wód opadowych oraz zasilanie boczne. W dniu pomiarów zwierciadło wód stabilizowało się na głębokości 0,1 – 2,9 m p.p.t. co odpowiada rzędnym 171,62 – 173,55 m n.p.m.

Poziom ten podlega wahaniom w zależności od pory roku, intensywności opadów atmosferycznych oraz pracy systemu melioracyjnego. Pomiar prowadzono w okresie niżówki hydrologicznej - strefa stanów niskich średnich. W okresach zwiększonego zasilania wód gruntowych należy spodziewać się podniesienia ich poziomu o co najmniej 0,5 m. Dla potrzeb szczegółowej oceny zjawiska wahania wód należy wykonać obserwację piezometryczną.

Spływ wód gruntowych kształtowany jest przez sieć rowów melioracyjnych i odbywa się w kierunku osi lokalnej doliny.

### **4.4. Warunki geotechniczne**

Charakterystyczne parametry geotechniczne wyznaczono metodą B. Współczynnik filtracji  $k_{10}$  wydzielonych warstw wyznaczono laboratoryjnie w oparciu o metody określone w PN-EN 1997-2:2007 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne.

Dla całego obszaru wydzielono cztery serie geotechniczne:

a) Seria geotechniczna I

Zbudowana z przypowierzchniowych utworów próchniczych, nierozdzielonych. W jej obrębie wyróżniono jedną warstwę geotechniczną.

Warstwa geotechniczna I

Zaliczono do niej grunty organiczne w postaci piasków drobnych, glin i piasków gliniastych z domieszkami materiału organicznego. Ze względu na niejednorodność nie określono ich cech fizykomechanicznych

b) Seria geotechniczna II

Zbudowana z plejstocęńskich piasków rzeczno - jeziornych. W jej obrębie wyróżniono jedną warstwę geotechniczną.

Warstwa geotechniczna IIb

Zaliczono do niej piaski pylaste, drobne oraz średnioziarniste, średniozagęszczone, o stopniu zagęszczenia  $I_D = 0,5$ , suche, mało wilgotne, wilgotne i nawodnione.

c) Seria geotechniczna III

Zbudowana z plejstocénskich utworów spoistych, rzeczno - jeziornych. W jej obrębie wyróżniono trzy warstwy geotechniczne.

Warstwa geotechniczna IIIa

Zaliczono do niej pyły, gliny pylaste i piaski gliniaste, w stanie od zwartego do twardoplastycznego, o stopniu plastyczności  $I_L = 0,00 - 0,2$ , suche, mało wilgotne i wilgotne.

Warstwa geotechniczna IIIb

Zaliczono do niej pyły, gliny pylaste i piaski gliniaste, plastyczne, o stopniu plastyczności  $I_L = 0,28 - 0,45$ , wilgotne.

Warstwa geotechniczna IIIc

Zaliczono do niej pyły miękkoplastyczne, o stopniu plastyczności  $I_L = 0,55 - 0,68$ , wilgotne.

d) Seria geotechniczna IV

Zbudowana plejstocénskich namułóW oraz holocénskich namułóW i torfóW. W jej obrębie wyróżniono dwie warstwy geotechniczne.

Warstwa geotechniczna IVa

Zaliczono do niej namuły, wilgotne.

Warstwa geotechniczna IVb

Zaliczono do niej namuły i torfy, wilgotne.

Na przedmiotowym obszarze występują złożone warunki gruntowo - wodne.

Wody gruntowe nawiercono we wszystkich otworach, w postaci zwierciadła o charakterze swobodnym oraz lokalnie naporowym.

Analizowany teren położony jest w strefie, dla której głębokość przemarzania gruntu wynosi  $h_z = 1.0$  m.

Bazując na wynikach opracowania [13] Opinia geotechniczna, ocenia się możliwości utrzymania wód w planowanym zbiorniku wodnym „Kurów”, gdzie nasycenie gruntu (zbiornik podziemny) jest utrzymywany wraz z bezpośrednią wysokością wody w korycie kanału. Woda zasilająca planowany zbiornik jest w bezpośrednim kontakcie z wodą w korycie rzeki. Dodatkowo, jak wynika z badań geotechnicznych na całym obszarze występują warstwy geologiczne w podłożu przyszłego zbiornika, które stanowią uprzywilejowane drogi filtracji (ucieczki wody) ze zbiornika. W tym celu należy w przyszłej dokumentacji

projektowej zastosować zabezpieczenie przeciwfiltracyjne, np. zawieszoną przesłonę przeciwfiltracyjną na obwodzie zbiornika w celu uszczelnienia i zminimalizowania ucieczki wody ze zbiornika.

#### **4.5. OCENA WARUNKÓW GRUNTOWO – WODNYCH DLA POTRZEB BUDOWY ZBIORNIKA WODNEGO**

Zgodnie z Koncepcją Programowo Przestrzenną zbiornika wodnego „Kurów” [12], ze względu na ograniczone możliwości piętzenia wody, planowany zbiornik ma charakter podziemny, tj. wykopany w dnie doliny na średnią głębokość 2,0 m.

Uwzględniając wysokie poziomy wód gruntowych należy uznać panujące warunki gruntowo-wodne na badanym terenie jako korzystne dla lokalizacji planowanego zbiornika wodnego. W czasie prowadzonych prac terenowych, tj. w okresie niżówki hydrologicznej, poziom wód gruntowych stabilizował się w poziomie projektowanego dna czaszy zbiornika podziemnego.

W zasięgu rozpoznania nie stwierdzono pęknięć krasowych, mogących powodować ucieczkę wód z projektowanego zbiornika.

Szczegółowa ocena możliwości utrzymania wód w planowanym zbiorniku wodnym „Kurów” powinna być przedmiotem odrębnego opracowania, tj. wykonanie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej, która określi zapotrzebowanie wody dla zbiornika, w tym na nasycenie gruntu (zbiornik podziemny), napełnienie misy zbiornika, uzupełnienie ubytków wody (przebiegi boczne).

Uwzględniając płytkie zaleganie wód gruntowych oraz podziemny charakter projektowanego zbiornika wodnego „Kurów”, panujące warunki gruntowo-wodne określa się jako korzystne dla jego lokalizacji na przedmiotowym obszarze.

### **5. DANE HYDRAULICZNE**

#### **5.1. CEL OPRACOWANIA**

Celem opracowania jest wykonanie obliczeń hydraulicznych, które posłużą do rozpoznania i oceny zdolności retencyjnej zbiornika Kurów projektowanego w ramach zadania pn. „Wykonanie analizy hydrologicznej w zakresie pracy planowanego zbiornika małej retencji w Kurowie, gm. Wieluń”.

