

OBLICZENIA HYDROLOGICZNO - HYDRAULICZNE

dla inwestycji pn.:
„Pańska Góra – kompleksowe zagospodarowanie przestrzeni rekreacyjnej i parkowej
w Gminie Andrychów”

Opracował: mgr inż. Michał Malik
Kwalifikacje do wykonywania
dokumentacji hydrologicznych
Świadectwo nr 42/2004

mgr inż. Dagmara Buniowska

sierpień 2020, Kraków

SPIS TREŚCI:

1. DANE OGÓLNE.	3
1.1. DANE WYJŚCIOWE.	3
1.2. ZAKRES OPRACOWANIA.	3
2. OBLICZENIA HYDROLOGICZNE	3
2.1. CHARAKTERYSTYKA HYDROGRAFICZNA	3
2.2. OBLICZENIA PRZEPŁYWÓW MAKSYMALNYCH ROCZNYCH O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWYŻSZENIA DLA CIEKU BEZ NAZWY	5
2.3. OBLICZENIA PRZEPŁYWÓW DLA PROJEKTOWANEJ INWESTYCJI. MODEL OPAD-ODPŁYW	7
1.1.1 <i>Przygotowanie danych wejściowych do modeli opad – odpływ.</i>	10
1.1.2 <i>Wyniki obliczeń z modelu opad-odpływ</i>	13
1.1.3 <i>Zestawienie wyników obliczeń hydrologicznych</i>	26
2.4. OBLICZENIA PRZEPŁYWU ŚREDNIEGO ROCZNEGO SSQ	26
2.5. OBLICZENIA PRZEPŁYWU ŚREDNIEGO NISKIEGO SNQ	27
2.6. OKREŚLENIE CHARAKTERU CIEKU	28
2.7. OBLICZENIE PRZEPŁYWU O GWARANCJI WYSTĄPIENIA 90% (QGW90%):	28
2.8. OBLICZENIE PRZEPŁYWU NIENARUSZALNEGO	28
2.9. STRATY WODY NA ZBIORNIKU	29
2 OBLICZENIA HYDRAULICZNE	31
2.1 OBLICZENIA DLA UJĘCIA	31
2.2 OBLICZENIA W KORYCIE CIEKU BEZ NAZWY	33
2.3 OBLICZENIA MINIMALNEGO ŚWIATŁA OBIEKTÓW MOSTOWYCH (KŁADEK)	36
2.3.1 <i>Kładka w km 1+814</i>	36
2.3.2 <i>Kładka w km 1+964</i>	36
2.4 OBLICZENIA HYDRAULICZNE PRZEPUSTÓW	37

SPIS ZAŁĄCZNIKÓW

- 1.1 Obliczenia przepływów maksymalnych dla cieku bez nazwy.
- 1.2 Obliczenia przepływów maksymalnych dla rowu.
- 2 Obliczenia przepływów SSQ i SNQ

1. DANE OGÓLNE.

1.1. Dane wyjściowe.

- Numeryczny model terenu, PZGiK,
- Mapa podziału hydrograficznego Polski,
- obowiązujące normy, przepisy, a w szczególności:
 - Warunki techniczne jakim powinny odpowiadać obiekty hydrotechniczne ich usytuowanie – Dz. U. Nr 86/2007 z dnia 16.05.2007,
 - Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63 poz. 735).
- Mapa do celów projektowych,
- Dokumentacja techniczna

1.2. Zakres opracowania.

Opracowanie obejmuje ocenę warunków hydrologicznych i hydraulicznych panujących w rejonie projektowanej inwestycji a w szczególności:

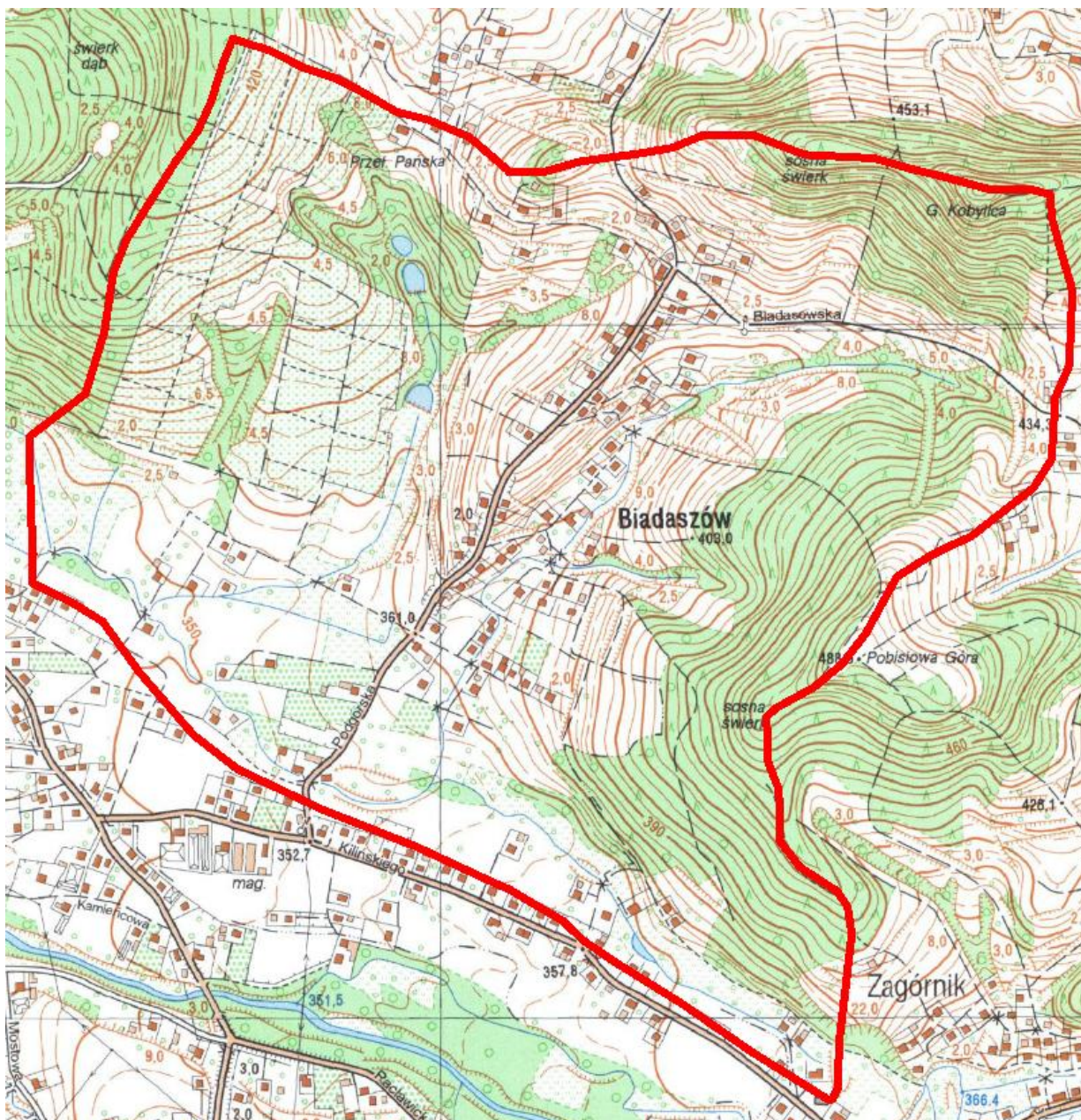
- obliczenia przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla cieku bez nazwy przy stawie,
- obliczenia przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla cieku bez nazwy dla przepustów w parku,
- określenie przepływów charakterystycznych SSQ i SNQ dla cieku bez nazwy przy stawie,
- określenie przepływu nienaruszalnego Q_n oraz przepływu $Q_{gw90\%}$ dla cieku bez nazwy przy stawie,
- określenie bilansu wodnego dla stawu,
- określenie warunków hydraulicznych, panujących w korycie cieku w rejonie planowanej inwestycji dla stanu istniejącego i projektowanego dla wody miarodajnej $Q_{maxp1\%}$ oraz $Q_{10\%}$,
- obliczenia minimalnego światła obiektów mostowych,
- obliczenia hydrauliczne przepustów na rowie w parku Pańska Góra.

2. OBLICZENIA HYDROLOGICZNE

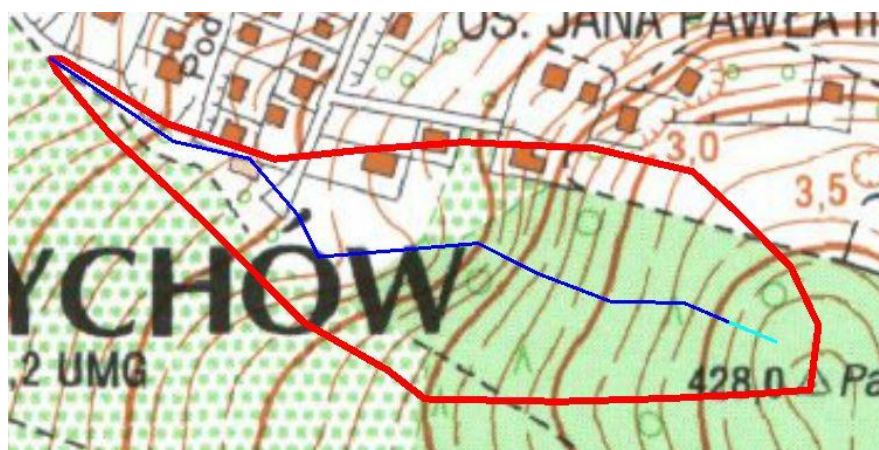
2.1. Charakterystyka hydrograficzna

Analizowany ciek bez nazwy prawy dopływ Wieprzówki. Potok płynie przez terytorium gminy Andrychów - miasto.

Zlewnia w przekroju obliczeniowym przedstawiono na rysunku poniżej.



Rysunek 1. Zlewnia cieków bez nazwy do przekroju obliczeniowego



Rysunek 2. Zlewnia rowu w parku Pańska Góra

2.2. Obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla cieków bez nazwy

Ciek nie jest kontrolowany wodowskazem, wg wytycznych Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej dla zlewni niekontrolowanych, mniejszych od 50 km² do obliczenia przepływu maksymalnego o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia stosuje się tzw. formułę opadową.

Formuła opadowa:

$$Q_p = f F_1 \varphi H_1 A \lambda_p \delta_j$$

gdzie:

- Q_p - przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie p w m³/s,
- f - bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,
- F_1 - maksymalny moduł odpływu jednostkowego,
- φ - współczynnik odpływu,
- H_1 - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1% w mm,
- A - powierzchnia zlewni,
- λ_p - kwantyl rozkładu dla założonego prawdopodobieństwa p ,
- δ_j - współczynnik redukcji jeziornej.

