

## Hydropower potential of the lower Vistula

### Authors

Michał Szydłowski  
Dariusz Gąsiorowski  
Romuald Szymkiewicz  
Piotr Zima  
Jakub Hakiel

### Keywords

hydropower potential, cascade of dams, the lower Vistula, energy production

### Abstract

This paper presents an estimate analysis of the hydropower potential of the lower Vistula River from Warsaw to Gdańsk Bay. The calculations were made for a hydraulic model of the lower Vistula which takes into account potential development of barrages in a cascade system. Results obtained from the model simulations and from hydrological calculations were used to estimate the power of hydropower plants and the average annual energy output from the entire cascade system. The results of calculations indicate significant energy benefits resulting from the development of a cascade of hydropower plants in the lower Vistula. This study does not discuss the cascade project's economic viability or other aspects of its development (inland waterways, flood control, etc.).

**DOI: 10.12736/issn.2300-3022.2015102**

### Introduction

The hydropower potential of Polish rivers is relatively small and, more importantly, unevenly distributed. The Vistula accounts for the largest part (approx. 80%) [1], with approx. 65% of the potential in the lower Vistula. This represents 33% of the technically usable hydropower potential, which corresponds to the yearly average energy output of 4000 GWh [2]. In addition, it should be emphasized that Poland uses only 11% of its available energy potential of rivers, which puts it in last place in Europe [1]. These numbers justify the need to fully utilise the hydropower potential of the lower Vistula through the development of new barrages in the cascade.

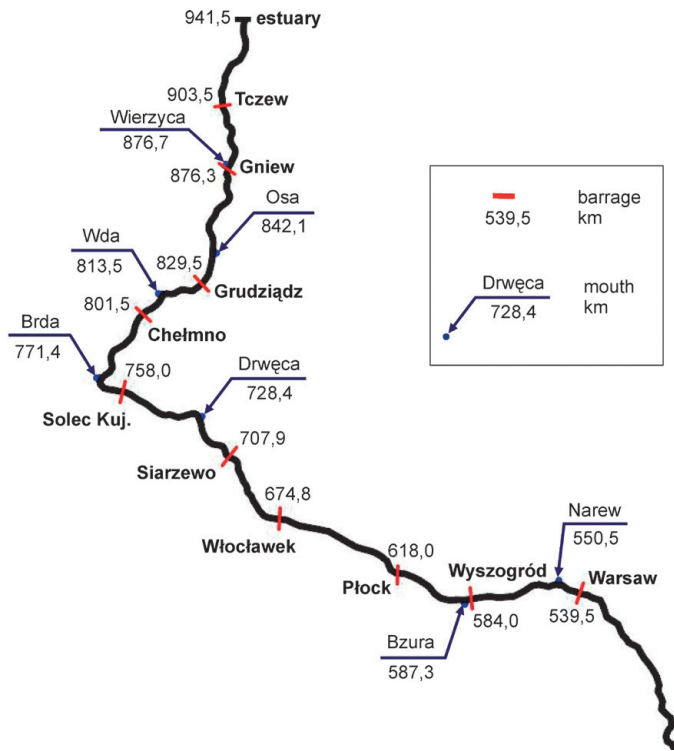
In the 1950s a concept was developed for a lower Vistula section of a cascade of low-head barrages with run-of-river reservoirs. The Lower Vistula Cascade (LVC) at the section from Wyszogród to Tczew (Fig. 1) was designed as a system of eight damming barrages, further expanded with the Warsaw barrage above the mouth of the Narew. The main objective of the project, in addition to the development of waterway and flood control capabilities, was to utilise the lower Vistula's hydropower potential. Unfortunately, over the years the Cascade project was constantly changed, and its final technical solutions were not been approved [2]. Out of the whole cascade system only one barrage was developed in Włocławek, with construction completed in 1970.

An initiative to reactivate the project of another LVC barrage has been taken by Energa SA.

In order to analyse the proposed LVC's impact on change in the flow conditions, a hydraulic model of the lower Vistula was developed at the Department of Hydraulic Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Gdańsk University of Technology, including the development of the cascade's barrages. Various aspects of LVC development – such as flood control, the option to route an international class inland waterway – the authors described in [3]. The results obtained from the model simulation with the appropriate hydrological analysis have also become the basis for estimating the LVC hydropower potential. This analysis focused on determining the powers of individual plants, and of the average annual energy output of individual barrages, as well as the entire system. The methodology, which consists of hydrological, hydraulic, and hydropower calculations, is detailed in this article.

### Lower Vistula Cascade

According to the hydrographic division, the lower Vistula includes the 391 km river section (Fig. 1) from the mouth of the Narew (550.5 km) to the sea (941.5 km). In the analysed section the largest right hand side tributaries are: Narew, Drwęca, and Osa. The largest left-hand tributaries are: Bzura, Brda, and Wierzyca.



River	Mouth [km]	Tributary	q [m <sup>3</sup> /s]	Δq [%]
Bug & Narew	550.5	R	328	32.8
Bzura	587.3	L	23	2.3
Drwęca	728.4	R	45	4.5
Brda	771.4	L	22	2.2
Wda	813.5	L	11	1.1
Osa	842.1	R	7	0.7
Wierzyca	876.7	L	8	0.8

Tab. 1. Rivers Included in the calculation are the largest Vistula River tributaries in the Warsaw – Świbno section with average discharge q and percentage shares Δq in the Vistula’s SSQ discharge (R and L – respectively right and left side tributaries)

Fig. 1. River network diagram with LVC barrages incl. Warsaw barrage

In Tab. 1 the tributaries included in the calculation are listed, with respective the average discharges. Also given are the estimated percentage shares of individual tributaries in relation to the average discharge (SSQ) of the Vistula River, which was adopted at 1000 m<sup>3</sup>/s. As is apparent from Tab. 1, of these tributaries the Narew and Bug represent the largest tributary with an average discharge of 328 m<sup>3</sup>/s, which is close to 33% of the Vistula’s SSQ discharge. This is more than the aggregated contribution of the other tributaries, which is 11.6%.

As discussed earlier, the LVC concept constantly changed over the years, and the changes focused mainly on the number of barrages and their locations, and the regular damming levels adopted for them. A detailed and historical account of the LVC project’s various modifications in 1957–2009 can be found in [2]. For the purpose of this analysis it was assumed that the cascade is made up of nine LVC damming barrages located over the section from Wyszogród (584.0 km) to Tczew (903.5 km), including the existing barrage in Włocławek (Fig. 1), and the Warsaw barrage (539.5 km). It was also assumed that the reservoirs bowls will be bounded with face and side dams, natural high banks of the valley and the current line of levees. In Tab. 2 basic details of LVC barrages and damming structures chosen for hydraulic calculations are listed.

Barrage	km	SSQ	NPP	MaxPP	MinPP	Weir crest elevation	Weir spans	
	[km]						No.	Width
		[m <sup>3</sup> /s]	[m a.s.l.]				[-]	[m]
Tczew	903.5	1046	11.0	12.5	10.5	3.2	15	25.0
Gniew	876.3	1037	18.5	20.0	18.0	10.7	15	25.0
Grudziądz	829.5	1027	25.5	27.0	25.0	17.7	15	25.0
Chełmno	801.5	1013	32.5	34.0	32.0	24.7	15	25.0
Solec Kuj.	758.0	986	41.0	42.5	40.5	33.2	15	25.0
Siarzewo	707.9	914	46.0	46.5	45.3	38.2	15	25.0
Włocławek	674.8	911	57.3	58.5	56.5	50.5	10	20.0
Płock	618.0	942	64.0	65.5	63.5	56.2	15	25.0
Wyszogród	584.0	886	70.5	72.0	70.0	62.7	15	25.0
Warsaw	539.5	549	81.0	82.5	80.5	73.2	15	25.0

Tab. 2. Barrage parameters in the adopted LVC concept (NPP, MaxPP, MinPP – normal, maximum, and minimum damming levels, respectively)

Parameters of the proposed barrages' hydroengineering structures, except the existing Włocławek barrage, were developed based on the engineering concept applied in the barrage downstream of Włocławek presented in [4]. It was assumed that all face dams will be equipped with the Jambor type weirs with 15 spans, each 25 m wide and as high as needed for the respective damming levels. The analysis was performed assuming the run-of-river operating regime of the hydropower plants. No previous concept was considered, which assumed the system's operating interventions. Details of the Włocławek barrage were adopted in accordance with [5].

### Hydrological calculations

Hydropower potential primarily depends on, besides the plant head, the river's discharge, which vary significantly during the year. In this case, the necessary hydrological details of the flow variations over time are provided by the flow duration curve determined for the observation period covering at least 20 years. This is a cumulative curve, which is formed by summation of the daily flow incidence. The flow duration curves with higher values were determined for the average year in the period 1991–2010 based on daily discharges. Calculations were made for the cross sections listed in Tab. 3.

The discharge incidences were determined in  $\Delta Q$  ranges with variable widths, which increase with increasing flows. The boundaries of these intervals are as follows [6]:

$$Q_0 = Q_{\min} \quad (1a)$$

km	Water level gauge section	Observations
504.1	Warsaw-Nadwilanówka	QW
539.5	Warsaw	N
586.9	Wyszogród	In
606.5	Kępa Polska	QW
632.4	Płock	In
679.4	Włocławek	In
707.9	Siarzewo	N
762.0	Solec Kujawski	In
806.8	Chelmno	In
835.0	Grudziądz	In
876.3	Gniew	N
908.6	Tczew	QW

Tab. 3. Cross sections for which the flow duration curves were determined with higher values; and observations of the discharge and water stage (Q, W), observations only of the water stage (W), uncontrolled cross section (N)

$$Q_i = Q_{\min} \exp(0,25i \times \delta) \text{ for } i = 1, 2, 3 \quad (1b)$$

$$Q_4 = Q_{\max} \quad (1c)$$

where:  $\delta$  is a logarithmic transformation of the flow variability range determined on the basis of the smallest discharge  $Q_{\min}$  and the largest discharge  $Q_{\max}$  in the period:

$$\delta = \ln Q_{\max} - \ln Q_{\min} \quad (2)$$

Range boundaries  $Q_i$  ( $i = 0, 1, \dots, 4$ ) allow determining the width of the main ranges  $\Delta Q = Q_{i+1} - Q_i$ , which are then divided into  $k$  equal sub-ranges as per the following formula:

$$\Delta q = \frac{\Delta Q}{k} \quad (3)$$

The study assumed  $k = 10$ , which ultimately corresponds to forty intervals, in which the discharge incidences were determined. By adding up discharge incidences determined this way (starting with the largest flow) the respective discharge durations were obtained and ultimately used to draw-up the flow duration curves.