Na potrzeby niniejszego opracowania wykonano model hydrauliczny jednowymiarowy

opisujący pracę zbiornika wodnego „Kurów” pod kątem napełnienia czaszy zbiornika połączonego na modelu opad – odpływ dla zlewni.

W opracowaniu analizie poddano przejście fali powodziowej o prawdopodobieństwie przewyższenia Q1% .

W modelu wykorzystano wykonane przekroje poprzeczne kanału, profil podłużny oraz przekroje charakterystyczne.

## 5.2. OPIS PRZYJĘTEJ METODYKI OBLICZEŃ W PROGRAMIE HEC-RAS

W celu obliczenia zdolności przepustowej hydraulicznej zastosowano oprogramowanie HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System).

Podstawowe obliczenia polegają na rozwiązaniu jednowymiarowego równania energii strumienia. Straty energii są uwzględnione w szorstkości (formuła Manninga) i dławieniu (odpowiedni współczynnik mnożony przez zmianę wysokości energii). W miejscach, gdzie mamy do czynienia z ruchem szybkozmiennym, do obliczeń używa się równania ilości ruchu. Do modelu włączone są procedury obliczeń hydraulicznych typu ustalonego w zakresie budowli wodnych i obszarów węzłowych.

Obliczenie układu zwierciadła wody odbywa się za pomocą rozwiązywania równania energii dla kolejnych par przekrojów zgodnie z równaniem:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2}{2g} \times V_2^2 = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1}{2g} \times V_1^2 + h_e$$

Gdzie:

$Z_1, Z_2$  - wysokość dna rzeki;

$Y_1, Y_2$  - głębokość wody;

$\alpha_1, \alpha_2$  - współczynniki rozkładu prędkości Saint – Venant’a;

$V_1, V_2$  - prędkości średnie (całkowite natężenie przepływu w stosunku do całkowitej powierzchni przepływu);

$g$  - przyspieszenie ziemskie;

$h_e$  - straty energii.

Straty energii zaistniałe między dwoma przekrojami obejmują spadek tarcowy oraz straty na kontrakcję. Równanie strat energetycznych ma postać:

$$h_e = L \times S_f + C \times \left( \frac{\alpha_2 \times V_2^2}{2g} + \frac{\alpha_1 \times V_1^2}{2g} \right)$$

gdzie :

- $L$  - średnia ważona odległość między przekrojami względem ilości przepływu prowadzonego przez poszczególne części przekroju;
- $S_f$  - spadek linii energii pomiędzy przekrojami wynikły z tarcia (spadek tarciowy)
- $C$  - współczynnik kontrakcji, zwężenia lub rozszerzenia przekroju.

W celu obliczenia hydrogramu wypływu wody z wyrwy zastosowano oprogramowanie Hec-Ras (Hydrologic Engineering Centers River System).

W przypadku obliczania przepływów nieustalonych program stosuje równania St. Venanta w postaci:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_b \quad (7)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (8)$$

gdzie:  $Q$ -natężenie przepływu wody [ $m^3/s$ ],  
 $A$ -pole powierzchni przekroju czynnego [ $m^2$ ],  
 $x$ -współrzędna zgodna z kierunkiem przepływu wody [ $m$ ],  
 $t$ -czas [ $s$ ],  
 $S_f$ -spadek hydrauliczny [-].

### 5.3. GEOMETRIA MODELU

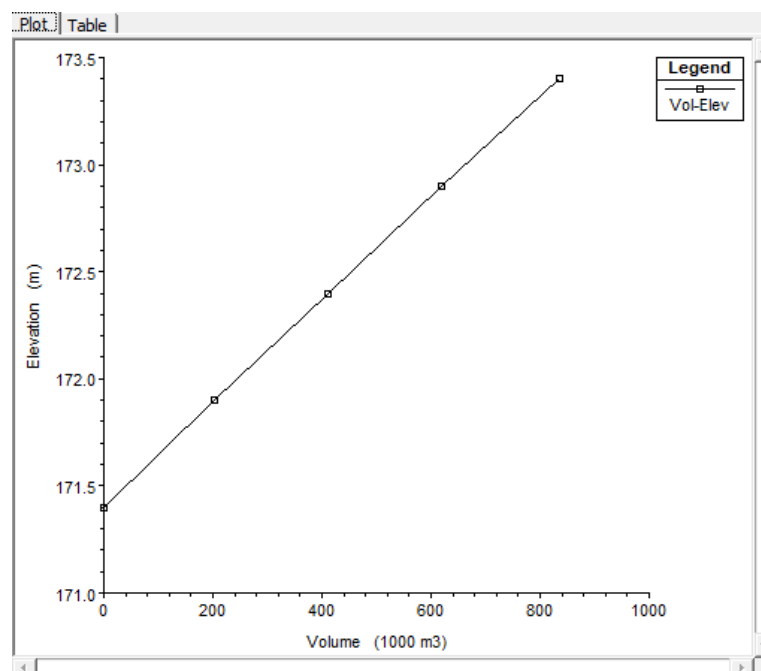
W obliczeniach wykorzystano numeryczny model terenu (NMT) o rozdzielczości 1,0 m (źródło: [www.geoportal.gov.pl](http://www.geoportal.gov.pl)), Dane dotyczące geometrii zbiornika zaczerpnięto z opracowania „koncepcja programowo-przestrzenna zbiornika wodnego Kurów – faza 1 Sieradz 2004 r.”

Wlot do zbiornika zamodelowano w postaci przelewu bocznego o szerokości 2,0m, o koronie na rzędnej 173,00 m (między przekrojami 7075 i 6811). Wylot ze zbiornika w postaci przelewu bocznego o szerokości 2,0m o koronie na rzędnej 172,5 m (miedzy przekrojami 3570 i 3279). Sterowanie napełnianiem i opróżnieniem zbiornika odbywa się za pomocą