Spadek zlewni I_{r1} obliczono po sporządzeniu profilu podłużnego cieków wraz z suchą doliną.

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego określa się z tabeli w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki koryta potoku Φ_r i czasu spływu po stokach t_s .

Hydromorfologiczną charakterystykę koryta potoku obliczono ze wzoru:

$$\Phi_r = \frac{1000(L+I)}{m I_{r1}^{1/3} A^{1/4} (\varphi H_1)^{1/4}}$$

gdzie:

- $L+I$ – długość cieków wraz z suchą doliną w km,
- m – miara szorstkości koryta odczytana z tabeli,
- I_{r1} – spadek cieków.

Czas spływu po stokach określono w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki stoków:

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

gdzie:

- I_s – średnia długość stoków obliczona z obliczona z podanego wzoru w km,
- m_s – miara szorstkości stoków odczytana z tabeli,
- I_s – średni spadek stoków obliczony z podanego wzoru.

$$I_s = \frac{I}{1,8 \rho}$$

gdzie:

- ρ - gęstość sieci rzecznej obliczona jako iloraz sumy długości cieków głównych oraz jego dopływów wraz z suchymi dolinami i powierzchni zlewni uzyskano ze wzoru:

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n (L+l)_i}{A}$$

gdzie:

n – liczba cieków.

Średni spadek stoków obliczono z równania:

$$I_s = \frac{\Delta h \sum_{j=1}^r k_j}{A}$$

gdzie:

Δh – różnica poziomów dwóch sąsiednich warstw w m,

k – długość warstwy w m,

r – liczba warstw.

Tabela 1 Przepływy maksymalne obliczone metodą formuły opadowej dla cieku bez nazwy

Prawdopod.	Kwantyl	Przepływ
p [%]	l_p	Q_p [m³/s]
0.1	1.54	10.4
0.2	1.37	9.2
0.3	1.28	8.6
0.5	1.16	7.8
1	1.00	6.7
2	0.84	5.7
3	0.75	5.0
5	0.64	4.3
10	0.48	3.2
20	0.33	2.2
30	0.25	1.7
50	0.15	1.0

Tabela 2 Przepływy maksymalne obliczone metodą formuły opadowej dla rowu w parku Pańska Góra

Prawdopod.	Kwantyl	Przepływ
p [%]	0_p	Q_p [m³/s]
0.1	1.54	0.6
0.2	1.37	0.5
0.3	1.28	0.5
0.5	1.16	0.5
1	1.00	0.39
2	0.84	0.33
3	0.75	0.3
5	0.64	0.3
10	0.48	0.2
20	0.33	0.1
30	0.25	0.1
50	0.15	0.1

Charakterystykę przedmiotowej zlewni wraz z parametrami wchodzącymi w skład używanych formuł oraz wyniki obliczeń pokazano w załączniku 1.

2.3. Obliczenia przepływów dla projektowanej inwestycji. Model opad-odpływ.

Obliczenia w zlewni niekontrolowanej dokonano z wykorzystaniem modeli matematycznych typu opad-odpływ. Problem symulacji hydrogramu odpływu powierzchniowego (stworzenie hydrogramu hipotetycznego) rozwiązano metodą hydrogramu jednostkowego.

W tym celu skorzystano z oprogramowania HEC-RAS v.5.07 (2D) opracowane przez Korpus Inżynierów Armii Amerykańskiej.

Przy opracowaniu danych wejściowych do modelu kierowano się następującymi zasadami:

- w obliczeniach przyjęto założenie o równości prawdopodobieństwa wystąpienia opadu i wywołanego nim wezbrania,
- do obliczeń przyjęto opady o prawdopodobieństwie wystąpienia 1% oraz czasie trwania równym 24 godziny, 6 godzin oraz 3 godziny i 60 min.
- W przypadku opadu 24 h rozkład wysokości opadu w czasie (hietogram hipotetyczny) dokonano wykorzystując metodę zaproponowaną przez DVWK. Zgodnie z podanymi tam zasadami przez pierwsze 30% czasu trwania opadu wystąpi 20% jego wysokości. Po czasie równym połowie trwania opadu pojawi się 70%, a pozostałe 30% całkowitego opadu wystąpi w drugiej połowie czasu trwania zjawiska [DVWK 1985].

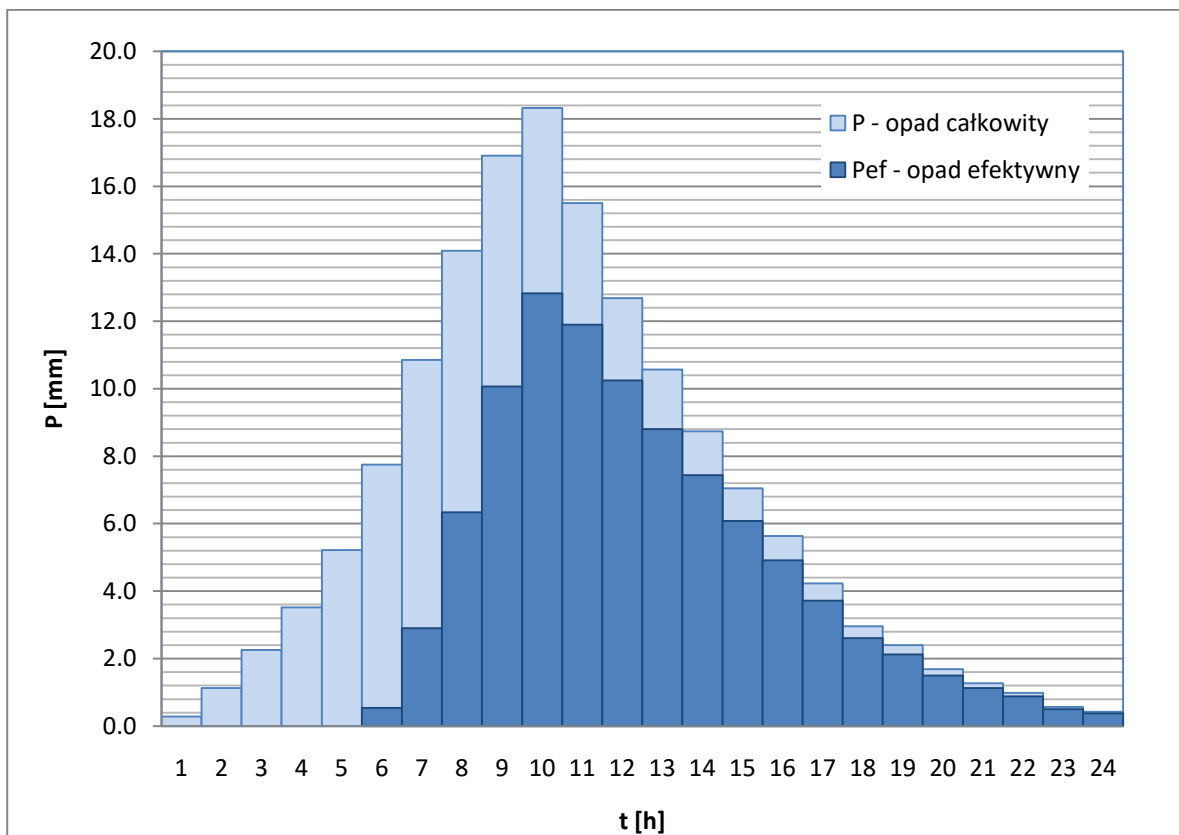
Dla zlewni określono średnie wysokości opadu p1% oraz wygenerowano hietogramy obliczeniowe.

Opady obliczeniowe

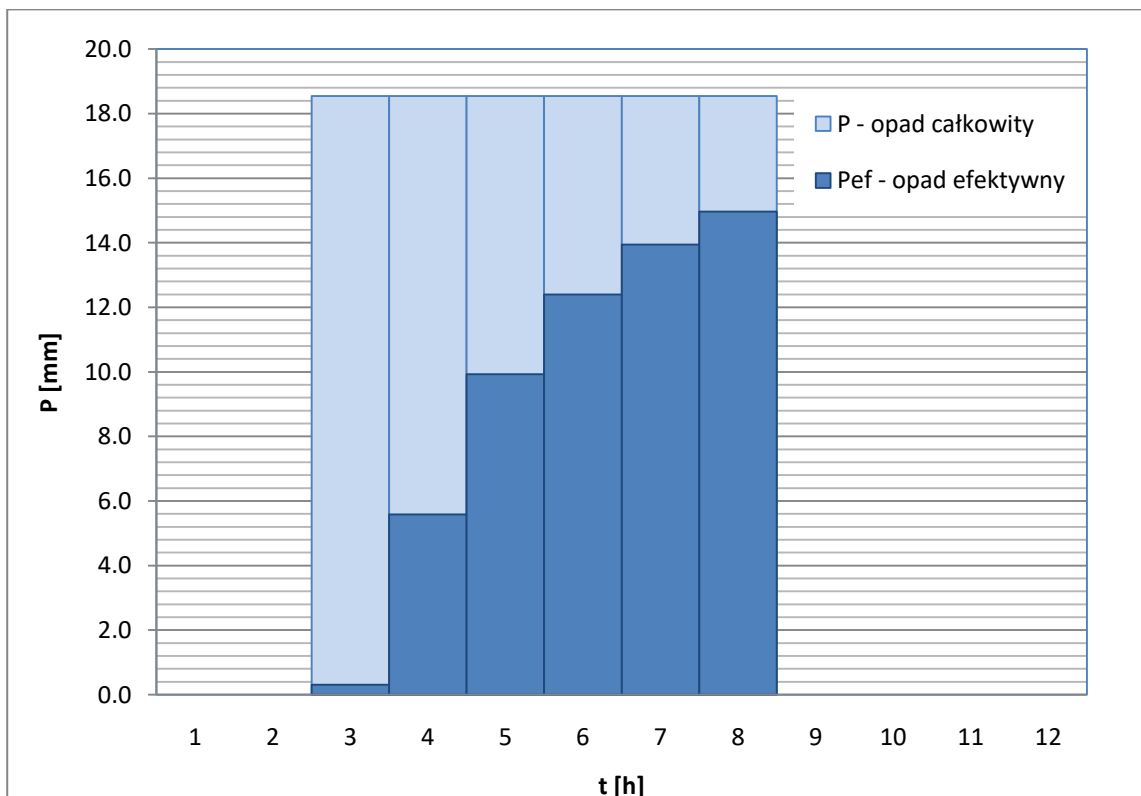
Wejściem do obliczeń hydrologicznych w modelu HEC-RAS były to hietogramy opadu efektywnego.