In the first phase the flow durations curves were developed in the water-level gauge sections controlled by Warsaw-Nadwilanówka, Kępa Polska, and Tczew, where discharges are monitored. In uncontrolled sections or in sections where only the state is monitored located between Warsaw and Tczew sections, flow rates were calculated by interpolation of the following formula [7]:

$$Q_x = Q_G + \frac{Q_D - Q_G}{A_D - A_G} (A_x - A_G) \quad (4)$$

where:

$Q_x$  – discharge calculated in uncontrolled section,  $Q_G$  – discharge at upstream gauge section,  $Q_D$  – discharge at downstream gauge section,  $A_x$  – catchment area of uncontrolled section,  $A_G$  – catchment area of upstream gauge section,  $A_D$  – catchment area of top water gauge section.

Then, on the basis of the discharges determined this way, the respective flow duration curves were drawn-up for the other sections. Fig. 2 shows example the flow duration curves with higher flows designated for Warsaw-Nadwilanówka, Kępa Polska, and Tczew sections. Comparing the curves shown in Fig. 2, it can be seen that in the considered sections the individual discharges have different incidences. The duration of a given flow is significantly shorter in the Warsaw section than in Wyszogród and Tczew. For example, discharge  $Q_d = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$  (or higher) may stay ca. 150 days in Tczew section, while in the Warsaw section this discharge stays only ca. 40 days.

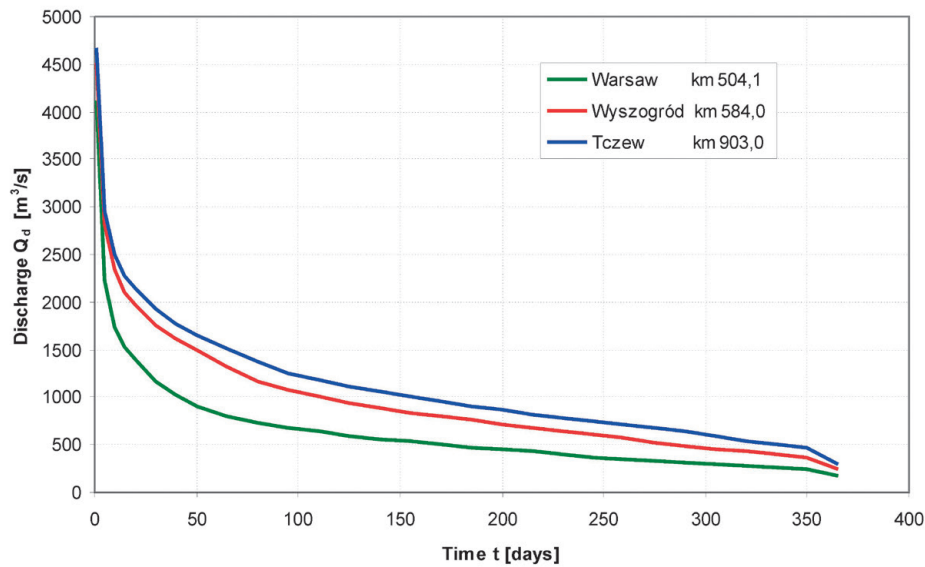


Fig. 2. The flow duration curves with higher values for the 1971–2010 average year, as determined in Warsaw, Kępa Polska, and Tczew

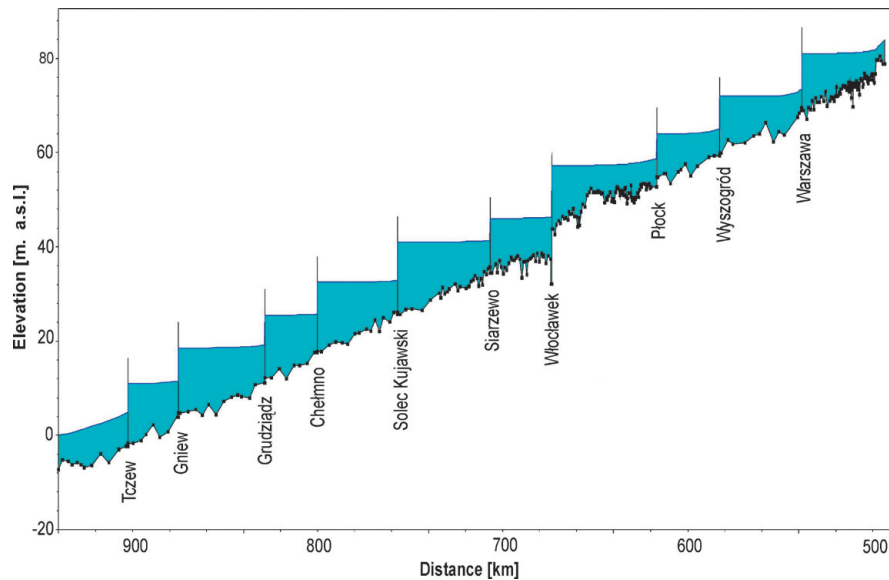


Fig. 3. Calculated longitudinal profile of water level in the adopted LVC concept at normal damming height NPP corresponding to SSQ discharge

## Hydraulic calculations

As shown earlier, also of relevance for hydropower potential analysis is the plant's head equal to the elevation differences between head water and tail water of the barrage:

$$H = R_{WG} - R_{WD} \quad (5)$$

where:

$H$  – plant head [m],  $R_{WG}$  – head water elevation [m a.s.l.],  $R_{WD}$  – tail water elevation [m a.s.l.]

Values of heads should be determined for an appropriately selected range of discharge variation, which ultimately leads to a heads curve. The calculations assume that the head water

elevation matches the normal level elevation (NPP) at a given barrage, while the tail water elevation is a function of the discharge of downstream of the barrage. The tail water elevations for a given range of discharge variation, or the flow curve, was determined on the basis of hydraulic calculations made using the software package of HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centres River Analysis System) [8]. This system allows for representation of one-dimensional steady flow, whereby the water level profile is determined on the basis of the solution of a flow energy equation, where friction loss is estimated according to the Manning formula. Using the HEC-RAS system a model of the Vistula River was developed based on details of the river bed geometry (325 river valley cross-sections were used), roughness coefficients of individual design sections, and tributaries

inflows (Tab. 1). In addition, the model includes the existing hydroengineering facilities (bridges and Wloclawek barrage) and the proposed development of LVC barrages with assumed parameters of hydroengineering structures (Tab. 2). It was assumed that the barrages interoperate in a cascade system, where head water at downstream barrage reaches tail water of the upstream barrage, in order to ensure proper water depth below the barrage. The calculations were made for steady flow, during which at each barrage a fixed water level was maintained matching the normal damming height NPP. Resulting from the calculations were longitudinal profiles of water level throughout the analysed LVC section. Fig. 3 shows an exemplary calculated water level in longitudinal profile for the average discharge SSQ. Simulations were performed for sequentially changing river

discharges with specified duration  $Q_d$  in the range from 300 m<sup>3</sup>/s (or 200 m<sup>3</sup>/s for the Warsaw section) to 2800 m<sup>3</sup>/s. The results so obtained allowed to determine tail water elevation and heads for all barrages of the cascade. The adopted discharges with specified durations  $Q_d$  and the corresponding calculated tail water elevations  $R_{WD}$  and the plant head for the exemplary Wyszogród section are listed in Tab. 4. It is worth noting that the assumption of the barrages' cascade arrangement makes tail water elevations higher than when each barrage operates stand-alone without support (Fig. 4). Consequently, the barrages' operation in the cascade leads to smaller heads, which is particularly evident at low discharges, where the difference between heads in the example (Tab. 4) can be up to 1 m. This situation is due to the requirement for a minimum tail water depth in each barrage.

River discharge [m <sup>3</sup> /s]	Duration [d]	$R_{WG}$ NPP [m a.s.l.]	Cascade operation		No cascade	
			$R_{WD}$ [m a.s.l.]	Head H [m]	$R_{WD}$ [m a.s.l.]	Head H [m]
2800	5.4	70.50	67.30	3.20	67.25	3.25
2400	10.4	70.50	66.91	3.59	66.85	3.65
2200	14.3	70.50	66.71	3.79	66.64	3.86
2000	20.9	70.50	66.50	4.00	66.42	4.08
1800	30.5	70.50	66.27	4.23	66.19	4.31
1600	44.8	70.50	66.04	4.46	65.93	4.57
1400	62.3	70.50	65.79	4.71	65.63	4.87
1200	80.7	70.50	65.52	4.98	65.33	5.17
1100	97.6	70.50	65.38	5.12	65.17	5.33
1000	118.8	70.50	65.23	5.27	65.01	5.49
900	145.1	70.50	65.09	5.41	64.83	5.67
850	160.9	70.50	65.01	5.49	64.74	5.76
800	179.4	70.50	64.94	5.56	64.65	5.85
750	196.2	70.50	64.86	5.64	64.56	5.94
700	214.0	70.50	64.79	5.71	64.46	6.04
650	233.3	70.50	64.71	5.79	64.36	6.14
600	255.5	70.50	64.63	5.87	64.25	6.25
550	272.8	70.50	64.56	5.94	64.14	6.36
500	292.5	70.50	64.48	6.02	64.03	6.47
450	317.3	70.50	64.41	6.09	63.91	6.59
400	339.2	70.50	64.34	6.16	63.78	6.72
350	354.7	70.50	64.27	6.23	63.6	6.9
300	360.6	70.50	64.21	6.29	63.42	7.08

Tab. 4. Discharges with specific duration with higher values  $Q_d$  and the corresponding calculated tail water elevations  $R_{WD}$  and head H in Wyszogród section

### Hydropower calculations

On the basis of the calculated discharges with specific duration and the corresponding heads, for each LVC barrage the maximum and minimum output powers were determined, as well as average annual energy output. Plant output powers for individual flows were determined after the following formula [9, 10]:

$$P = 9,81\eta \times Q_e \times H_n \quad (6)$$

where:

$P$  – plant output power [kW],  $\eta$  – overall plant efficiency [-],  $Q_e$  – discharge through plant [m<sup>3</sup>/s],  $H_n$  – net head [m].