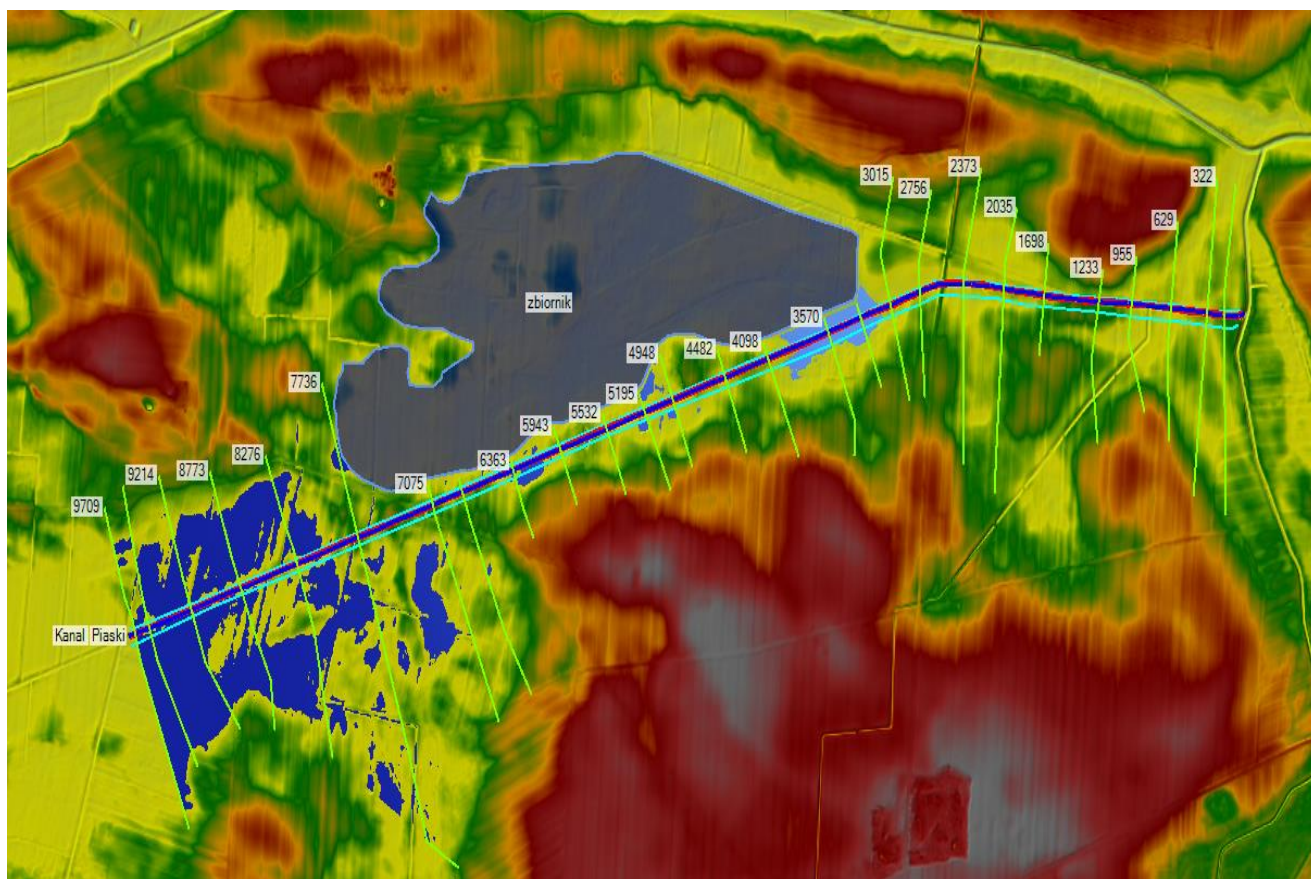


zamknąć zastawkowych na wlocie i wylocie ze zbiornika.

Dane hydrauliczne zbiornika zostały w modelu zdefiniowane w postaci krzywej piętrzenia.



Rys.4 krzywa piętrzenia zbiornika.



Rys.5 Widok modelu

W modelu uwzględniono odcinek kanału Piaski-Kurów aż do ujścia do kanału Krzyworzyckiego.

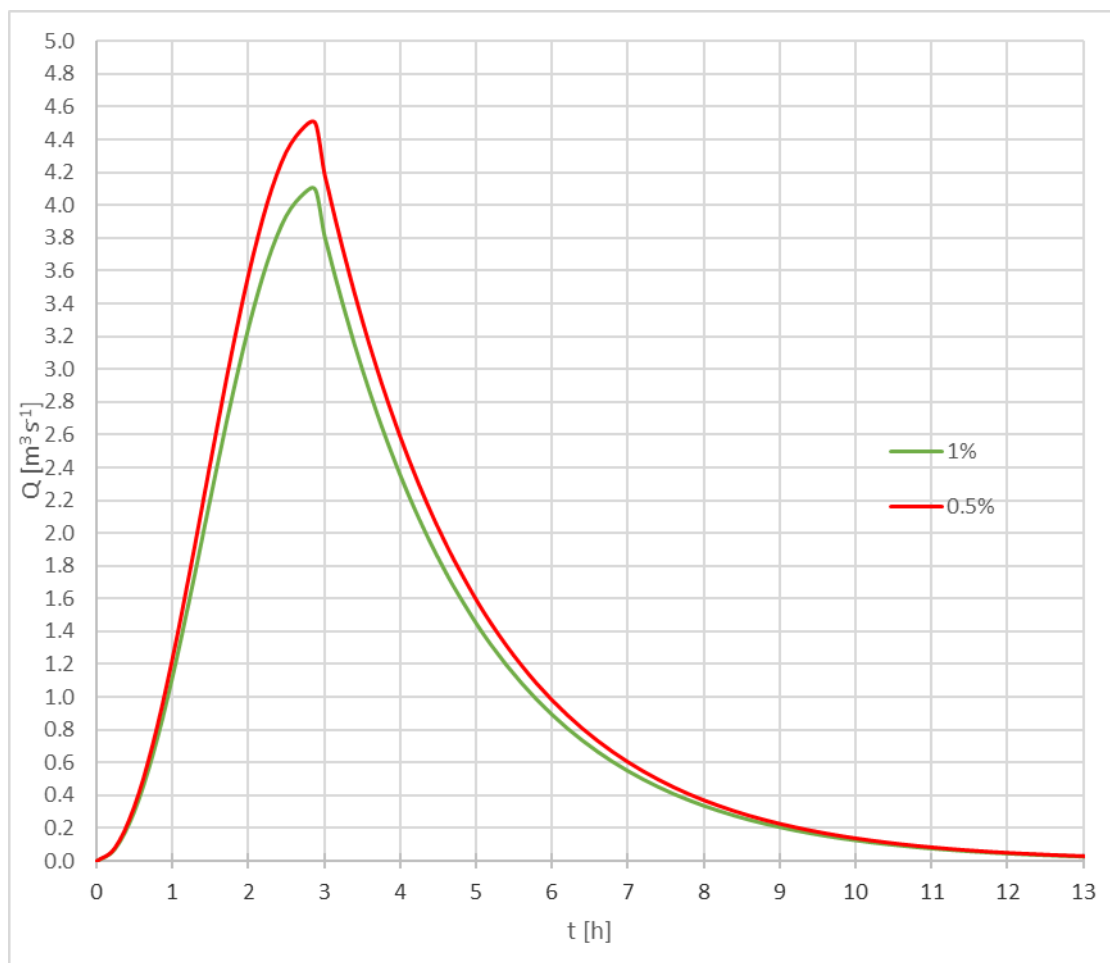
Współczynniki szorstkości Manninga wg Ven Te Chow dla koryta  $n=0,03$ , a dla terenów zalewowych  $n=0,04$ . Współczynniki kontrakcji i ekspansji przyjęto jak dla zmian łagodnych tj, odpowiednio 0,1 i 0,3.