Obliczenia przeprowadzono dla 4 scenariuszy opadowych, tj. dla czasu trwania opadu 24h, 6h, 3h oraz 60 min.

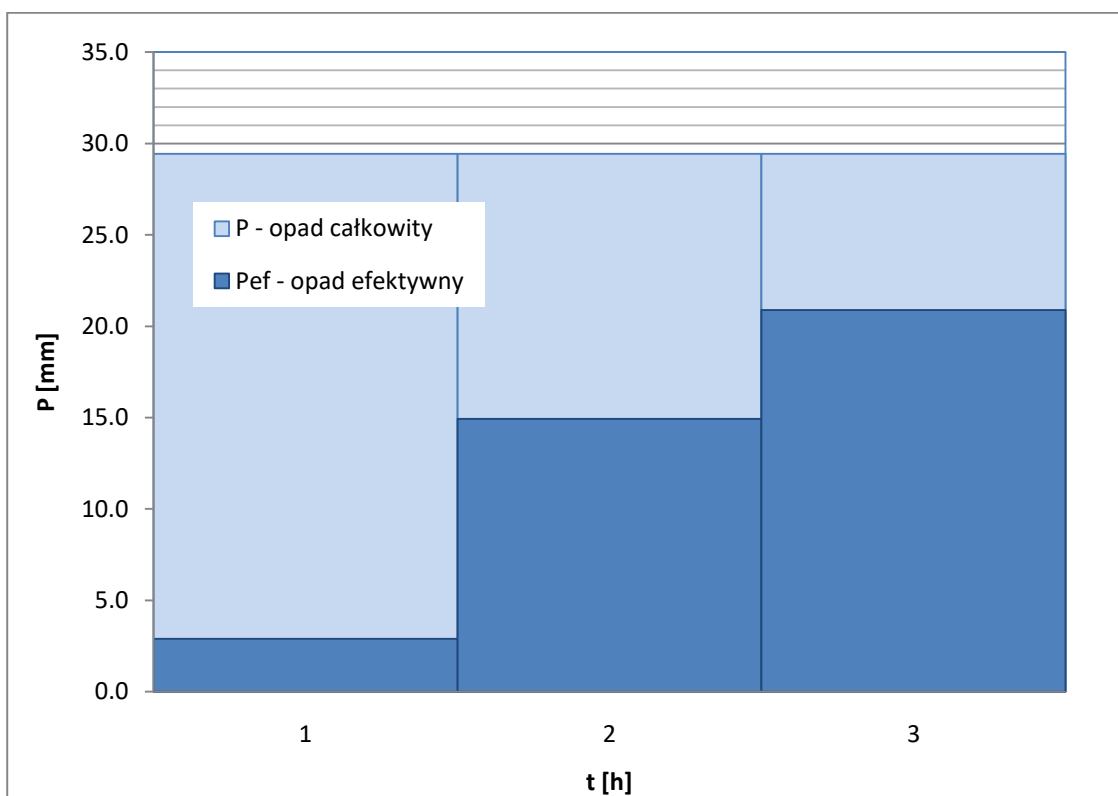
Poniżej na wykresach przedstawiono te hietogramy.



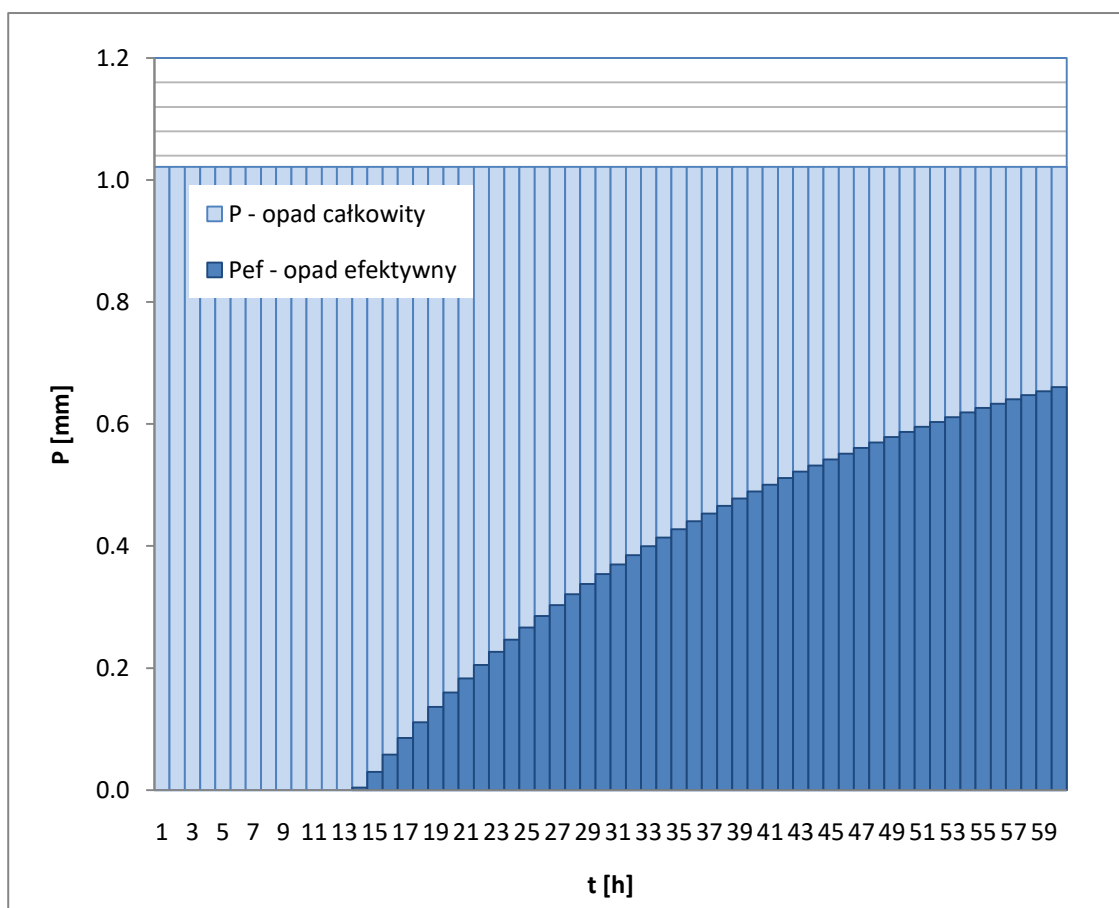
Rysunek 3 Hietogram opadu $t=24$ h



Rysunek 4 Hietogram opadu $t=6\text{ h}$



Rysunek 5 Hietogram opadu $t=3\text{ h}$



Rysunek 6 Hietogram opadu $t=60$ min

1.1.1 Przygotowanie danych wejściowych do modeli opad – odpływ.

- Dane wejściowe do modelu tj. opad efektywny określono metodą SCS-CN, z uwzględnieniem wpływu zagospodarowania terenu, rodzaju gleb, charakteru pokrywy roślinnej oraz stanu uwilgotnienia zlewni (w obliczeniach przyjęto II stopnia uwilgotnienia gruntu jako zalecany do określania przepływów miarodajnych do projektowania obiektów hydrotechnicznych i projektowania stref zagrożenia powodziowego).
- Identyfikację rodzaju gleb przeprowadzono w oparciu o mapę glebowo - rolniczą w skali referencyjnej 1:50 000 opracowaną w Instytucie Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa w Puławach. Bazując na typach gleb zawartych w przedmiotowej mapie dokonano ich agregacji, a następnie przypisano je do jednej z 4 grup (A, B, C, D) wymaganych przez metodę SCS-CN.
- Zgodnie z przyjętą klasyfikacją, gleby podzielono na:
 - A - Gleby charakteryzujące się dobrą przepuszczalnością i dużymi współczynnikami filtracji; do których zaliczamy głębokie piaski, piaski z niewielką domieszką gliny, żwiry, głębokie lessy.
 - B - Gleby o przepuszczalności powyżej średniej i średnim współczynniku filtracji. Należą do nich gleby piaszczyste średnio głębokie, płytkie lessy oraz łął piaszczyste
 - C - Gleby o przepuszczalności poniżej średniej jak gleby uwarstwione z wkładkami słabo przepuszczalnymi, łął gliniaste, płytkie łął piaszczyste, gleby o niskiej zawartości części organicznych, gliny o dużej zawartości części ilastych
 - D - Gleby o bardzo niskiej przepuszczalności i małym współczynniku filtracji. Są to gleby gliniaste, gliny pylaste, gliny zasolone, gliny uwarstwione z wkładkami nieprzepuszczalnymi.

Tabela 3 Przyporządkowanie rodzaju gleb do grupy glebowej

Symbol gleby	Rodzaj/gatunek gleby lub typ gleby	Grupa gleb (NRCS)
żp ¹⁾	żwiry piaszczyste	A
żg ¹⁾	żwiry gliniaste	A
pl ¹⁾	piaski luźne	A
ps ¹⁾	piaski słabo gliniaste	B
pgl ¹⁾	piaski gliniaste lekkie	B
pgm ¹⁾	piaski gliniaste mocne	B
pgmp ¹⁾	piaski gliniaste mocne pylaste	B
gl ¹⁾	gliny lekkie	C
glp ¹⁾	gliny lekkie pylaste	C
gs ¹⁾	gliny średnie	D
gsp ¹⁾	gliny średnie pylaste	D
gc ¹⁾	gliny ciężkie	D
gcp ¹⁾	gliny ciężkie pylaste	D
i ¹⁾	iłły zwykłe	D
ip ¹⁾	iłły pylaste	C
plz ¹⁾	pyły zwykłe	B
pli ¹⁾	pyły ilaste	C
ls ²⁾	lessy zwykłe	B
li ²⁾	lessy ilaste	C
bl ²⁾	Rędziny bardzo lekkie/mady bardzo lekkie	A
l ²⁾	rędziny lekkie/mady lekkie	B
s ²⁾	rędziny średnie/mady średnie	B
c ²⁾	rędziny ciężkie/mady ciężkie	C

¹⁾ Oznaczenia pochodzące z mapy glebowo - rolniczej w skali referencyjnej 1:100 000 oraz 1:500 000 opracowane w Instytucie Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa w Puławach

²⁾ Oznaczenia pochodzące z Polskiej Mapy Gleb w skali 1:500 000 opracowanej pod redakcją B. Dobrzański (przewodniczący) i in (1972 r.).

Przy identyfikacji klasy glebowej skorzystano dodatkowo z podziału gleb opracowanego przez Ignara [1988], który umożliwia bezpośrednie stosowanie metody SCS w warunkach polskich.