The overall power plant efficiency results from the efficiencies of components, i.e. turbine, generator, and transformer. For the purposes of the calculations it was assumed that the overall efficiency of each proposed power plant is fixed at  $\eta = 0,875$ . Head  $H_n$  is the gross head minus hydraulic losses  $H_s$  incurred at the discharge throughout the plant. The discharge through plant  $Q_e$  was determined as the difference between the discharge with specific duration  $Q_d$  and the discharge unused by plant  $Q_0$ , which includes the flow through the shipping lock and the fish-pass. It was assumed in this study after [4b] for all proposed barrages that the hydraulic losses are fixed at  $H_s = 0.1$  m (ignoring their variability depending on the flow), and the discharge unused by plant  $Q_0 = 50$  m<sup>3</sup>/s.

When the historical LVC concepts were devised it was usually assumed that in run-of-river plants turbines should be installed with discharge capacities matching even three times the SSQ average discharge [9]. In the case of the Vistula River downstream of the mouth of the Narew, this would be ca. 3000 m<sup>3</sup>/s. However, it follows from the flow duration curve (Fig. 2) that large discharges (e.g. over 2500 m<sup>3</sup>/s) occur only a few days a year. It is now accepted that the installed discharge in a lowland river should match 1.2 to 1.8 times the average discharge [10]. Accordingly, in the present study the output power and energy production were calculated for four exemplary variants differing in discharge through the plant  $Q_{e,max}$ . These discharge were 900, 1,200, 1,500 and 1,800 m<sup>3</sup>/s, which in the case of the Wyszogród

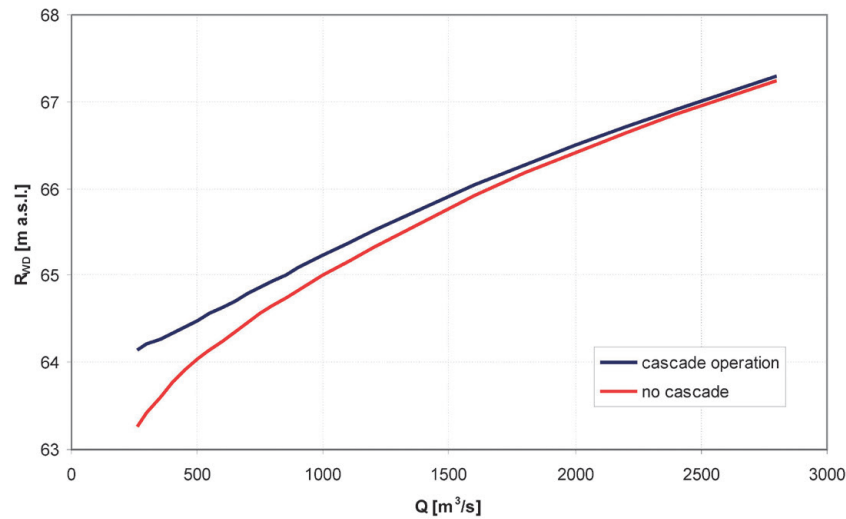


Fig. 4. Comparison of flow curves at the tail water of the Wyszogród section for cascade and stand-alone operation of barrages

section corresponds to discharges with durations of ca. 145, 80, 50 and 30 days, respectively (Fig. 2 and Tab. 4).

With the plant power calculated, the average annual energy output may be estimated on the basis of the following formula [9]:

$$E = \int_{t=0}^T 24Pdt \approx \sum_{i=1}^N (24P_i \times \Delta t_i) = \sum_{i=1}^N E_i \quad (7)$$

where:

$E$  – average annual energy output [GWh],  $P$  – plant power [GW],  $t$  – time [days],  $T$  – the total accounting period ( $T = 365$  days),  $P_i$  – plant power at a discharge and head [GW],  $\Delta t_i$  – time interval [days],  $N$  – number of time intervals,  $E_i$  – energy output portion in a time interval  $\Delta t_i$  [GWh].

Tab. 5 shows exemplary results of the calculation of power and energy output in the Wyszogród section at discharge through plant  $Q_{e,max} = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$ . In the example, the minimum and maximum output powers of the power plant are  $P_{min} = 13,283 \text{ MW}$  and  $P_{max} = 48,172 \text{ MW}$ , respectively. The average annual energy output is  $E = 293,7 \text{ GWh}$ . In the same way, calculations were made for the other flow through plant variants for each LVC barrage.

In Tab. 6 results are presented of the calculations of power and average annual energy outputs of various LVC for plant's discharge capacity  $Q_{e,max} = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$ . In this option the maximum power of the whole system is 633.6 MW, which corresponds to an energy output of 3840.2 GWh. Listed in Tab. 7 are the aggregated power and energy outputs of LVC system including all the barrages for the analysed flows through the plant. The largest total maximum power of 857.4 MW can be achieved with the plant's discharge capacity of 1800  $\text{m}^3/\text{s}$ . The respective average annual energy output of all LVC barrages is 4221.1 GWh. It should be borne in mind that the final choice of the installed discharge capacity must be made on the basis of additional economic analysis on the total investment, which is beyond the scope of this paper.

River discharge $Q_d$ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	Discharge through plant $Q_e$ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	Duration [d]	Time interval $\Delta t$ [d]	Net head $H$ [m]	Power $P$ [MW]	Energy output $E$ [GWh]
2800	1200	5.4	5.0	3.10	31.932	3.84
2400	1200	10.4	3.9	3.49	35.949	3.35
2200	1200	14.3	6.6	3.69	38.009	6.04
2000	1200	20.9	9.6	3.90	40.172	9.25
1800	1200	30.5	14.4	4.13	42.541	14.68
1600	1200	44.8	17.5	4.36	44.910	18.82
1400	1200	62.3	18.4	4.61	47.485	20.94
1200	1150	80.7	16.9	4.88	48.172	19.54
1100	1050	97.6	21.2	5.02	45.245	23.07
1000	950	118.8	26.3	5.17	42.159	26.56
900	850	145.1	15.8	5.31	38.743	14.68
850	800	160.9	18.5	5.39	37.013	16.42
800	750	179.4	16.8	5.46	35.150	14.18
750	700	196.2	17.8	5.54	33.288	14.22
700	650	214.0	19.3	5.61	31.301	14.53
650	600	233.3	22.2	5.69	29.305	15.64
600	550	255.5	17.3	5.77	27.241	11.29
550	500	272.8	19.7	5.84	25.065	11.86
500	450	292.5	24.8	5.92	22.867	13.59
450	400	317.3	21.9	5.99	20.567	10.80
400	350	339.2	15.6	6.06	18.206	6.80
350	300	354.7	5.9	6.13	15.786	2.22
300	250	360.6	4.4	6.19	13.283	1.40
					total:	293.7

Tab. 5. Calculation of plant power and average energy output at discharge through plant  $Q_{e,max} = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$  in the Wyszogród section

km	Section	Instaled discharge $Q_{e,max}$ [m <sup>3</sup> /s]	Min. power $P_{min}$ [MW]	Max. power $P_{max}$ [MW]	Energy output E [GWh]
539.5	Warsaw	1200	11.59	61.992	281.12
584.0	Wyszogród	1200	13.28	48.17	293.73
618.0	Płock	1200	13.45	47.58	291.35
674.8	Włocławek	1200	22.46	102.61	598.85
707.9	Siarzewo	1200	10.43	43.26	262.31
758.0	Solec Kujawski	1200	17.96	80.34	493.45
801.5	Chelmno	1200	14.74	66.23	415.86
829.5	Grudziądz	1200	14.63	58.92	383.97
876.3	Gniew	1200	15.77	68.19	440.85
903.5	Tczew	1200	18.09	56.27	378.72
		<b>total:</b>	152.4	633.6	3840.2

Tab. 6. Minimum and maximum powers and average annual energy outputs from the cascade’s design sections at  $Q_{e,max} = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$

Discharge through plant $Q_{e,max}$ [m <sup>3</sup> /s]	Min. power $P_{min}$ [MW]	Max. power $P_{max}$ [MW]	Energy output E [GWh]
900	152.4	507.1	3428.4
1200	152.4	633.6	3840.2
1500	152.4	757.4	4083.2
1800	152.4	857.4	4221.1

Tab. 7. LVC power and annual energy outputs at various maximum discharges through plant  $Q_{e,max}$

## Summary and conclusions

This analysis of LVC’s potential focused on the calculation of powers and average annual energy outputs of the hydropower plants in each barrage and the whole cascade’s system from Warsaw to Gdańsk Bay. To this end, hydrological calculations of the flows’ variability in time were made on the basis of flow duration curves determined in the analysed sections for 20 years. Additionally, based on the assumed normal damming levels at each barrage, and on the hydrodynamic simulation results obtained from the LVC hydraulic model, plant heads were determined for a properly selected range of discharge variability. The analysis was performed for different maximum flows through the plant (installed discharge capacity), which varied from 900 m<sup>3</sup>/s to 1800 m<sup>3</sup>/s. The calculation results show that, depending on the adopted installed discharge capacity variant, the cascade’s total

power may range from 507.1 MW to 857.4 MW, which enables the average annual energy output of 3428.4 GWh to 4221.1 GWh., respectively. The results indicate that the proposed development of a cascade of damming barrages with hydropower plants in the lower Vistula would significantly contribute to energy production in the National Energy System, and increase the RES share in it.

## Acknowledgements

The authors would like to thank Energa SA for providing the input data for the calculations presented in this paper.