#### 5.4. DANE HYDROLOGICZNE

Dane hydrologiczne zaczerpnięto z danych hydrologicznych, wykonanych na potrzeby niniejszego opracowania.

Z punktu widzenia prawidłowej oceny warunków hydrologicznych kształtowania się przepływu konieczne było wyznaczenie wielkości hydrologicznych w planowanej lokalizacji wlotu na zbiornik na Kanale Piaski-Kurów (km 2+345) oraz w przekroju, w którym odbywał

się będzie zrzut wód ze zbiornika do Kanału Piaski-Kurów (km 0+978).



Rysunek 6. Hydrogram hipotetyczny dla przepływu miarodajnego i kontrolnego w przekroju planowanej lokalizacji wlotu na zbiornik (km 2+345)

## 5.5. WARUNKI BRZEGOWE

Dolny warunek brzegowy: - głębokość normalna - przekrój 175.

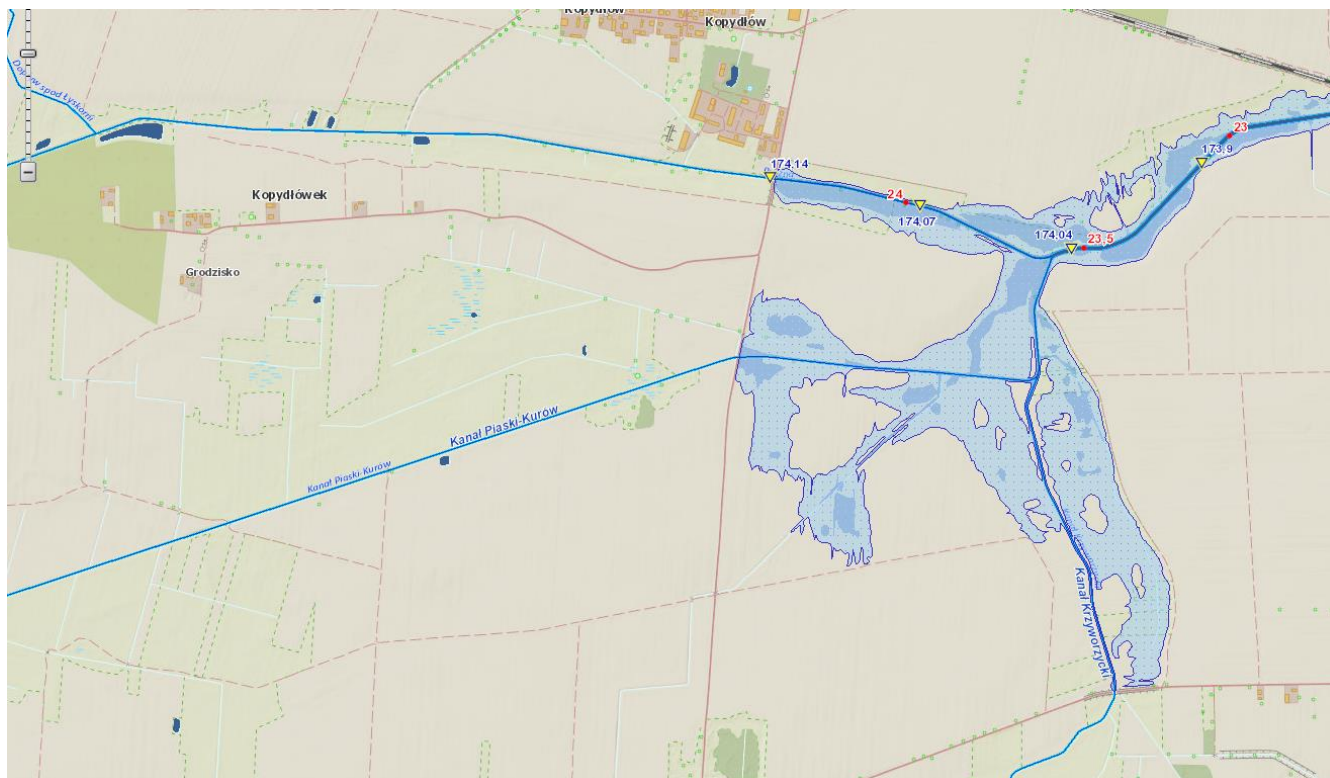
Górny warunek brzegowy: dla kanału Piaski – Kurów, jako górny warunek brzegowy wstawiono hydrogram fali  $Q$  1% i  $Q$  0,5%. – przekrój 9709.

Początkowe napełnienie zbiornika 172,5 m npm.

Należy zaznaczyć, iż projektowany zbiornik znajduje się pod wpływem cofki z rzeki Pysznjej oraz kanału Krzyworzyckiego, stąd jego ewentualne zdolności retencyjne są uzależnione od kształtowania się poziomu zwierciadła wody w tym węźle wodnym.

Z map ISOK - Mapy zagrożenia powodziowego dla przepływu o prawdopodobieństwie występowania 1% (raz na sto lat) poziom zwierciadła wody znajduje się na rzędnej 174,00 m

npm i jest powyżej poziomu wody w rozpatrywanym zbiorniku.