Na analizowanym terenie występują w całości gleby wytworzone z utworów lessowatych, w związku z tym dla całego obszaru przyjęto grupę C.

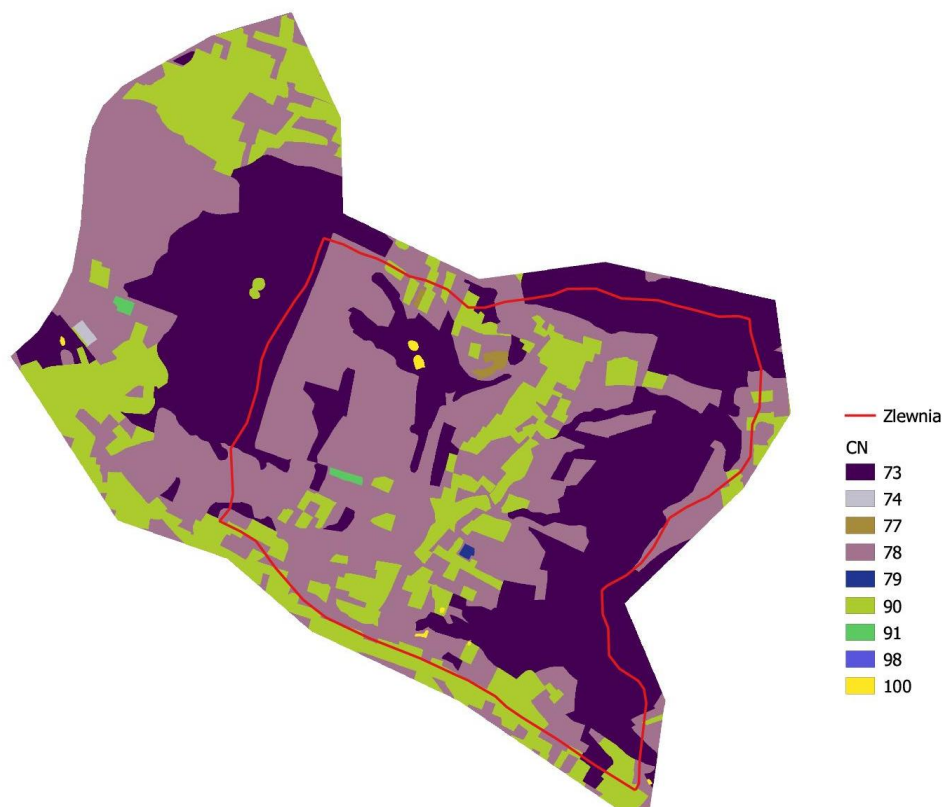
Klasy zagospodarowania terenu, użyte dla celów modelowania hydraulicznego opracowano w oparciu o bazę danych BDOT (wykonanej na bazie danych wektorowych), o stopniu szczegółowości znacznie większym niż CORINE LAND COVER, zaktualizowaną dodatkowo przez wykonaną analizę aktualnej ortofotomapy.



Rysunek 7 Sposób zagospodarowania terenu w zlewniach

Na podstawie grupy glebowej oraz klasy zagospodarowania terenu wyznaczono parametr CN. Parametr ten przyjmuje wartości od 0 do 100, przy czym CN = 100 oznacza stan pełnego uwilgotnienia zlewni, a zatem w takim przypadku opad efektywny jest równy opadowi całkowitemu.

Każdemu rodzajowi określonego pokrycia-zagospodarowania powierzchni zlewni, w zależności od rodzaju gleby przypisano wartość SCS-CN. Do celów modelowania hydrologicznego wartość CN przyjmowano jako średnią arytmetyczną. Obliczenia wykonano przy pomocy narzędzi GIS, wykonując analizy strefowe średniej wartości współczynnika CN dla zlewni.



Rysunek 8 Wartości CN w zlewni

Dla zlewni określono średnią wartość parametru CN.

$$CN = CN_{sr} = \frac{CN_r A_r}{A}$$

gdzie:

CN_{sr} - średnia wartość parametru CN,

CN_r - wartość parametru CN,

A_r - powierzchnia jednostki zadaniowej w km^2 ,

A - całkowita powierzchnia zlewni w km^2 .

Obliczenia wykonano przy pomocy narzędzi GIS, wykonując analizy strefowe średniej wartości współczynnika CN dla obszaru ($CN = 78.65$).

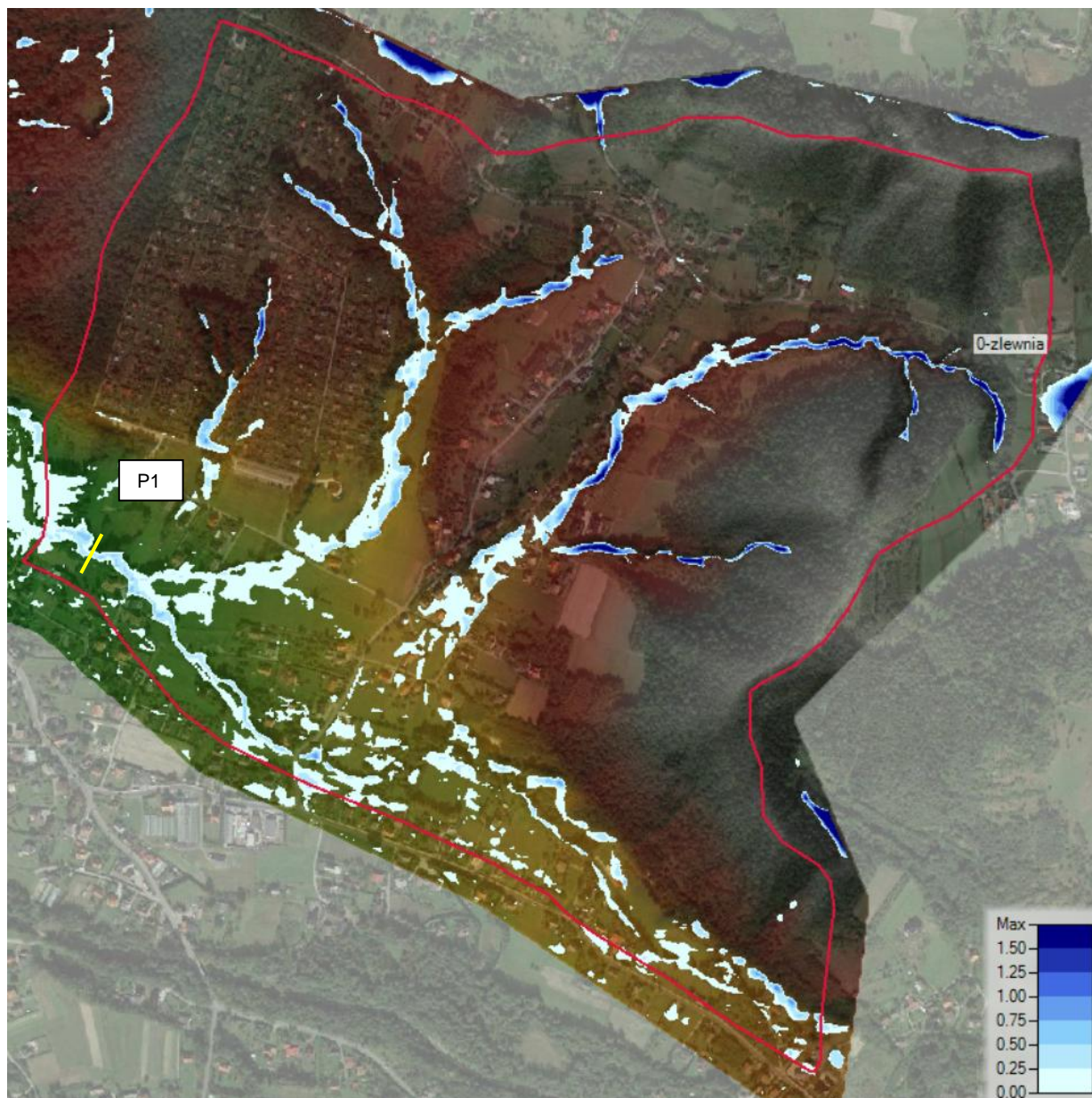
1.1.2 Wyniki obliczeń z modelu opad-odpływ

Analiza warunków terenowych w rejonie projektowanego obiektu wskazuje na skomplikowane warunki hydrauliczne. W celu dokładnego określenia zasięgu spiętrzenia wód wykonano analizę warunków przepływu przy użyciu dwuwymiarowego modelu hydraulicznego HEC-RAS 5.0.7.

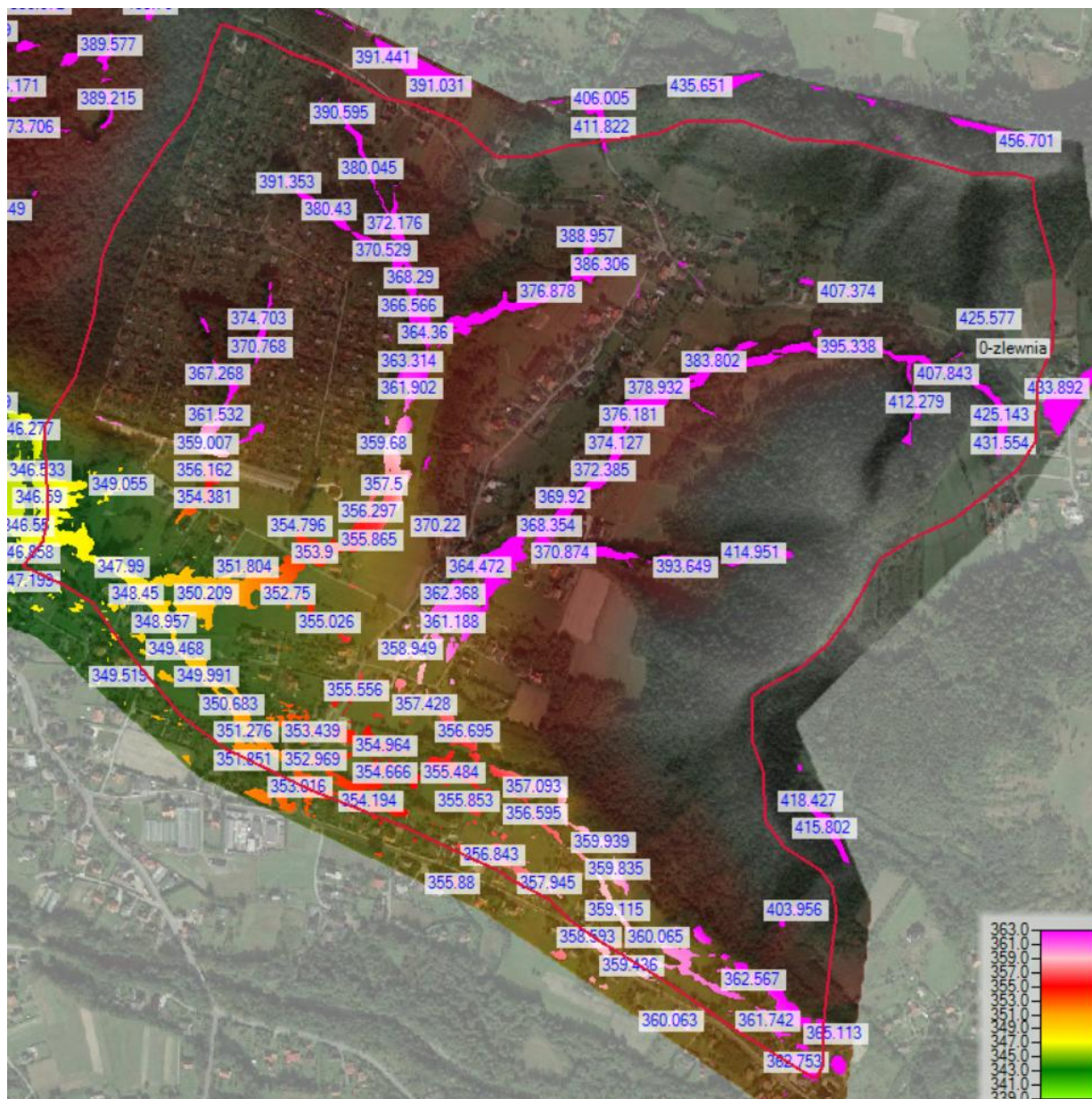
Analizę przeprowadzono na bazie Numerycznego Modelu Terenu, pozyskanego z Państwowego Zasobu Geodezyjnego i Kartograficznego (model ten powstał w ramach programu ISOK i cechuje go bardzo wysoka dokładność – został wykonany techniką LIDAR