## REFERENCES

1. Kosiński J., Zdulski W., Potencjał hydroenergetyczny Wisły [Hydropower potential of the Vistula River], *Acta Energetica* 2013, No. 2/15, pp. 38–47.
2. Ankiersztejn I., Kaskada Dolnej Wisły [The Lower Vistula Cascade], *Acta Energetica* 2013, 3/16, 70–74.
3. Szydłowski M. et al., Analiza hydraulicznych skutków kaskadyzacji dolnej Wisły [Analysis of hydraulic impacts of the lower Vistula cascade development], *Inżynieria Morska i Geotechnika* 2014, No. 5, p. 420.
4. ARUP Ensuring public safety in the area of the Włocławek stage of fall with the use of water energy, and improvement in the potential of water ecosystems and ecosystems dependent on waters, a report commissioned by Energa S.A.: [a] Hydraulic calculations 2012 [b] Hydropower study, 2011.
5. Hydroprojekt, Budowa stopnia wodnego w Ciechocinku-Nieszawie. Koncepcja programowo-przestrzenna, część I [Construction of barrage in Ciechocinek-Nieszawa. Programme and spatial concept, part I.], Warsaw 2002.
6. Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., Hydrologia stosowana [Applied hydrology], Wydawnictwo Naukowe PWN, Warsaw 1994.
7. Banasik K. et al., Metodyka obliczania przepływów i maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ [A methodology for calculating flows and maximum flows with specified maximum exceedance probability for controlled and uncontrolled catchments, and for identifying rainfall to runoff transition models], Association of Polish Hydrologists, Warsaw 2009.
8. HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, US Army Corps of Engineers, Davis 1997.
9. Bednarczyk S. et al., Siłownie wodne – podstawy projektowania [Hydropower plants – designing basics], Gdańsk University of Technology, Gdańsk 1960.
10. Michałowski S., Plutecki J., Energetyka wodna [Hydropower], WNT, Warsaw 1975.

**Michał Szydłowski**

Gdańsk University of Technology

e-mail: [michal.szydowski@wilis.pg.gda.pl](mailto:michal.szydowski@wilis.pg.gda.pl)

Graduated as M.Sc. Eng. in environmental engineering (water management) from the Faculty of Hydroengineering at Gdańsk University of Technology (1993). He obtained his PhD thesis at the Faculty of Environmental Engineering of his alma mater (1999). The mainstream of his own research includes mathematical modelling of fast-changing flows in built up areas. His habilitation dissertation concerned the issues of physical and mathematical modelling of flood flows in urban areas (2008). Head of the Hydraulic Engineering Department at the Faculty of Civil and Environmental Engineering of Gdańsk University of Technology, lectures on fluid mechanics, hydraulics and hydrology.

**Dariusz Gąsiorowski**

Gdańsk University of Technology

e-mail: [dariusz.gasiorowski@wilis.pg.gda.pl](mailto:dariusz.gasiorowski@wilis.pg.gda.pl)

Graduated as M.Sc. Eng. in environmental engineering (water management) from the Faculty of Environmental Engineering of Gdańsk University of Technology (1998). He worked in the Department of River and Water Reservoir Hydrodynamics at the Institute of Hydro-Engineering of the Polish Academy of Sciences in Gdańsk (1999–2008). He received the title of Doctor of Technical Sciences in Civil Engineering (2006). Since 2008, an assistant professor in the Hydraulic Engineering Department at the Faculty of Civil and Environmental Engineering at Gdańsk University of Technology. He teaches fluid mechanics, hydraulics and hydrology, and meteorology. His main area of activity is centred on mathematical and numerical modelling of flows in open channels and reservoirs.

**Romuald Szymkiewicz**

Gdańsk University of Technology

e-mail: [rszym@pg.gda.pl](mailto:rszym@pg.gda.pl)

Full professor in environmental engineering at Gdańsk University of Technology. He specialises in water management, hydrology and hydromechanics. Main lines of research: free surface flows, flows under pressure, contaminant transport processes, mathematical modelling, numerical methods.

**Piotr Zima**

Gdańsk University of Technology

e-mail: [piotr.zima@pg.gda.pl](mailto:piotr.zima@pg.gda.pl)

A habilitated doctor, assistant professor at Gdańsk University of Technology. He deals with research problems related to mathematical modelling of flow and contaminant migration in streams and bodies of water, surface water and ground water, and in flow-through technical facilities (e.g. reactors in sewage treatment plants), and in particular to experimental research and modelling of pollutant flow processes in the aquatic environment taking into account the reduction of biogenic elements. His work is mainly in the field of mathematical modelling for hydraulic calculation using numerical methods and experimental studies of flow-through objects in the laboratory and in the process reactors on an industrial scale.

**Jakub Hakiel**

Gdańsk University of Technology

e-mail: [jakub.hakiel@pg.gda.pl](mailto:jakub.hakiel@pg.gda.pl)

Graduated from Gdańsk University of Technology, an assistant in the Hydraulic Engineering Department at the Faculty of Civil and Environmental Engineering of his alma mater. Since 2013, a PhD student of environmental engineering. As part of his thesis he deals with numerical modelling of flows in open channels, storm water drainage and surface of land.



This is a supporting translation of the original text published in this issue of "Acta Energetica" on pages 18–25. When referring to the article please refer to the original text.

PL

## Potencjał hydroenergetyczny dolnej Wisły

### Autorzy

Michał Szydłowski  
Dariusz Gąsiorowski  
Romuald Szymkiewicz  
Piotr Zima  
Jakub Hakiel

### Słowa kluczowe

potencjał hydroenergetyczny, kaskada stopni wodnych, dolna Wisła, produkcja energii

### Streszczenie

W artykule przedstawiono szacunkową analizę potencjału hydroenergetycznego dolnej Wisły na odcinku od Warszawy do Zatoki Gdańskiej. Obliczenia wykonano, przyjmując model hydrauliczny dolnej Wisły, w którym uwzględniono potencjalną zabudowę stopniami wodnymi pracującymi w układzie kaskady zwartej. Uzyskane wyniki symulacji z modelu wraz z przeprowadzonymi obliczeniami hydrologicznymi posłużyły do oszacowania mocy elektrowni wodnych oraz średniej rocznej produkcji energii całego układu kaskady. Otrzymane wyniki obliczeń wskazują na znaczące korzyści energetyczne wynikające z budowy kaskady elektrowni wodnych na dolnej Wiśle. W pracy nie podjęto ekonomicznej kwestii opłacalności wykonania analizowanej kaskady, jak również innych aspektów istnienia kaskady (żegluga śródlądowa, ochrona przeciwpowodziowa i inne).

### Wprowadzenie

Potencjał hydroenergetyczny rzek polskich jest stosunkowo niewielki i przede wszystkim nierównomiernie rozłożony. Największa część (ok. 80%) przypada na Wisłę [1], z tego na dolnej Wiśle skupia się ok. 65% potencjału. Wartość ta stanowi 33% potencjału hydroenergetycznego technicznie możliwego do wykorzystania, co odpowiada średniej produkcji energii w ciągu roku na poziomie 4000 GWh [2]. Ponadto należy podkreślić, że w Polsce wykorzystuje się tylko 11% dostępnego potencjału energetycznego rzek, co stawia nas na ostatnim miejscu w Europie [1]. Przytoczone wielkości uzasadniają potrzebę pełnego wykorzystania potencjału hydroenergetycznego dolnej Wisły poprzez budowę kolejnych stopni wodnych w układzie kaskadowym.

W latach 50. dla odcinka dolnej Wisły opracowano koncepcję kaskady stopni wodnych wraz z elektrowniami wodnymi niskiego spadku i zbiornikami przepływowymi. Kaskada Dolnej Wisły (KDW) na odcinku od Wyszogrodu do Tczewa (rys. 1) miała stanowić system ośmiu stopni piętrzących, dodatkowo rozszerzony o stopień Warszawa, zlokalizowany powyżej ujścia Narwi. Głównym celem projektu, oprócz stworzenia drogi wodnej i ochrony przeciwpowodziowej, miało być wykorzystanie potencjału hydroenergetycznego dolnej Wisły. Niestety, na przestrzeni lat projekt KDW ulegał ciągłym modyfikacjom, a ostateczne rozwiązania techniczne nigdy nie zostały zatwierdzone [2]. Z całego systemu kaskady zrealizowano tylko jeden stopień we Włocławku, którego budowa została zakończona w 1970 roku. Inicjatywę reaktywacji projektu budowy kolejnego stopnia KDW podjęła firma ENERGA SA.

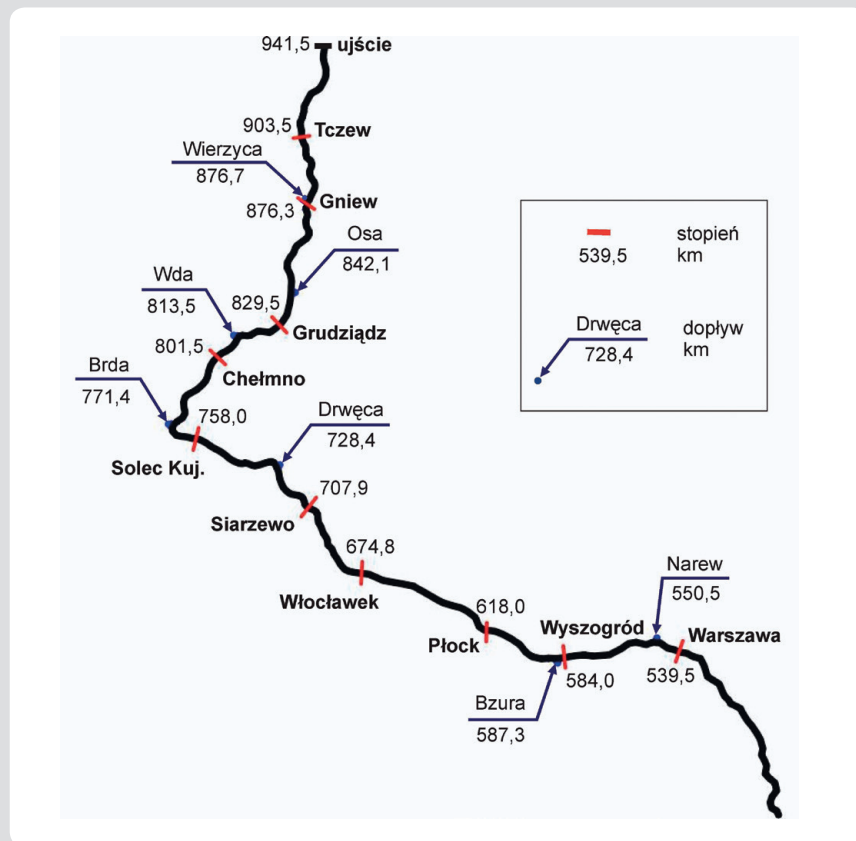
W celu wykonania analizy wpływu potencjalnej KDW na zmianę warunków przepływu, w Katedrze Hydrotechniki Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej opracowano model hydrauliczny dolnej Wisły z uwzględnieniem zabudowy stopniami wodnymi kaskady. Różne aspekty istnienia KDW – takie jak ochrona