Rys.7 Strefa zagrożenia powodziowego dla przepływu Q1% w rejonie inwestycji

## 5.6. WYNIKI OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

### - STAN PROJEKTOWANY

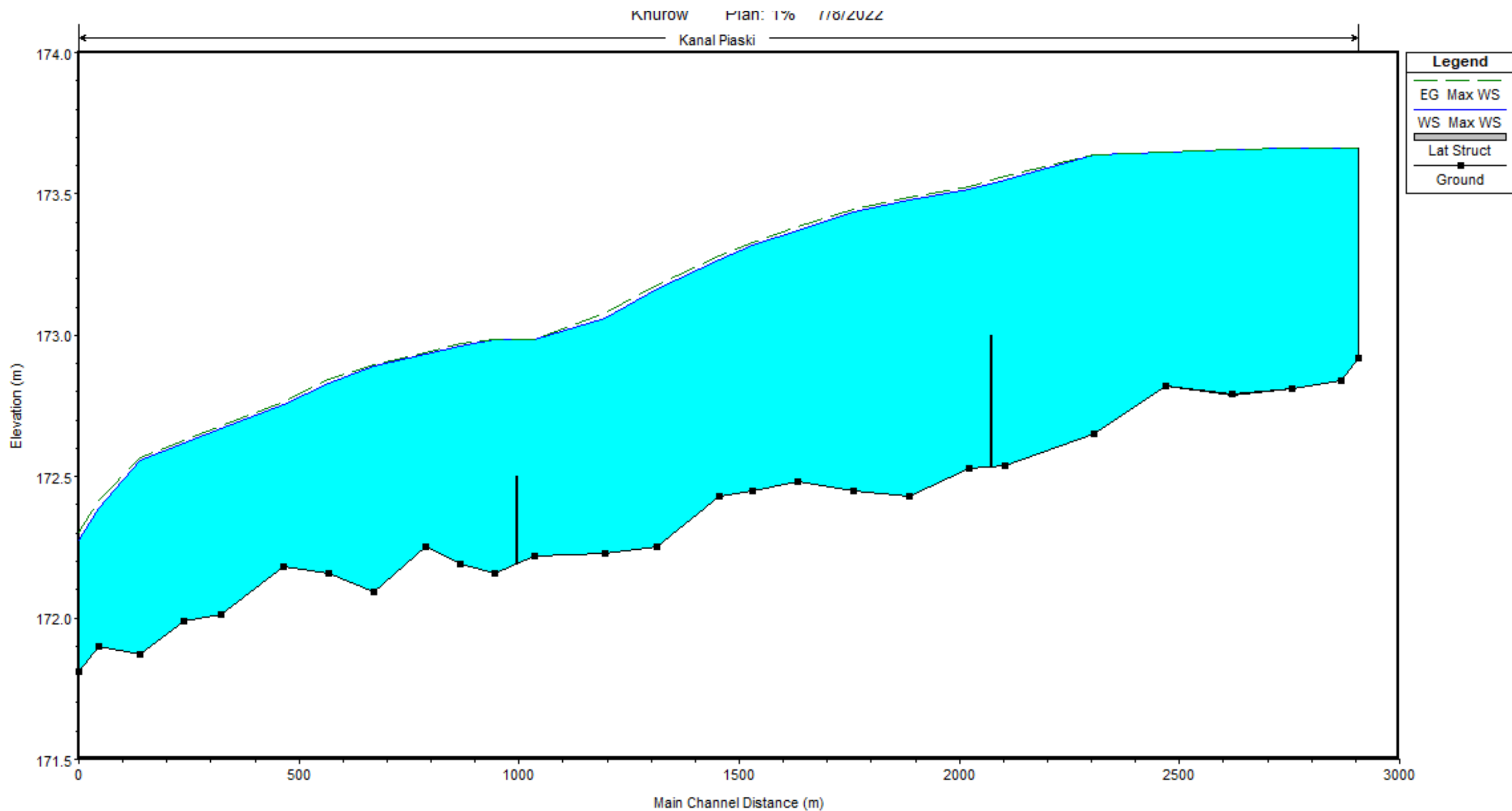
Wyniki przeprowadzonych obliczeń przedstawiono w tabeli poniżej:

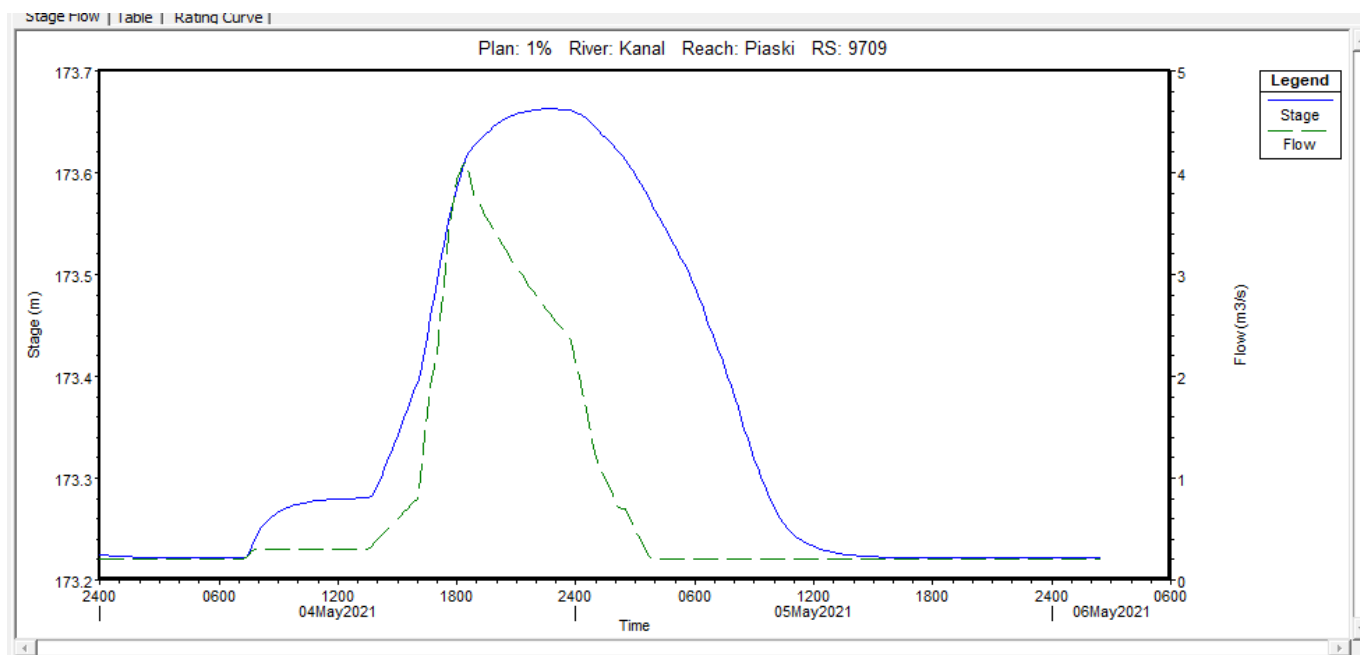
Station	Q	rzędna dna	ZW	V	Pole przepływu	Fr
-	[m <sup>3</sup> /s]	[m npm]	[m npm]	[m/s]	[m <sup>2</sup> ]	-
9709	2.63	172.92	173.66	0.05	104.56	0.02
9584	2.62	172.84	173.66	0.06	92.27	0.02
9214	2.6	172.81	173.66	0.13	53.85	0.06
8773	2.57	172.79	173.66	0.12	55.61	0.05
8276	2.53	172.82	173.65	0.2	34.52	0.09
7736	2.52	172.65	173.63	0.2	29.74	0.08
7075	2.52	172.54	173.53	0.69	5.33	0.28
6920	Przelew					
6811	1.55	172.53	173.5	0.4	4.81	0.16
6363	1.55	172.43	173.46	0.4	4.61	0.17