skaningu laserowego (minimum 4 punkty pomiarowe na 1 m²). Wspomniany NMT uzupełniono o pomiary geodezyjne w analizowanym obszarze. W modelu użyto zmiennego przestrzennie współczynnika szorstkości, zgodnie z wizją lokalną oraz ortofotomapą.

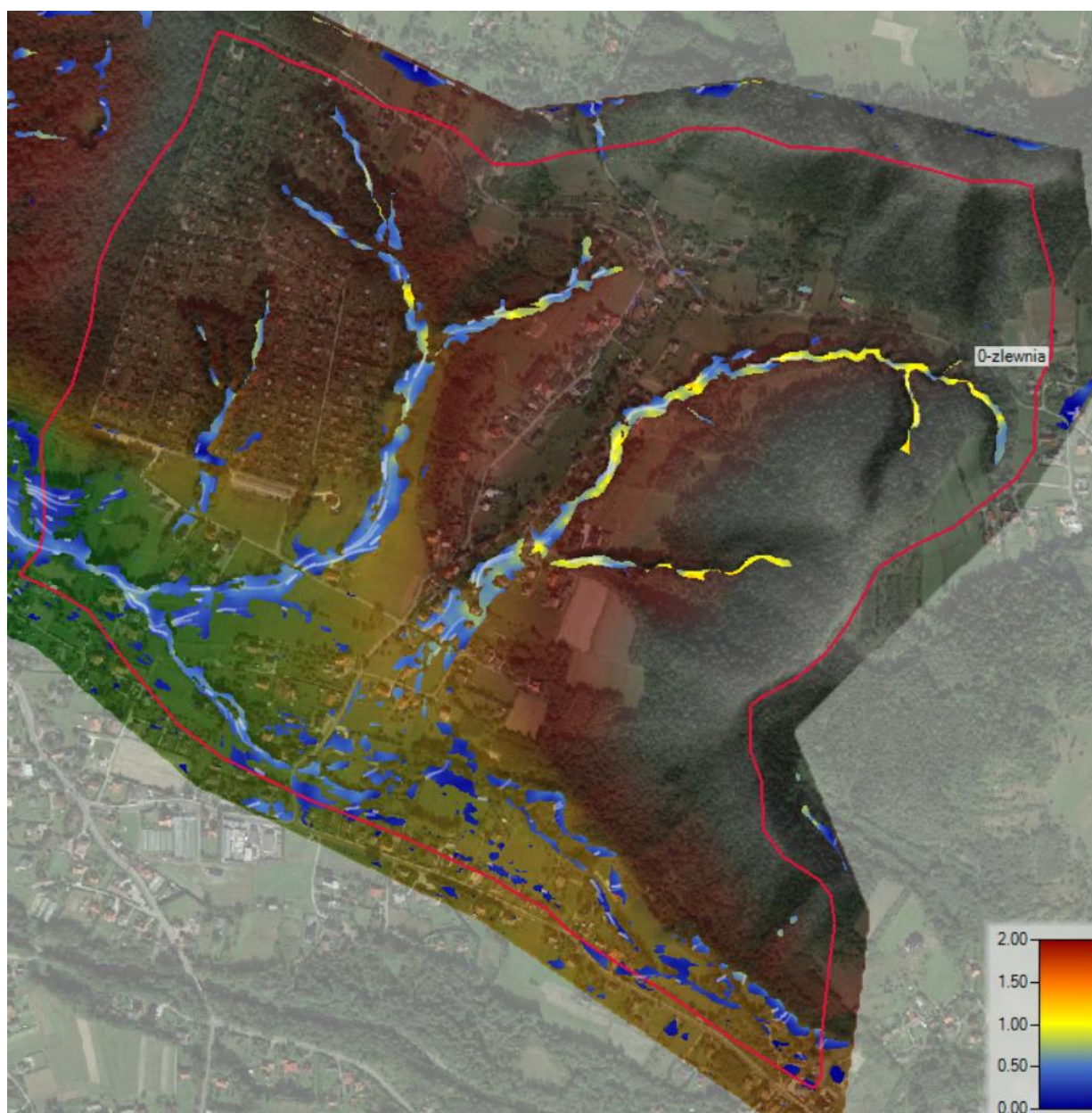
Wyniki analiz dla $Q_m = Q_{\max 1\%}$ (stan istniejący i projektowany) przedstawiono poniżej w postaci map głębokości, prędkości i poziomów wody.



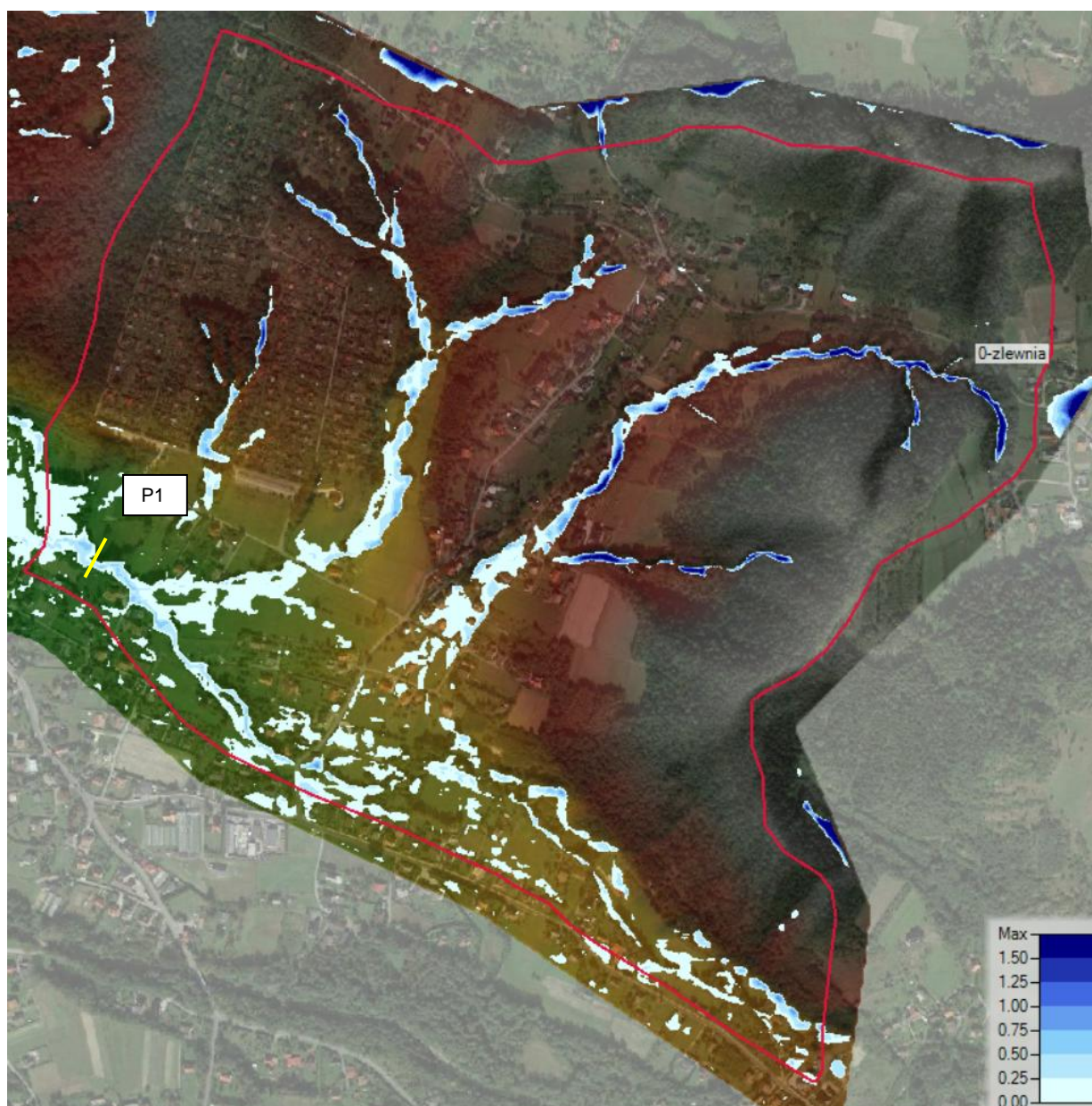
Rysunek 9. Rozkład głębokości $Q_{\max 1\%}$ 24h. Lokalizacja przekroju P1.