przeciwpowodziowa, możliwość utworzenia śródlądowej drogi wodnej o klasie międzynarodowej – autorzy opisali w publikacji [3]. Wyniki symulacji uzyskane z modelu wraz z odpowiednią analizą hydrologiczną stały się również podstawą do oszacowania potencjału hydroenergetycznego KDW. Wykonane analizy koncentrowały się na wyznaczeniu mocy elektrowni oraz średniej rocznej produkcji energii zarówno

poszczególnych stopni, jak i całego systemu. Zastosowana metodologia, na którą składają się obliczenia hydrologiczne, hydrauliczne oraz hydroenergetyczne, zostały szczegółowo przedstawione w niniejszym artykule.

### Kaskada Dolnej Wisły

Zgodnie z podziałem hydrograficznym dolna Wisła obejmuje odcinek rzeki o długości 391 km (rys. 1) od ujścia Narwi



Rys. 1. Schemat sieci rzecznej z zaznaczeniem stopni wodnych KDW wraz ze stopniem Warszawa

(550,5 km) do morza (941,5 km). Na analizowanym odcinku największymi prawostronnymi dopływami są: Narew, Drwęca oraz Osa. Natomiast największe lewostronne dopływy to: Bzura, Brda, Wda oraz Wierzyca. W tab. 1 zestawiono przyjęte do obliczeń dopływy wraz z odpowiednimi wartościami średniego przepływu z wielolecia. Podano także oszacowany procentowy udział poszczególnych dopływów w odniesieniu do przepływu średniego z wielolecia (SSQ) rzeki Wisły, który przyjęto na poziomie 1000 m<sup>3</sup>/s. Jak wynika z tab. 1, spośród wymienionych dopływów Narew wraz z Bugiem stanowią największy dopływ o średnim przepływie 328 m<sup>3</sup>/s, co stanowi blisko 33% przepływu SSQ Wisły. Wartość ta jest większa od sumarycznego wkładu pozostałych dopływów, który wynosi 11,6%.

Jak przedstawiono wcześniej, koncepcja KDW na przestrzeni lat ulegała ciągłym modyfikacjom, które koncentrowały się głównie na zmianie liczby stopni i ich lokalizacji oraz na zmianie normalnych poziomów piętrzenia przyjętych na stopniach. Szczegółowy oraz historyczny przebieg poszczególnych modyfikacji projektu KDW w latach 1957–2009 można znaleźć w pracy [2].

Na potrzeby niniejszej analizy założono, że kaskadę stanowi dziewięć stopni

piętrzących KDW zlokalizowanych na odcinku od Wyszogrodu (584,0 km) do Tczewa (903,5 km), w tym istniejący stopień – Włocławek (rys. 1), oraz stopień Warszawa (539,5 km). Założono również, że czasie utworzonych zbiorników będą ograniczone zaporyami czołowymi i bocznymi, naturalnymi wysokimi brzegami doliny oraz aktualną linią przebiegu wałów przeciwpowodziowych. W tab. 2 zestawiono podstawowe dane dotyczące stopni wodnych KDW wraz z parametrami budowli piętrzących, które przyjęto do obliczeń hydraulicznych.

Parametry budowli hydrotechnicznych projektowanych stopni wodnych, oprócz istniejącego stopnia Włocławek, opracowano analogicznie do koncepcji technicznej budowli piętrzącej poniżej Włocławka przedstawionej w opracowaniu [4a]. Przyjęto, że wszystkie zapory czołowe będą wyposażone w jaz typu Jambora z 15 przęsłami, każde o szerokości 25 m oraz wysokości wynikającej z przewidzianych poziomów piętrzenia. Analizę wykonano, przyjmując przepływowy system pracy elektrowni wodnych. Wcześniej koncepcji, w których przyjmowano interwencyjną pracę układu, nie rozpatrywano. Dane dotyczące stopnia Włocławek zostały przyjęte zgodnie z opracowaniem [5].

#### Obliczenia hydrologiczne

O wielkości potencjału hydroenergetycznego decyduje, oprócz spadku projektowanej elektrowni, przede wszystkim natężenie przepływu rzeki, którego wartości ulegają znacznym wahaniom w ciągu roku. W takim przypadku niezbędnej informacji hydrologicznej związanej z czasową zmiennością przepływów dostarcza krzywa sum czasów trwania przepływów wyznaczona dla okresu obserwacji obejmującego co najmniej 20 lat. Jest to krzywa kumulacyjna, która powstaje w wyniku sumowania częstości występowania przepływów dobowych. Krzywe sum czasów trwania przepływów wraz z wyższymi wyznaczono dla roku przeciętnego z okresu dwudziestolecia 1991–2010 na podstawie dobowych wartości przepływów. Obliczenia wykonano dla przekrojów zestawionych w tab. 3.

Rzeka	Ujście [km Wisły]	Dopływ	q [m <sup>3</sup> /s]	Δq [%]
Bug i Narew	550,5	P	328	32,8
Bzura	587,3	L	23	2,3
Drwęca	728,4	P	45	4,5
Brda	771,4	L	22	2,2
Wda	813,5	L	11	1,1
Osa	842,1	P	7	0,7
Wierzyca	876,7	L	8	0,8

Tab. 1. Uwzględnione w obliczeniach największe dopływy Wisły na odcinku Warszawa – Świbno wraz z wartościami przepływów średnich z wielolecia q oraz procentowymi udziałami Δq w przepływie SSQ rzeki Wisły (P oraz L – odpowiednio prawostronny oraz lewostronny dopływ)

Km	Przekrój wodowskazowy	Obserwacje
504,1	Warszawa-Nadwilanówka	Q,W
539,5	Warszawa	N
586,9	Wyszogród	W
606,5	Kępa Polska	Q,W
632,4	Płock	W
679,4	Włocławek	W
707,9	Siarzewo	N
762,0	Solec Kujawski	W
806,8	Chełmno	W
835,0	Grudziądz	W
876,3	Gniew	N
908,6	Tczew	Q,W

Tab. 3. Przekroje obliczeniowe, dla których wyznaczono krzywe sum czasów trwania przepływów wraz z wyższymi; obserwacje stanu i przepływu (Q,W), obserwacje tylko stanu (W), przekrój niekontrolowany (N)

Stopień	Km Wisły	SSQ	NPP	MaxPP	MinPP	Rzędna progę	Prześła jazu	
	[km]	[m <sup>3</sup> /s]	[m n.p.m.]				Liczba	Szerokość
							[-]	[m]
Tczew	903,5	1046	11,0	12,5	10,5	3,2	15	25,0
Gniew	876,3	1037	18,5	20,0	18,0	10,7	15	25,0
Grudziądz	829,5	1027	25,5	27,0	25,0	17,7	15	25,0
Chełmno	801,5	1013	32,5	34,0	32,0	24,7	15	25,0
Solec Kuj.	758,0	986	41,0	42,5	40,5	33,2	15	25,0
Siarzewo	707,9	914	46,0	46,5	45,3	38,2	15	25,0
Włocławek	674,8	911	57,3	58,5	56,5	50,5	10	20,0
Płock	618,0	942	64,0	65,5	63,5	56,2	15	25,0
Wyszogród	584,0	886	70,5	72,0	70,0	62,7	15	25,0
Warszawa	539,5	549	81,0	82,5	80,5	73,2	15	25,0

Tab. 2. Parametry stopni wodnych w przyjętej koncepcji KDW (NPP, MaxPP, MinPP – odpowiednio normalny, maksymalny oraz minimalny poziom piętrzenia)

Częstości wystąpienia przepływów wyznaczono w przedziałach  $\Delta Q$  o zmiennej szerokości, która rośnie wraz ze wzrostem wartości przepływów. Granice tych przedziałów określono następująco [6]:

$$Q_0 = Q_{\min} \quad (1a)$$

$$Q_i = Q_{\min} \exp(0,25i \times \delta) \quad (1b)$$

$$Q_4 = Q_{\max} \quad (1c)$$

gdzie:

$\delta$  oznacza przekształcenie logarytmiczne zakresu zmienności przepływów wyznaczone na podstawie przepływu najmniejszego  $Q_{\min}$  oraz największego  $Q_{\max}$  w danym okresie:

$$\delta = \ln Q_{\max} - \ln Q_{\min} \quad (2)$$

Granice przedziałów  $Q_i$  ( $i = 0, 1, \dots, 4$ ) pozwalają na wyznaczenie szerokości przedziałów głównych  $\Delta Q = Q_{i+1} - Q_i$ , które następnie dzielone są na  $k$  równych podprzedziałów według relacji:

$$\Delta q = \frac{\Delta Q}{k} \quad (3)$$

W opracowaniu przyjęto  $k = 10$ , co ostatecznie odpowiada czterdziestu przedziałom, w których określono częstości wystąpienia przepływów dobowych. Sumując tak otrzymane częstości wystąpienia przepływów (poczynając od wartości przepływów największych), otrzymano odpowiednie czasy trwania przepływów, które ostatecznie posłużyły do sporządzenia krzywych sum czasów trwania przepływów wraz z wyższymi.