5943	1.55	172.45	173.42	0.41	3.76	0.18
5532	1.54	172.48	173.35	0.53	2.89	0.23
5195	1.54	172.45	173.3	0.44	4.37	0.21
4948	1.54	172.43	173.25	0.55	3.27	0.27
4482	1.54	172.25	173.14	0.56	2.75	0.24
4098	1.54	172.23	173.03	0.65	2.35	0.3
3570	1.53	172.22	172.95	0.14	16.33	0.07
3350	Przelew					
3279	0.76	172.16	172.95	0.07	18.18	0.03
3015	0.76	172.19	172.93	0.39	1.97	0.19
2756	0.76	172.25	172.89	0.37	2.2	0.18
2373	0.76	172.09	172.86	0.33	2.29	0.16
2035	0.76	172.16	172.8	0.45	1.67	0.24
1698	0.76	172.18	172.72	0.45	1.69	0.24
1233	0.76	172.01	172.64	0.38	2.17	0.19
955	0.76	171.99	172.59	0.44	1.9	0.24
629	0.76	171.87	172.53	0.41	1.84	0.2
322	0.76	171.9	172.36	0.73	1.04	0.45
175	0.76	171.81	172.25	0.71	1.07	0.42

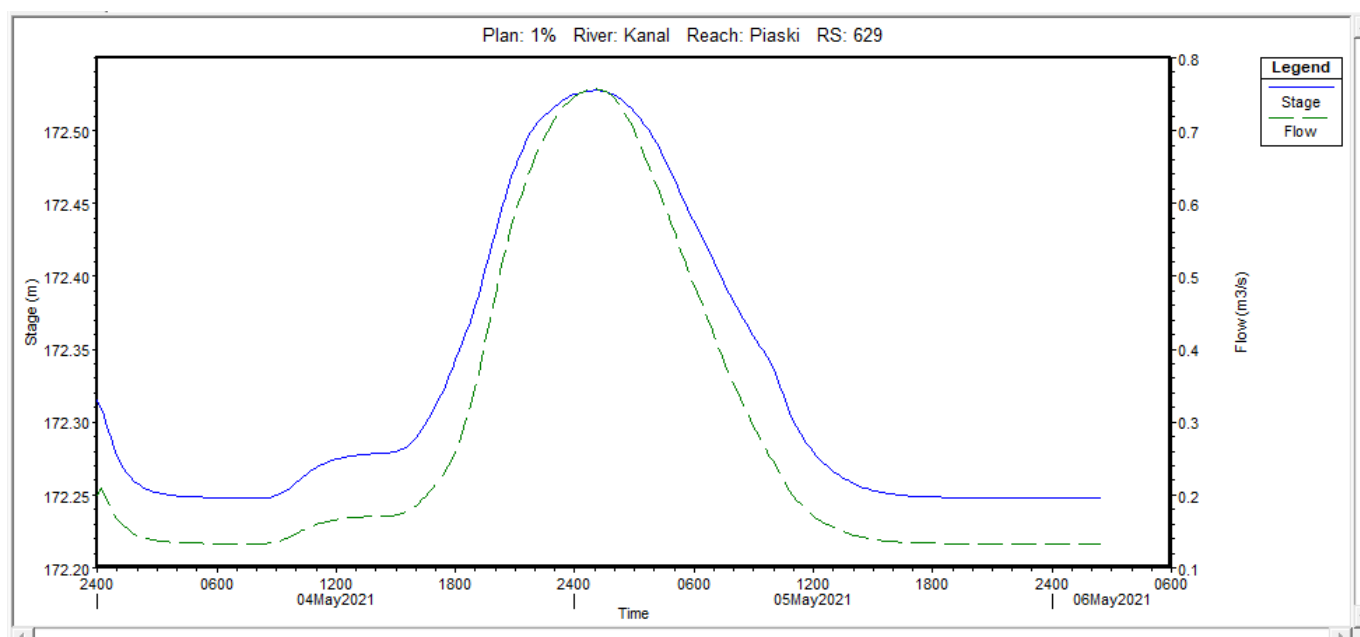
Tab. 17. Charakterystyczne parametry przepływu dla stanu projektowanego