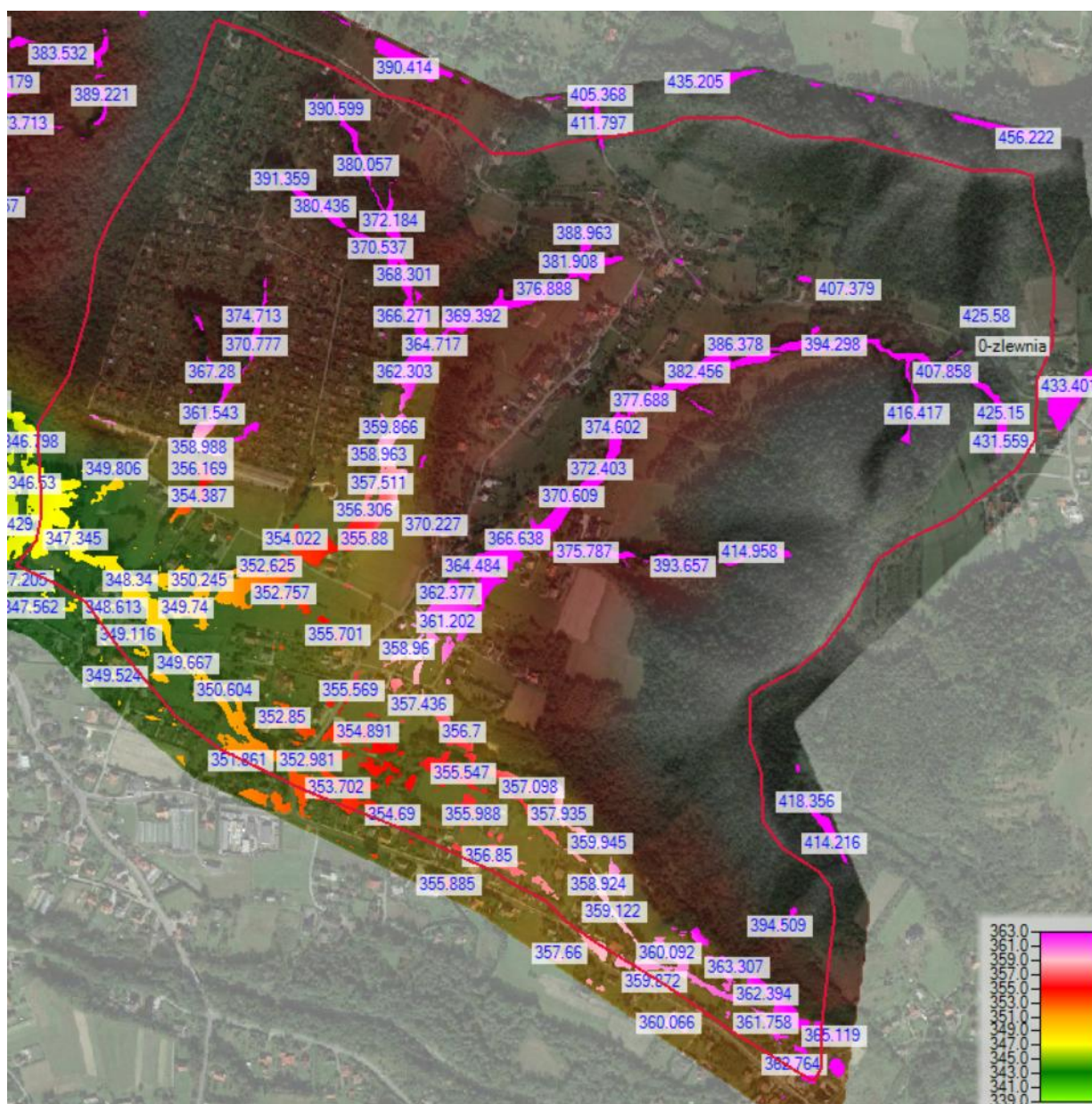
Rysunek 10. Rozkład poziomów $Q_{maxp1} \% 24h$.



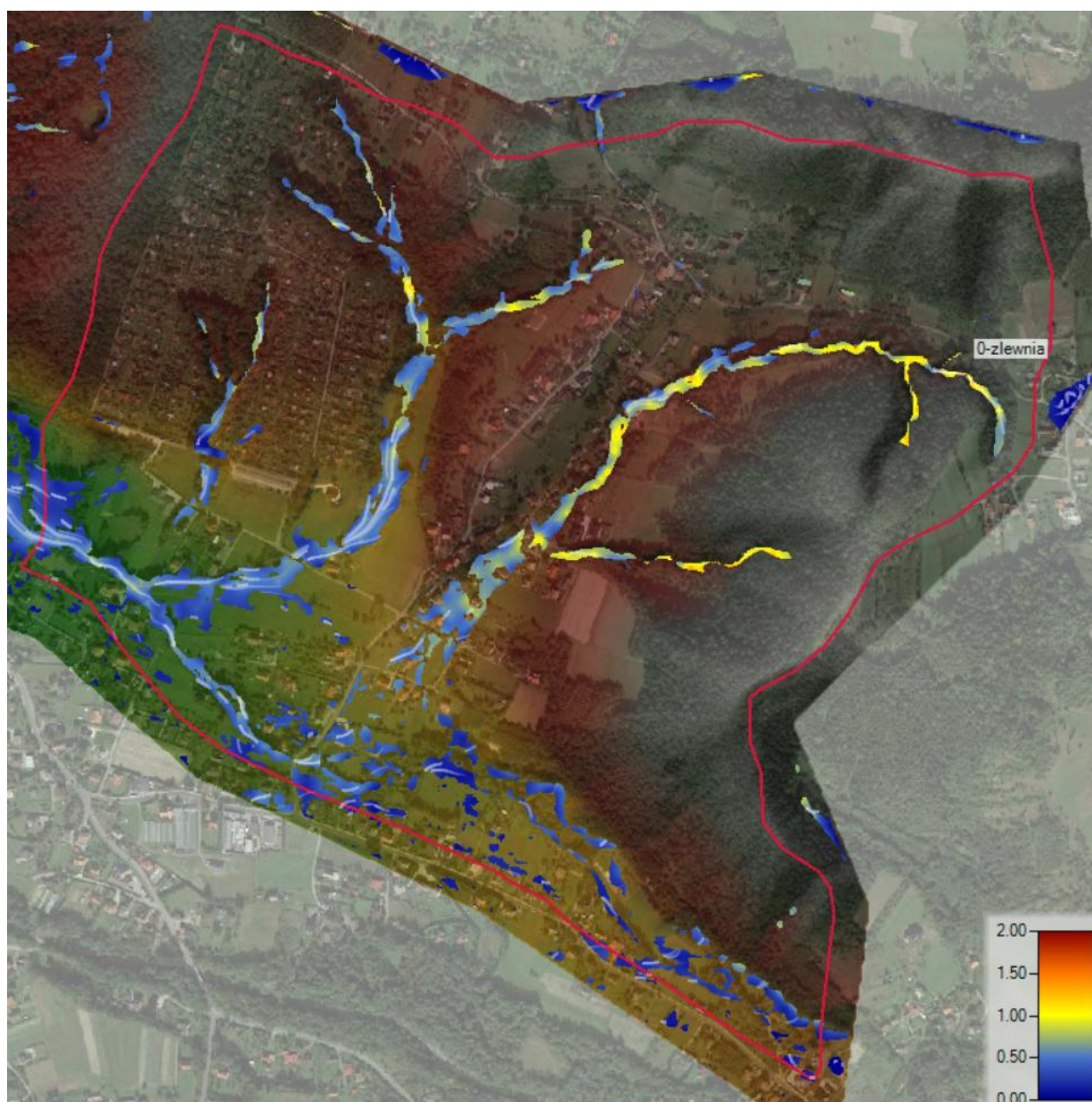
Rysunek 11. Rozkład prędkości $Q_{maxp1} \% 24h$.



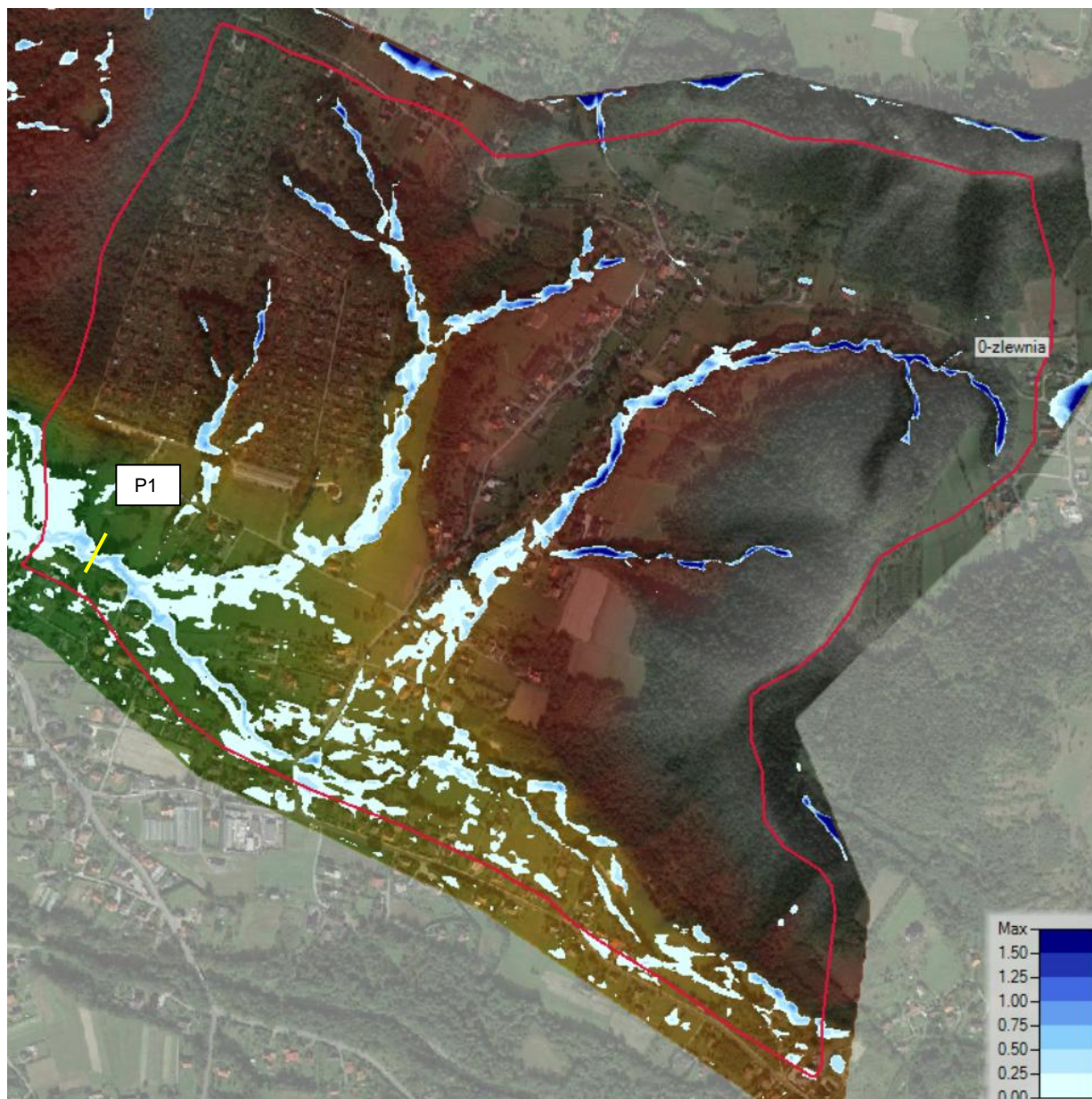
Rysunek 12. Rozkład głębokości $Q_{maxp1} \% 6h$. Lokalizacja przekroju P1.