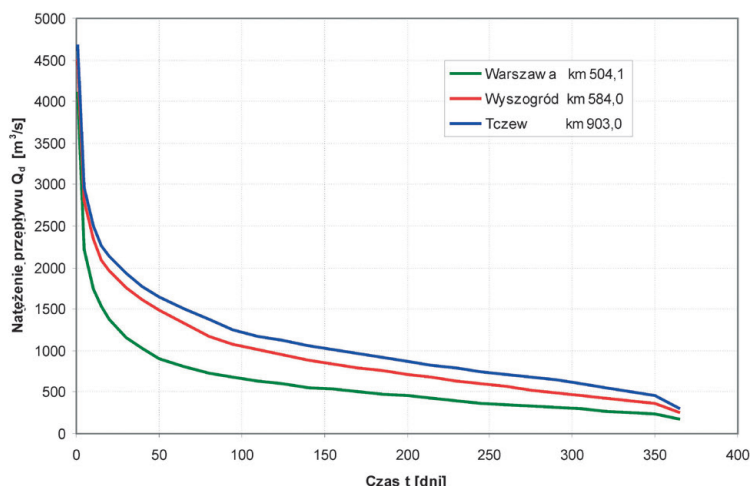
W pierwszym etapie opracowano krzywe sum czasów trwania przepływów w przekrojach wodowskazowych kontrolowanych Warszawa-Nadwilanówka, Kępa Polska oraz Tczew, w których prowadzone są obserwacje natężenia przepływu. W przekrojach niekontrolowanych lub w przekrojach, w których wykonywane są tylko obserwacje stanu, zlokalizowanych pomiędzy przekrojami Warszawa i Tczew, wartości natężenia przepływu obliczono, stosując interpolację według formuły [7]:

$$Q_x = Q_G + \frac{Q_D - Q_G}{A_D - A_G} (A_x - A_G) \quad (4)$$

gdzie:

$Q_x$  – przepływ obliczeniowy w przekroju niekontrolowanym,  $Q_G$  – przepływ w przekroju wodowskazowym górnym,  $Q_D$  – przepływ w przekroju wodowskazowym dolnym,  $A_x$  – powierzchnia zlewni do przekroju niekontrolowanego,  $A_G$  – powierzchnia zlewni do przekroju wodowskazowego górnego,  $A_D$  – powierzchnia zlewni do przekroju wodowskazowego dolnego.

Następnie na podstawie tak wyznaczonych przepływów wyznaczono odpowiednie krzywe sum czasów trwania przepływów dla pozostałych przekrojów. Na rys. 2 przedstawiono przykładowe krzywe sum czasów trwania przepływów wraz z wyższymi, wyznaczone dla przekrojów Warszawa-Nadwilanówka, Kępa Polska oraz Tczew. Porównując krzywe przedstawione na rys. 2,



Rys. 2. Krzywe sum czasów trwania przepływów wraz z wyższymi dla roku przeciętnego z okresu wielolecia 1971–2010, wyznaczone w przekrojach Warszawa, Kępa Polska oraz Tczew

można zauważyć, że w przedstawionych przekrojach poszczególne natężenia przepływu charakteryzują się różną częstością występowania. Czas trwania natężenia przepływu o danej wartości jest znacznie krótszy w przekroju Warszawa niż w przekrojach Wyszogród oraz Tczew. Przykładowo natężenie przepływu o wartości  $Q_d = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$  (i wyższej) może trwać ok. 150 dni w przekroju Tczew, natomiast w przekroju Warszawa taka wartość natężenia będzie występować tylko ok. 40 dni.

#### Obliczenia hydrauliczne

Jak przedstawiono wcześniej, w analizie potencjału hydroenergetycznego istotne znaczenie ma także spad elektrowni wynikający z różnicy rzędnej zwierciadła wody górnej oraz rzędnej wody dolnej poniżej stopnia:

$$H = R_{WG} - R_{WD} \quad (5)$$

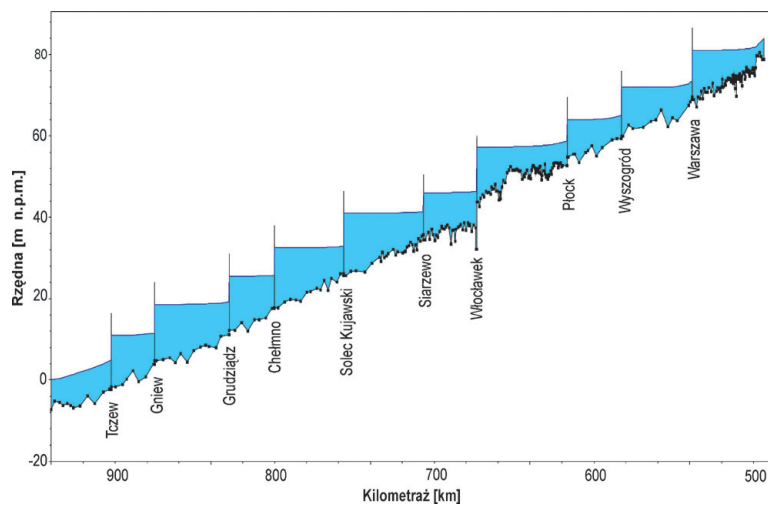
gdzie:

$H$  – spad elektrowni [m],  $R_{WG}$  – rzędna zwierciadła wody górnej [m n.p.m.],  $R_{WD}$  – rzędna zwierciadła wody dolnej [m n.p.m.].

Wartości spadu należy wyznaczyć dla odpowiednio dobranego zakresu zmienności natężenia przepływów, co w efekcie końcowym prowadzi do otrzymania krzywej spadów. W obliczeniach przyjęto, że rzędna zwierciadła wody górnej odpowiada rzędnej normalnego poziomu (NPP) na danym stopniu, natomiast rzędna zwierciadła wody dolnej jest funkcją natężenia przepływu poniżej stopnia. Wartości rzędnych wody dolnej dla danego zakresu zmienności natężenia przepływu, czyli krzywą przepływu, wyznaczono na podstawie obliczeń hydraulicznych wykonanych za pomocą pakietu oprogramowania systemu HEC-RAS (ang. *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System*) [8]. System ten umożliwia m.in. odwzorowanie jednowymiarowego ruchu ustalonego, w którym układ zwierciadła wody wyznaczany jest na podstawie rozwiązania równania bilansu energii mechanicznej strumienia, gdzie straty energii szacuje się według formuły Manninga. Wykorzystując system

HEC-RAS, opracowano model rzeki Wisły na podstawie danych dotyczących geometrii koryta rzeki (wykorzystano 325 dolinowych przekrojów poprzecznych rzeki), współczynników szorstkości poszczególnych przekrojów obliczeniowych oraz natężeń dopływów bocznych (tab. 1). Ponadto w modelu została uwzględniona zabudowa hydrotechniczna istniejąca (zabudowa mostowa i stopień wodny Włocławek) oraz zabudowa przyjętymi stopniami wodnymi KDW wraz z założonymi parametrami budowli hydrotechnicznych (tab. 2). Założono, że stopnie pracują w układzie kaskady zwartej, gdzie piętrzenie na stopniu niższym sięga do stanowiska dolnego stopnia wyższego, tak aby zapewnić odpowiednią głębokość wody poniżej stopnia. Obliczenia wykonano w warunkach ruchu ustalonego, podczas którego na poszczególnych stopniach utrzymywano stały poziom wody górnej odpowiadający normalnemu poziomowi piętrzenia NPP. W wyniku obliczeń uzyskano profile podłużne zwierciadła wody na całym analizowanym odcinku KDW. Na rys. 3 przedstawiono przykładowy obliczony układ zwierciadła w profilu podłużnym dla średniego przepływu z wielolecia SSQ.

Symulacje przeprowadzono dla kolejno zmieniających się przepływów rzeki o określonym czasie trwania  $Q_d$  z zakresu od  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  (lub  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  w przypadku przekroju Warszawa) do  $2800 \text{ m}^3/\text{s}$ . Uzyskane w ten sposób wyniki pozwoliły na wyznaczenie rzędnych zwierciadła wody dolnej oraz spadów dla wszystkich stopni kaskady. Przyjęte natężenia przepływów o określonym czasie trwania  $Q_d$  oraz odpowiadające im wyznaczone rzędne zwierciadła wody dolnej  $R_{WD}$  i spadu elektrowni dla przykładowego przekroju Wyszogród zestawiono w tab. 4. Warto zaznaczyć, że przyjęte założenie pracy stopni w układzie kaskady powoduje uzyskanie większych wartości rzędnych wody dolnej niż w przypadku, gdyby każdy ze stopni pracował osobno bez podparcia (rys. 4). W konsekwencji praca stopni w kaskadzie prowadzi do mniejszych wartości spadów, co szczególnie jest widoczne przy małych wartościach natężenia przepływu, gdzie różnica wartości spadów



Rys. 3. Obliczony profil podłużny zwierciadła wody w przyjętej koncepcji KDW przy normalnym poziomie piętrzenia NPP, odpowiadający przepływowi SSQ

Przepływ rzeki $Q_d$ [ $m^3/s$ ]	Czas trwania [d]	$R_{WG}$ NPP [m n.p.m.]	Praca w kaskadzie			Praca bez kaskady	
			$R_{WD}$ [m n.p.m.]	Spad $H$ [m]	$R_{WD}$ [m n.p.m.]	Spad $H$ [m]	
2800	5,4	70,50	67,30	3,20	67,25	3,25	
2400	10,4	70,50	66,91	3,59	66,85	3,65	
2200	14,3	70,50	66,71	3,79	66,64	3,86	
2000	20,9	70,50	66,50	4,00	66,42	4,08	
1800	30,5	70,50	66,27	4,23	66,19	4,31	
1600	44,8	70,50	66,04	4,46	65,93	4,57	
1400	62,3	70,50	65,79	4,71	65,63	4,87	
1200	80,7	70,50	65,52	4,98	65,33	5,17	
1100	97,6	70,50	65,38	5,12	65,17	5,33	
1000	118,8	70,50	65,23	5,27	65,01	5,49	
900	145,1	70,50	65,09	5,41	64,83	5,67	
850	160,9	70,50	65,01	5,49	64,74	5,76	
800	179,4	70,50	64,94	5,56	64,65	5,85	
750	196,2	70,50	64,86	5,64	64,56	5,94	
700	214,0	70,50	64,79	5,71	64,46	6,04	
650	233,3	70,50	64,71	5,79	64,36	6,14	
600	255,5	70,50	64,63	5,87	64,25	6,25	
550	272,8	70,50	64,56	5,94	64,14	6,36	
500	292,5	70,50	64,48	6,02	64,03	6,47	
450	317,3	70,50	64,41	6,09	63,91	6,59	
400	339,2	70,50	64,34	6,16	63,78	6,72	
350	354,7	70,50	64,27	6,23	63,6	6,9	
300	360,6	70,50	64,21	6,29	63,42	7,08	

Tab. 4. Wartości przepływów o określonym czasie trwania wraz z wyższymi  $Q_d$  oraz odpowiadające im wyznaczone rzędne zwierciadła wody dolnej  $R_{WD}$  i spadów brutto  $H$  w przekroju Wyszogród

w zaprezentowanym przykładzie (tab. 4) może dochodzić nawet do 1 m. Sytuacja ta jest spowodowana wymaganiem zapewnienia minimalnych głębokości na dolnym stanowisku każdego stopnia.