Rys. 8. Profil podłużny dla kanału Piaski-Kurów – stan projektowany





Rys.9 Hydrogram stanów i przepływów w przekroju początkowym 9709



Rys.10 Hydrogram stanów i przepływów w przekroju 629

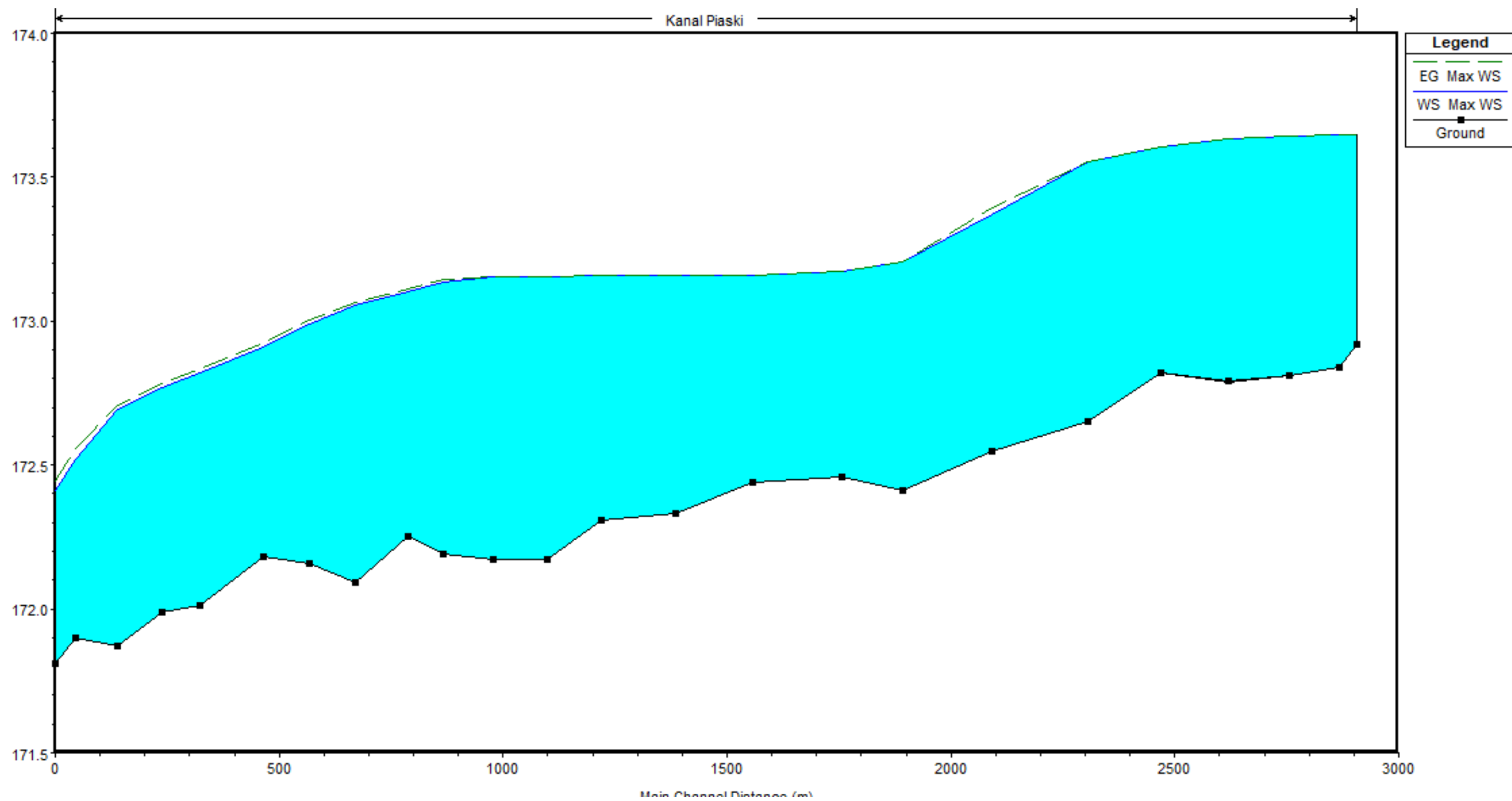
**- STAN ISTNIEJACY**

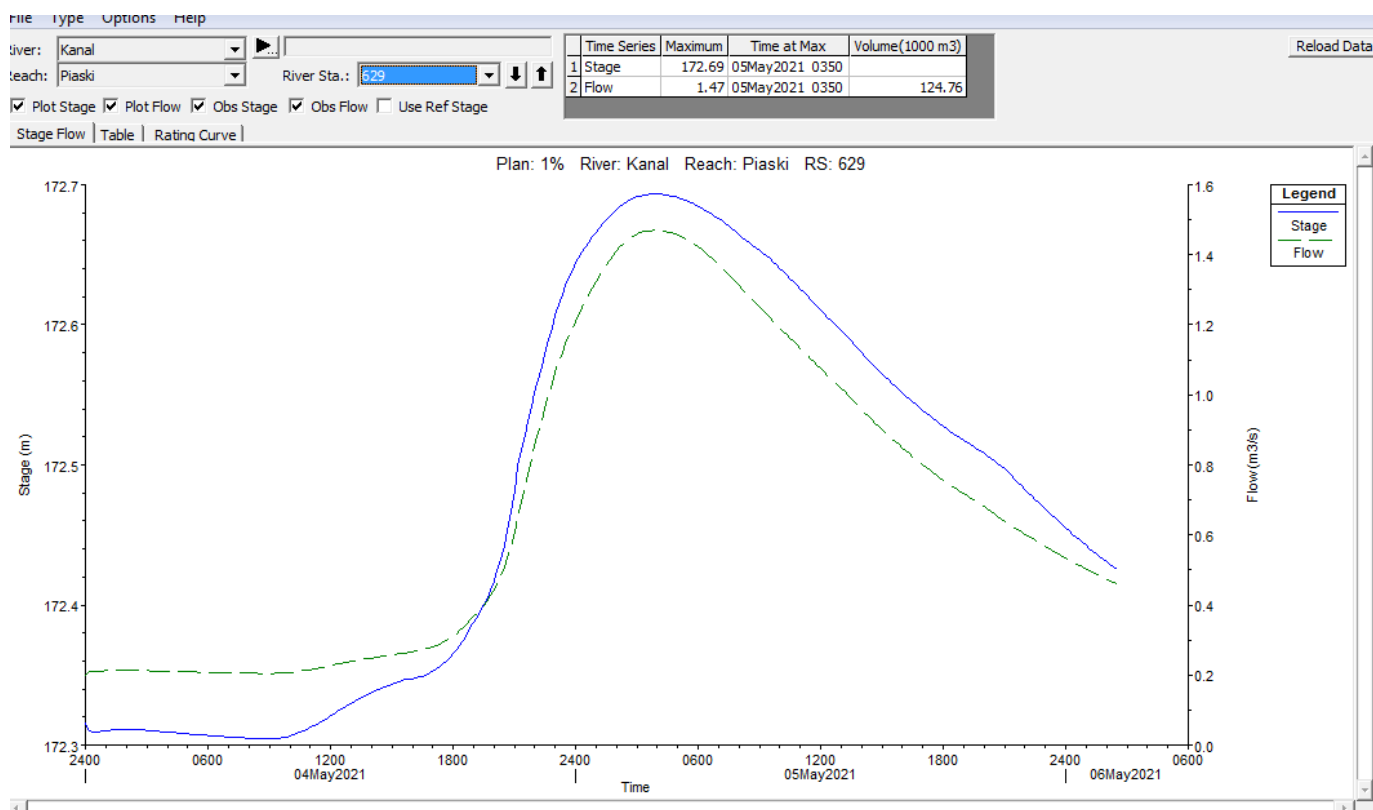
Station	Q	rzędna dna	ZW	V	Pole przepływu	Fr
-	[m <sup>3</sup> /s]	[m npm]	[m npm]	[m/s]	[m <sup>2</sup> ]	-
9709	3.11	172.92	173.65	0.07	97.51	0.03
9584	3.11	172.84	173.65	0.07	86.19	0.03
9214	3.08	172.81	173.64	0.18	47.29	0.08
8773	3.06	172.79	173.63	0.16	48.06	0.07
8276	3.05	172.82	173.6	0.36	22.32	0.17
7736	3.05	172.65	173.55	0.39	16.56	0.17
7035	3.04	172.55	173.37	0.83	8.07	0.38
6381	2.62	172.41	173.2	0.38	14.93	0.18
5940	1.92	172.46	173.17	0.23	19.54	0.11
5285	1.51	172.44	173.16	0.06	55.98	0.03
4719	1.5	172.33	173.16	0.04	74.99	0.02
4175	1.48	172.31	173.16	0.1	34.95	0.05
3784	1.47	172.17	173.16	0.02	101.93	0.01
3386	1.47	172.17	173.16	0.03	92.65	0.01
3015	1.47	172.19	173.14	0.4	5.23	0.17
2756	1.47	172.25	173.1	0.44	3.64	0.19
2373	1.47	172.09	173.06	0.43	3.39	0.18
2035	1.47	172.16	172.99	0.57	2.59	0.26
1698	1.47	172.18	172.91	0.55	2.68	0.26
1233	1.47	172.01	172.82	0.47	3.51	0.21
955	1.47	171.99	172.77	0.52	3.19	0.24
629	1.47	171.87	172.69	0.56	2.63	0.25
322	1.47	171.9	172.52	0.86	1.71	0.45
175	1.47	171.81	172.41	0.85	1.72	0.44

Tab. 18. Charakterystyczne parametry przepływu dla stanu istniejącego.