Rysunek 13. Rozkład poziomów $Q_{maxp1} \% 6h$.

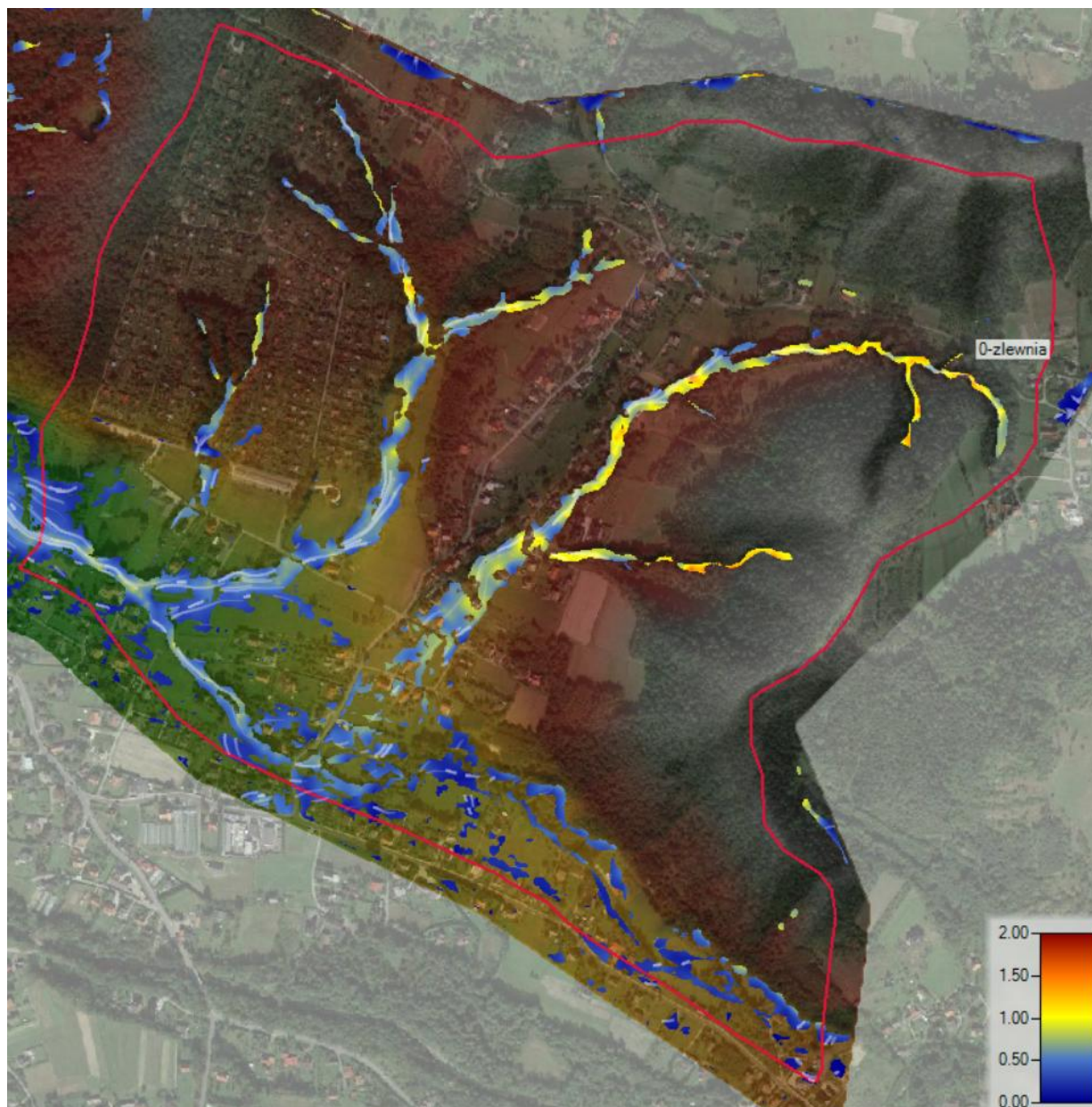


Rysunek 14. Rozkład prędkości $Q_{maxp1} \% 6h$.

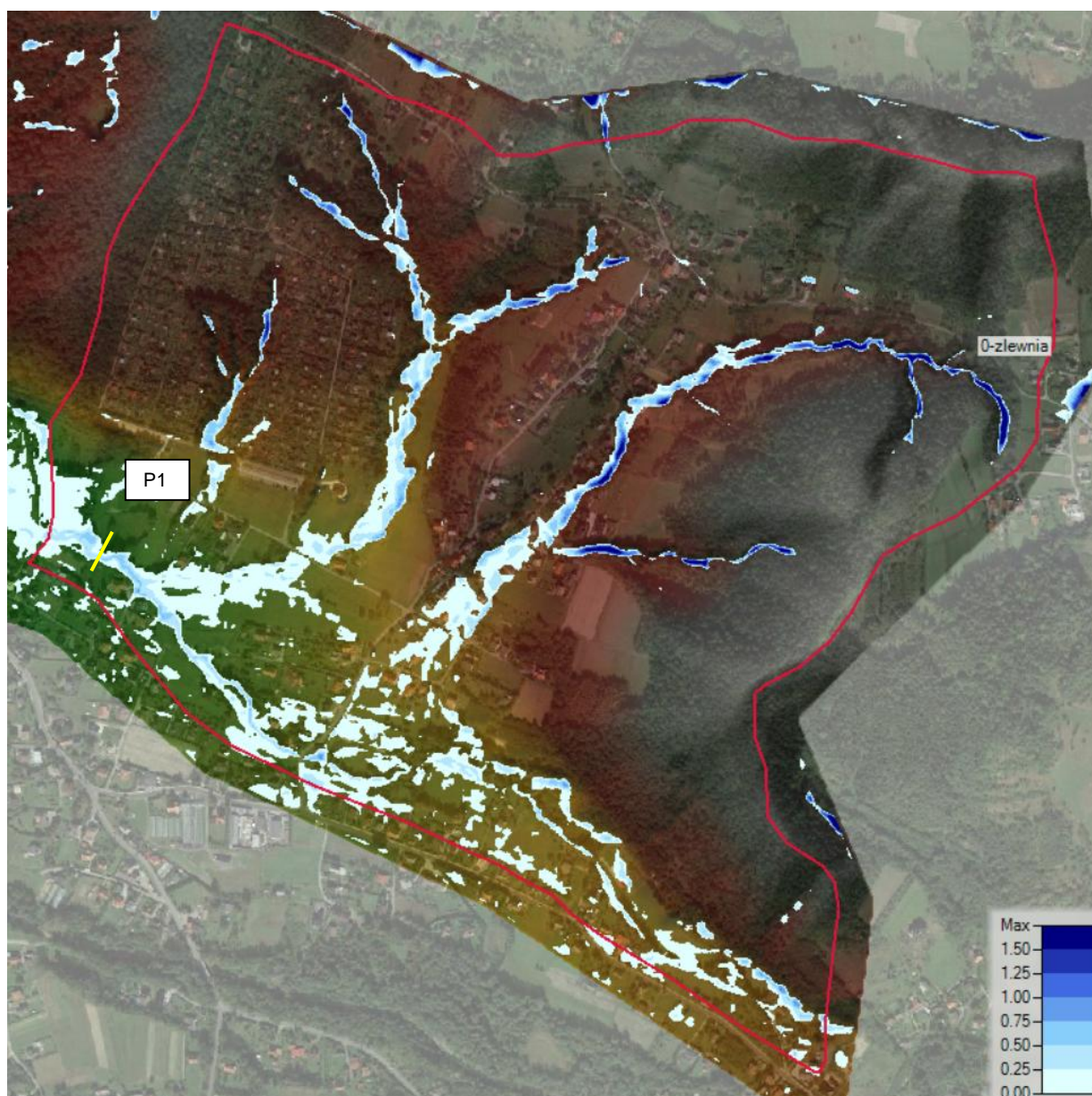


Rysunek 15. Rozkład głębokości $Q_{maxp1} \% 3h$. Lokalizacja przekroju P1.