#### Obliczenia hydroenergetyczne

Na podstawie wyznaczonych przepływów o określonym czasie trwania oraz odpowiadających im wartości spadów wyznaczono dla poszczególnych stopni KDW maksymalną oraz minimalną moc elektrowni, jak również średnią roczną produkcję energii. Moc elektrowni dla poszczególnych przepływów wyznaczono na podstawie następującej formuły [9, 10]:

$$P = 9,81\eta \times Q_e \times H_n \quad (6)$$

gdzie:

$P$  – moc elektrowni [kW],  $\eta$  – sprawność całkowita elektrowni [-],  $Q_e$  – przepływ przez elektrownię [ $m^3/s$ ],  $H_n$  – spadek netto [m].

Całkowita sprawność elektrowni wynika ze sprawności poszczególnych urządzeń, czyli turbiny, przekładni, generatora oraz transformatora. Na potrzeby obliczeń przyjęto, że całkowita sprawność każdej projektowanej elektrowni jest stała i wynosi  $\eta = 0,875$ . Spadek  $H_n$  jest spadkiem brutto pomniejszonym o wysokość strat hydraulicznych  $H_s$ , powstałych podczas przepływu przez cały układ elektrowni. Natomiast przepływ przez elektrownię  $Q_e$  wyznaczono jako różnicę przepływu o określonym czasie trwania  $Q_d$  i przepływu niewykorzystanego przez elektrownię  $Q_0$ , który m.in. obejmuje przepływ przez służbę żegludową oraz przez przepławkę dla ryb. W pracy dla wszystkich projektowanych stopni przyjęto, za opracowaniem [4b], zarówno stałą wartość wysokości strat hydraulicznych  $H_s = 0,1$  m (pomijając jej zmienność w zależności od przepływu), jak również stałą wartość przepływu niewykorzystanego przez elektrownię  $Q_0 = 50 m^3/s$ .

W okresie powstawania historycznych koncepcji KDW zwykle zakładano, że w elektrowniach przepływowych należy instalować turbiny o przełyku odpowiadającym nawet trzykrotnej wartości średniego przepływu z wieloletnia SSQ [9]. W przypadku Wisły poniżej ujścia Narwi wartość ta wynosiłaby ok.  $3000 m^3/s$ . Jednakże z krzywej sum czasów trwania przepływów (rys. 2) wynika, że przepływy o dużych wartościach (np. powyżej  $2500 m^3/s$ ) występują sporadycznie tylko kilka dni w roku. Obecnie przyjmuje się, że na rzekach nizinnych przełyk instalowany powinien być przyjmowany w granicach od 1,2 do 1,8 przepływu średniego [10]. Zgodnie z tym, w niniejszej pracy obliczenia mocy elektrowni oraz produkcji energii wykonano dla czterech przykładowych wariantów różniących się wartością maksymalnego przepływu przez elektrownię  $Q_{e,max}$ . Wartości te wynosiły 900, 1200, 1500 oraz  $1800 m^3/s$ , które w przypadku przekroju Wyszogród odpowiadają przepływowi o czasie trwania odpowiednio ok. 145, 80, 50 oraz 30 dni (rys. 2 oraz tab. 4).

Dysponując obliczoną mocą elektrowni, można oszacować średnią roczną produkcję energii na podstawie następującej formuły [9]:

$$E = \int_{t=0}^T 24Pdt \approx \sum_{i=1}^N (24P_i \cdot \Delta t_i) = \sum_{i=1}^N E_i \quad (7)$$

gdzie:

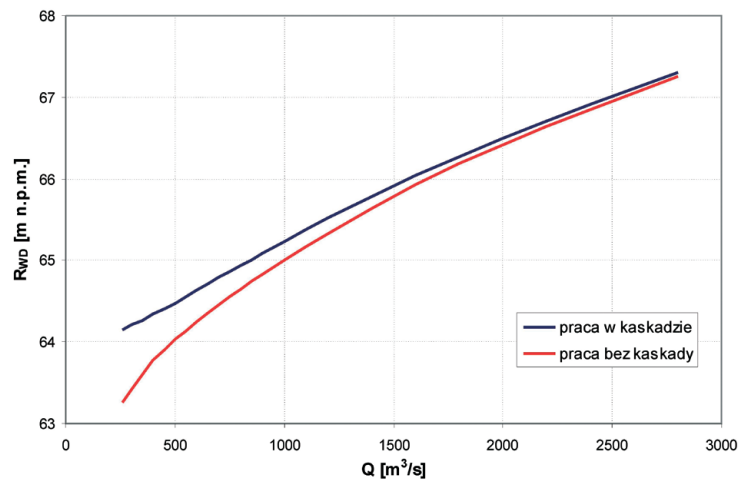
$E$  – średnia roczna produkcja energii [GWh],  
 $P$  – moc elektrowni [GW],  $t$  – czas [dni],  
 $T$  – całkowity okres bilansowy ( $T = 365$  dni),  
 $P_i$  – moc elektrowni odpowiadająca danemu  
przepływu oraz spadowi [GW],  $\Delta t_i$  – przedział  
czasowy [dni],  $N$  – liczba przedziałów  
czasowych,  $E_i$  – cząstkowa produkcja energii  
wyznaczona w przedziale czasu  $\Delta t_i$  [GWh].

W tab. 5 przedstawiono przykładowe  
wyniki obliczenia mocy i produkcji energii  
w przekroju Wyszogród w przypadku prze-  
pływu maksymalnego przez elektrownię  
 $Q_{e,max} = 1200$  m<sup>3</sup>/s. W zaprezentowanym  
przykładzie minimalna moc oraz maksy-  
malna moc elektrowni wynoszą odpowiednio  
 $P_{min} = 13,283$  MW oraz  $P_{max} = 48,172$  MW.  
Natomiast średnia roczna produkcja energii  
wynosi  $E = 293,7$  GWh. W analogiczny  
sposób wykonano obliczenia dla pozosta-  
łych wariantów przepływu maksymalnego  
przez elektrownię dla każdego ze stopni  
KDW.

W tab. 6 przedstawiono wyniki obliczenia  
mocy i średniej rocznej produkcji energii  
na poszczególnych stopniach KDW dla  
jednego z wariantów przepływu elektrowni  
 $Q_{e,max} = 1200$  m<sup>3</sup>/s. W tym wariantcie  
moc maksymalna całego układu wynosi  
633,6 MW, co jest związane z produkcją  
energii o wartości 3840,2 GWh. W tab. 7  
zestawiono sumaryczne wartości mocy  
i produkcji energii systemu KDW z uwzględ-  
nieniem wszystkich stopni dla analizowanych  
wariantów maksymalnego przepływu przez  
elektrownię. Jak widać, największą łączną  
moc maksymalną na poziomie 857,4 MW  
można uzyskać w przypadku przepływu elek-  
trowni o wartości 1800 m<sup>3</sup>/s. Natomiast  
odpowiadająca temu przepływowi średnia  
roczna produkcja energii wszystkich stopni  
KDW wynosi 4221,1 GWh. Należy jednak  
mieć na uwadze, iż ostateczny wybór prze-  
pływu instalowanego musi być wykonany  
na podstawie dodatkowych analiz ekono-  
micznych dotyczących całości inwestycji, co  
leży poza zakresem niniejszej pracy.