Rys. 11. Profil podłużny dla kanału Piaski-Kurów – stan istniejący





Rys.12 Hydrogram stanów i przepływów w przekroju 629

Przeprowadzone obliczenia pozwoliły ustalić, iż:

- Projektowany zbiornik wodny zlokalizowany jest na naturalnym obszarze zalewowym o dużym potencjale retencyjnym.
- Fala powodziowa ulega bardzo szybkiej retencji dolinowej, zdrenowanie rozpatrywanego obszaru rowami melioracyjnym sprzyja szybkiemu spłaszczeniu fali.
- Zbiornik „kopany”, który w trakcie przejścia fali powodziowej jest wypełniony do max. rzędnych, nie ma istotnego wpływu na redukcję fali powodziowej.
- Dodatkowo należy uwzględnić fakt, iż projektowany zbiornik znajduje się pod wpływem cofki z rzeki Pysznnej oraz kanału Krzyworzyckiego, stąd jego ewentualne zdolności retencyjne są uzależnione od kształtowania się poziomu zwierciadła wody w tym węźle wodnym. Z map ISOK dla przepływu 1% poziom zwierciadła wody znajduje się na rzędnej 174,00 m n.p.m i jest powyżej poziomu wody w rozpatrywanym zbiorniku.

- W rozpatrywanym przypadku (brak cofki na kanale Krzyworzyckim) retencyjne działanie zbiornika pozwoliło obniżyć poziom wody poniżej zbiornika o ok. 20 cm w stosunku do stanu istniejącego.

## 6. INFORMACJA O PROJEKTOWANYM OBIEKCIE

Projektowany zbiornik wodny „Kurów” o powierzchni zalewu wynoszącej 44 ha projektuje się jako kopany. Maksymalny poziom wody odpowiadający zarazem normalnemu poziomowi piętrzenia NPP wynosi 173,40 m n.p.m. jest położony poniżej przyległego terenu średnio o 0,1 m. Dno od strony zasilania po stronie zachodniej projektuje się na rzędnej 170,50 m n.p.m., i od strony wschodniej przy młynie spustowym na rzędnej 170,40 m n.p.m. - tak więc maksymalna głębokość zbiornika wynosi 2,0 m.

Budowa projektowanego zbiornika wymaga usunięcia ok. 8130 m<sup>3</sup> gruntu z czaszy zbiornika, z czego na humus przypada 420 m<sup>3</sup>.

Wlot do zbiornika zamodelowano w postaci przelewu bocznego o szerokości 2,0m, o koronie na rzędnej 173,00 m (między przekrojami 7075 i 6811). Wylot ze zbiornika w postaci przelewu bocznego o szerokości 2,0m o koronie na rzędnej 172,5 m (między przekrojami 3570 i 3279). Sterowanie napełnianiem i opróżnianiem zbiornika odbywa się za pomocą zamknięć zastawkowych na wlocie i wylocie ze zbiornika.

Budowa ziemnego zbiornika wodnego zachowa rolniczy charakter i funkcję terenu oraz będzie stanowiło ważny element w procesie retencjonowania wód. Projektowany zbiornik wodny będzie napełniany wyłącznie wodami opadowymi i roztopowymi oraz wodami gruntowymi.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007r w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie - Dz.U. Nr 86 poz.579, projektowana inwestycja w rozumieniu rozporządzenia jest pozaklasowa.

Podstawowe parametry zbiornika wodnego „Kurów:

- rzędna dna – 171,40 m n.p.m.,
- rzędna terenu przyległego – około 173,50 m n.p.m.,
- głębokość maksymalna wody 2,0 m,

- nachylenie skarp: 1:3, skarpy naturalne, nieubezpieczone
- rzędna wody w zbiorniku: max. 173,40 m n.p.m.,
- powierzchnia zbiornika w poziomie max. lustra wody: 44 ha,
- pojemność zbiornika przy poziomie max. lustra wody: 834 tys. m<sup>3</sup>,
- lokalizacja obiektu (oś zbiornika) PL ETRF 2000: x: 5678398,95; y: 6533482,83
- lokalizacja obiektu: gm. Wieluń, obręb Kurów.

Grunt z wykopów zbiornika należy wywieść w wskazane miejsce przez Gminę Wieluń. Gruty te nie nadają się do wbudowania na nasypy korpusu zapory zbiornika ze względu na złe parametry geotechniczne, które nie spełniają norm budowlanych i wymagań technicznych.

Grunty do budowy korpusu zapory ziemnej należy dowieźć z certyfikowanego punktu sprzedaży gruntów nadających się do budowy nasypów hydrotechnicznych.

Przeprowadzone obliczenia wykazują dostateczną zasobność zlewni w wodę, w ilości niezbędnej do napełnienia zbiornika wodnego o założonych parametrach, jak również do uzupełnienia strat w okresie jego eksploatacji.

## 7. DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA

Fot.1. Przepust drogowy poniżej zbiornika na cieku Kurów – Piaski. Przepust betonowy rurowy 3 szt. o średnicy  $\Phi 1200$  mm, L = 14m.





Fot.2. Widok na ciek Kurów – Piaski powyżej przepustu na drodze gruntowej. Miejsce wylotu z planowanego zbiornika wodnego.



Fot.3. Widok na ciek Kurów – Piaski powyżej przepustu na drodze gruntowej. Przepust betonowy rurowy 2 szt. o średnicy  $\Phi 1200$  mm,  $L = 10$ m.





Fot.4. Widok na ciek Kurów – Piaski powyżej przepustu na drodze gruntowej. Przepust betonowy rurowy 2 szt. o średnicy  $\Phi 1200$  mm, L = 10m.



Fot.5. Widok na ciek Kurów – Piaski poniżej przepustu na drodze gruntowej. Przepust betonowy rurowy 2 szt. o średnicy  $\Phi 1200$  mm, L = 10m. Miejsce wlotu do planowanego zbiornika wodnego.





Fot.6. Widok na teren przewidziany pod budowę zbiornika wodnego od strony południowej.



Fot.7. Widok na teren przewidziany pod budowę zbiornika wodnego od strony południowej.





Fot.8. Widok na drogę w stronę Kopydlówka. Widok na teren przewidziany pod budowę zbiornika wodnego od strony północnej.



Fot.9. Widok na teren przewidziany pod budowę zbiornika wodnego od strony zachodniej.