#### Podsumowanie i wnioski

W przedstawionej analizie potencjału  
hydroenergetycznego KDW skoncentro-  
wano się na obliczeniach mocy oraz śred-  
niej rocznej produkcji energii elektrowni  
wodnych dla każdego ze stopni, jak i całego  
układu kaskady na odcinku od Warszawy  
do Zatoki Gdańskiej. W tym celu wyko-  
nano obliczenia hydrologiczne związane  
z ustaleniem czasowej zmienności prze-  
pływów na podstawie krzywych sum czasów  
trwania przepływów wyznaczonych w anali-  
zowanych przekrojach dla okresu 20 lat.  
Ponadto na podstawie założonych normal-  
nych poziomów piętrzenia na poszczegól-  
nych stopniach oraz wyników symulacji  
hydrodynamicznych uzyskanych z modelu  
hydraulicznego KDW wyznaczono wartości  
spadów elektrowni dla odpowiednio  
dobranego zakresu zmienności natężenia  
przepływów. Analizę przeprowadzono  
dla różnych wariantów maksymalnego



Rys. 4. Porównanie krzywych przepływu dla stanowiska dolnego w przekroju Wyszogród, wyznaczonych przy założeniu pracy stopni w układzie kaskady oraz pracy każdego stopnia z osobna bez podparcia

Przepływ rzeki $Q_d$ [m <sup>3</sup> /s]	Przepływ przez elektrownię $Q_e$ [m <sup>3</sup> /s]	Czas trwania [d]	Przedział czasowy $\Delta t$ [d]	Spad netto $H$ [m]	Moc $P$ [MW]	Produkcja energii $E$ [GWh]
2800	1200	5,4	5,0	3,10	31,932	3,84
2400	1200	10,4	3,9	3,49	35,949	3,35
2200	1200	14,3	6,6	3,69	38,009	6,04
2000	1200	20,9	9,6	3,90	40,172	9,25
1800	1200	30,5	14,4	4,13	42,541	14,68
1600	1200	44,8	17,5	4,36	44,910	18,82
1400	1200	62,3	18,4	4,61	47,485	20,94
1200	1150	80,7	16,9	4,88	48,172	19,54
1100	1050	97,6	21,2	5,02	45,245	23,07
1000	950	118,8	26,3	5,17	42,159	26,56
900	850	145,1	15,8	5,31	38,743	14,68
850	800	160,9	18,5	5,39	37,013	16,42
800	750	179,4	16,8	5,46	35,150	14,18
750	700	196,2	17,8	5,54	33,288	14,22
700	650	214,0	19,3	5,61	31,301	14,53
650	600	233,3	22,2	5,69	29,305	15,64
600	550	255,5	17,3	5,77	27,241	11,29
550	500	272,8	19,7	5,84	25,065	11,86
500	450	292,5	24,8	5,92	22,867	13,59
450	400	317,3	21,9	5,99	20,567	10,80
400	350	339,2	15,6	6,06	18,206	6,80
350	300	354,7	5,9	6,13	15,786	2,22
300	250	360,6	4,4	6,19	13,283	1,40
					<b>suma</b>	<b>293,7</b>

Tab. 5. Obliczenie mocy elektrowni oraz średniej produkcji energii dla maksymalnego przepływu przez elektrownię  $Q_{e,max} = 1200$  m<sup>3</sup>/s w przekroju Wyszogród

Km	Przekrój	Przepływ przez elektrownię $Q_{e,max}$ [m <sup>3</sup> /s]	Moc min $P_{min}$ [MW]	Moc max $P_{max}$ [MW]	Produkcja energii E [GWh]
539,5	Warszawa	1200	11,59	61,992	281,12
584,0	Wyszogród	1200	13,28	48,17	293,73
618,0	Płock	1200	13,45	47,58	291,35
674,8	Włocławek	1200	22,46	102,61	598,85
707,9	Sierzewo	1200	10,43	43,26	262,31
758,0	Solec Kujawski	1200	17,96	80,34	493,45
801,5	Chełmno	1200	14,74	66,23	415,86
829,5	Grudziądz	1200	14,63	58,92	383,97
876,3	Gniew	1200	15,77	68,19	440,85
903,5	Tczew	1200	18,09	56,27	378,72
		<b>suma</b>	<b>152,4</b>	<b>633,6</b>	<b>3840,2</b>

Tab. 6. Zestawienie mocy minimalnej i maksymalnej oraz średniej rocznej produkcji energii dla poszczególnych przekrojów obliczeniowych kaskady przy  $Q_{e,max} = 1200$  m<sup>3</sup>/s

Przepływ przez elektrownię $Q_{e,max}$ [m <sup>3</sup> /s]	Moc min $P_{min}$ [MW]	Moc max $P_{max}$ [MW]	Produkcja energii E [GWh]
900	152,4	507,1	3428,4
1200	152,4	633,6	3840,2
1500	152,4	757,4	4083,2
1800	152,4	857,4	4221,1

Tab. 7. Zestawienie mocy i rocznej produkcji energii KDW dla różnych wariantów maksymalnego przepływu przez elektrownię  $Q_{e,max}$

natężenia przepływu przez elektrownię (przełyku instalowanego), który zmieniał się w zakresie od 900 m<sup>3</sup>/s do 1800 m<sup>3</sup>/s. Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że w zależności od przyjętego wariantu przełyku instalowanego całkowita moc kaskady może wynosić od 507,1 MW do 857,4 MW, co

umożliwia średnią roczną produkcję energii wynoszącą odpowiednio od 3428,4 GWh do 4221,1 GWh. Uzyskane wyniki wskazują, że ewentualna realizacja kaskady stopni piętrzących wraz z elektrowniami wodnymi na dolnej Wiśle wniesie znaczący wkład do produkcji energii w Krajowym Systemie

Energetycznym oraz zwiększy udział w produkcji energii ze źródeł odnawialnych.

#### Podziękowania

Autorzy wyrażają podziękowanie firmie ENERGA SA. za udostępnienie danych umożliwiających wykonanie przedstawionych w pracy obliczeń.

#### Bibliografia

- Kosiński J., Zdulski W., Potencjał hydroenergetyczny Wisły, *Acta Energetica* 2013, nr 2/15, s. 38–47.
- Ankiersztein I., Kaskada Dolnej Wisły, *Acta Energetica* 2013, 3/16, 70–74.
- Szydłowski M. i in., Analiza hydraulicznych skutków kaskadyzacji dolnej Wisły, *Inżynieria Morska i Geotechnika* 2014, nr 5, s. 420.
- ARUP, Zapewnienie bezpieczeństwa publicznego w rejonie stopnia Włocławek przy wykorzystaniu energii wody oraz poprawie potencjału ekosystemów wodnych i od wód zależnych, raport opracowany na zlecenie Energa SA.: [a] Obliczenia hydrauliczne 2012, [b] Operat hydroenergetyczny 2011.
- Hydroprojekt, Budowa stopnia wodnego w Ciechocinku-Nieszawie. Koncepcja programowo-przestrzenna, część I, Warszawa 2002.
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., Hydrologia stosowana, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1994.
- Banasik K. i in., Metodyka obliczania przepływów i maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ, Stowarzyszenie Hydrologów Polskich, Warszawa 2009.
- HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, US Army Corps of Engineers, Davis 1997.
- Bednarczyk S. i in., Siłownie wodne – podstawy projektowania, Politechnika Gdańska, Gdańsk 1960.
- Michałowski S., Plutecki J., Energetyka wodna, WNT, Warszawa 1975.

#### Michał Szydłowski

dr hab. inż.

Politechnika Gdańska

e-mail: [michal.szydowski@wilis.pg.gda.pl](mailto:michal.szydowski@wilis.pg.gda.pl)

Ukończył wyższe studia magisterskie na kierunku inżynieria środowiska (specjalność gospodarka wodna) na Wydziale Hydrotechniki Politechniki Gdańskiej (1993). Rozprawę doktorską obronił na Wydziale Inżynierii Środowiska swojej macierzystej uczelni (1999). Główny nurt jego badań własnych obejmuje matematyczne modelowanie przepływów o charakterze szybkozmiennym na terenie zabudowanym. Jego rozprawa habilitacyjna dotyczyła zagadnień modelowania fizycznego i matematycznego przepływów powodziowych w miastach (2008). Kierownik Katedry Hydrotechniki WILiŚ PG, prowadzi zajęcia z zakresu mechaniki płynów, hydrauliki i hydrologii.

#### Dariusz Gąsiorowski

dr inż.

Politechnika Gdańska

e-mail: [dariusz.gasiorowski@wilis.pg.gda.pl](mailto:dariusz.gasiorowski@wilis.pg.gda.pl)

Ukończył studia magisterskie na kierunku inżynieria środowiska (specjalność gospodarka wodna) na Wydziale Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej (1998). Pracował w Zakładzie Hydrodynamiki Rzek i Zbiorników Wodnych w Instytucie Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk w Gdańsku (1999–2008). Uzyskał stopień doktora nauk technicznych w zakresie budownictwa (2006). Od 2008 roku jest zatrudniony na stanowisku adiunkta w Katedrze Hydrotechniki na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska PG. Prowadzi zajęcia z mechaniki płynów, hydrauliki i hydrologii oraz meteorologii. Jego główny obszar działalności skupia się wokół modelowania matematycznego i numerycznego przepływów w kanałach otwartych oraz zbiornikach wodnych.

**Romuald Szymkiewicz**

prof. dr hab. inż.

Politechnika Gdańska

e-mail: rszym@pg.gda.pl

Profesor zwyczajny Politechniki Gdańskiej, dyscyplina naukowa: inżynieria środowiska. Specjalizuje się w zagadnieniach gospodarki wodnej, hydrologii i hydromechaniki. Główne kierunki badań: przepływy ze swobodną powierzchnią, przepływy pod ciśnieniem, procesy transportu zanieczyszczeń, modelowanie matematyczne, metody numeryczne.

**Piotr Zima**

dr hab. inż.

Politechnika Gdańska

e-mail: piotr.zima@pg.gda.pl

Zatrudniony na Politechnice Gdańskiej na etacie adiunkta z habilitacją. Zajmuje się problemami naukowymi związanymi z matematycznym modelowaniem przepływów i migracji zanieczyszczeń w ciekach i zbiornikach wodnych, w wodach powierzchniowych i gruntowych oraz w przepływowych obiektach technicznych (np. reaktory stosowane na oczyszczalniach ścieków), a w szczególności badaniami eksperymentalnymi i modelowaniem procesów przepływu zanieczyszczeń w środowisku wodnym z uwzględnieniem procesów usuwania pierwiastków biogennych. Jego prace dotyczą głównie modelowania matematycznego z zakresu hydrauliki obliczeniowej z wykorzystaniem metod numerycznych oraz badań doświadczalnych obiektów przepływowych w laboratorium oraz w reaktorach technologicznych w skali technicznej.

**Jakub Hakiel**

mgr inż.

Politechnika Gdańska

e-mail: jakub.hakiel@pg.gda.pl

Absolwent Politechniki Gdańskiej. Pracuje jako asystent w Katedrze Hydrotechniki na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska swojej macierzystej uczelni. Od 2013 roku jest doktorantem na kierunku inżynieria środowiska. W ramach realizacji pracy doktorskiej zajmuje się modelowaniem numerycznym przepływów w korytach otwartych, kanalizacji deszczowej oraz po powierzchni terenu.