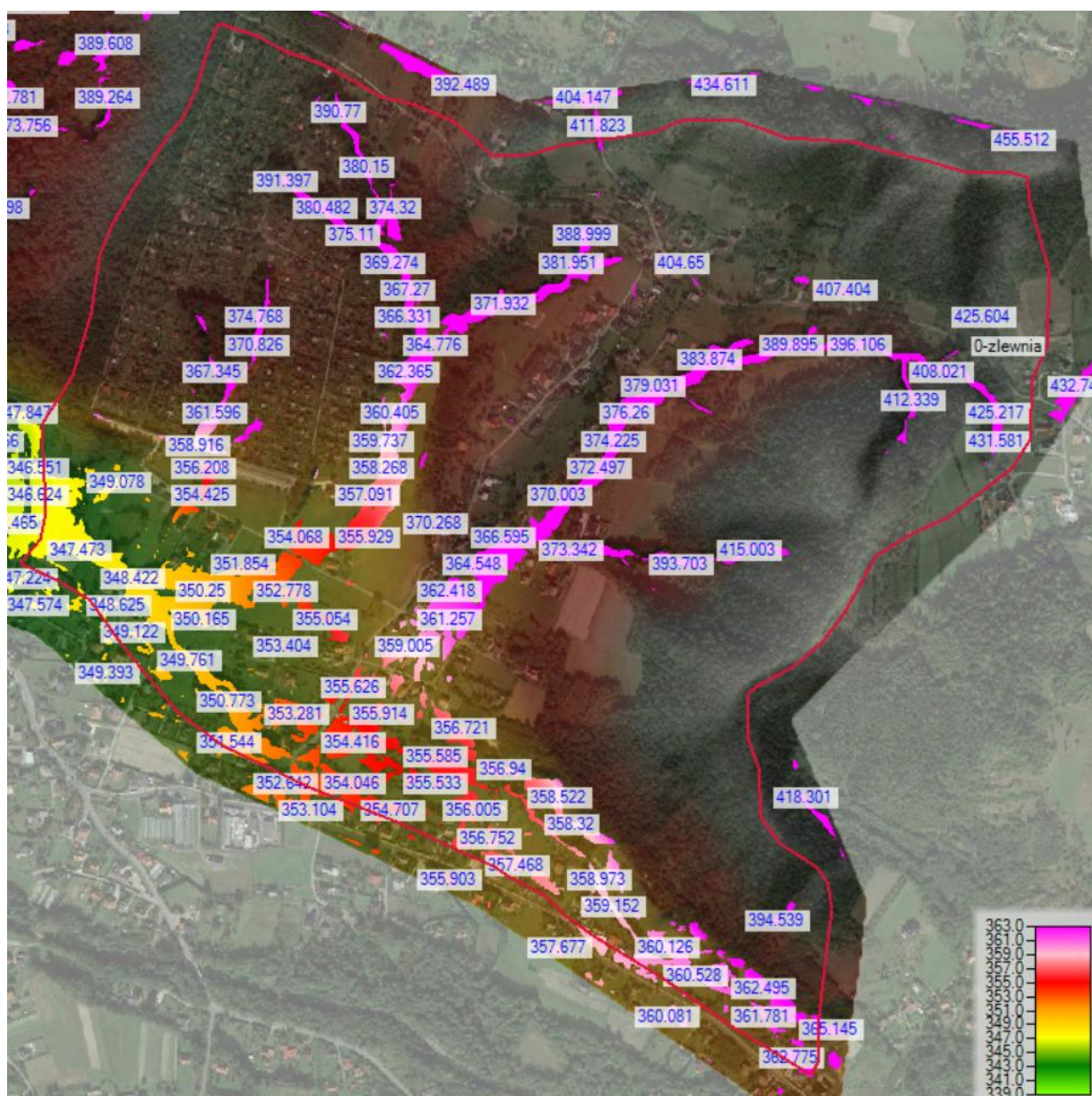
Temat: „Pańska Góra – kompleksowe zagospodarowanie przestrzeni rekreacyjnej i parkowej w Gminie Andrychów”



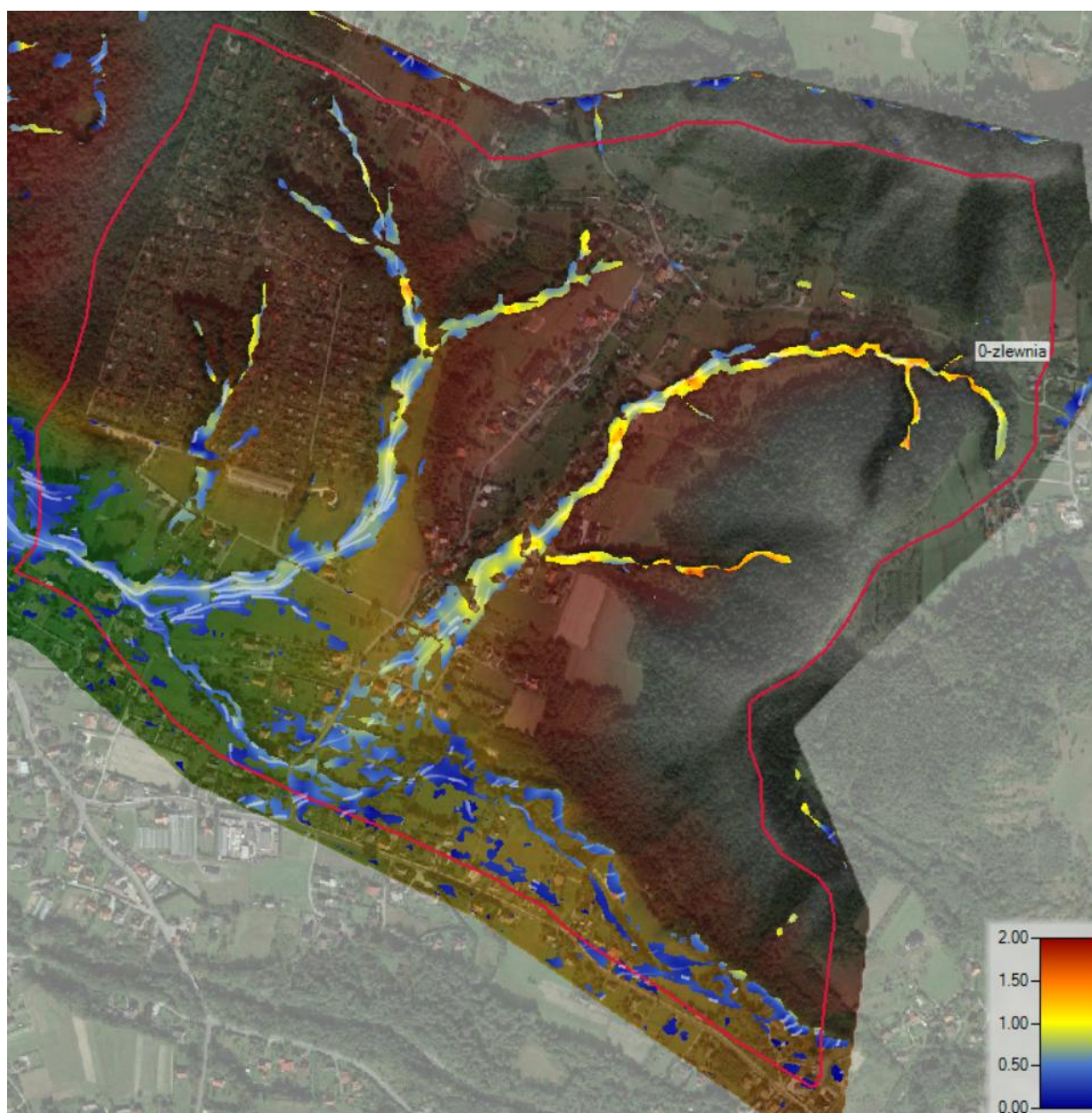
Rysunek 17. Rozkład prędkości $Q_{maxp1} \% 3h$.



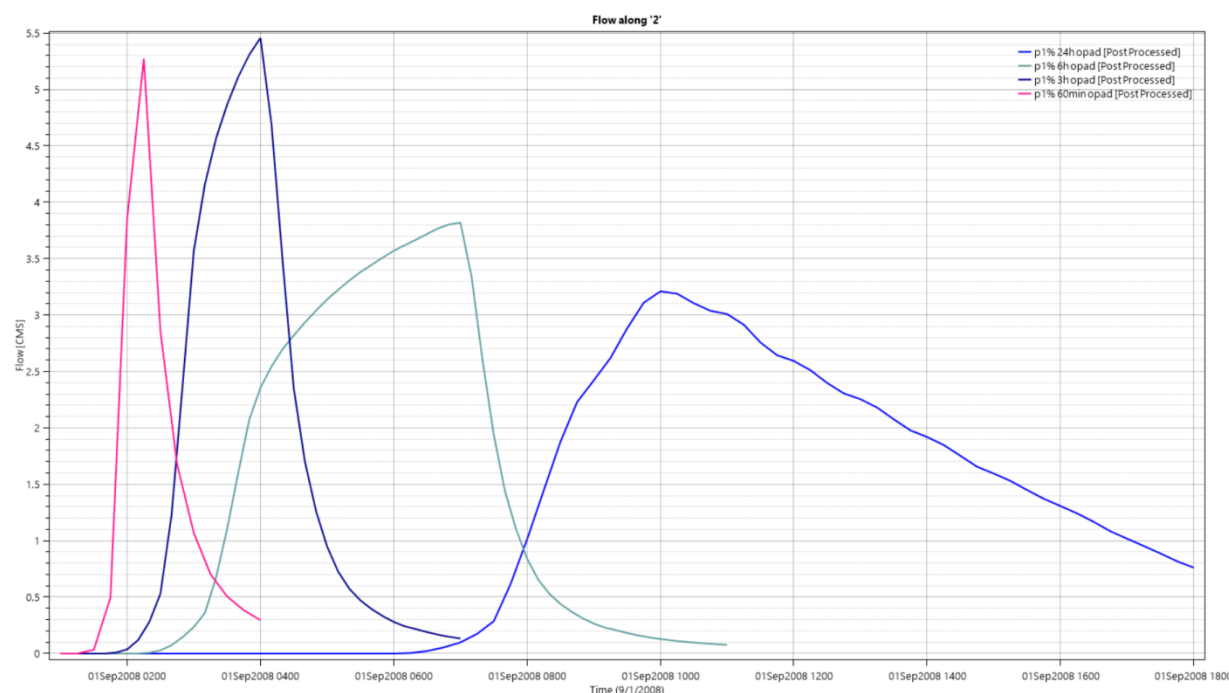
Rysunek 18. Rozkład głębokości $Q_{maxp1} \% 60 \text{ min}$. Lokalizacja przekroju P1.



Rysunek 19. Rozkład poziomów $Q_{maxp1} \% 60 \text{ min}$.



Rysunek 20. Rozkład prędkości $Q_{max1\% 60 min}$.



Rysunek 21. Hydrogramy przepływu w przekroju P1 dla analizowanych wariantów obliczeniowych
 $Q_{maxp1} \%$.

Tabela 4 Wyniki obliczeń z modelu opad – odpływ dla p1%

p1%			
24h	6h	3h	60 min
3.2	3.8	5.46	5.27

1.1.3 Zestawienie wyników obliczeń hydrologicznych

Poniżej zestawiono tabelarycznie wyniki obliczeń z modelu opad – odpływ oraz metodą formuły opadowej dla prawdopodobieństwa p1%.

Tabela 5 Wyniki obliczeń z modelu opad – odpływ oraz metodą formuły opadowej dla p1%

p1%				
24h	6h	3h	60 min	Formuła opadowa
3.2	3.8	5.46	5.27	6.7

Wyniki modelowania (przepływ maksymalny) są zbieżne z obliczeniami przeprowadzonymi formułą opadową. Do dalszych obliczeń zgodnie Rozporządzeniem nr 4/2014 Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie z dnia 16 stycznia 2014 r. w sprawie warunków korzystania z wód regionu wodnego Górnej Wisły przyjęto wartości z formuły opadowej.

2.4. Obliczenia przepływu średniego rocznego SSQ

Przepływ średni roczny (SSQ) jest jednym z najważniejszych przepływów charakterystycznych. Przy braku obserwacji hydrometrycznych przepływ średni roczny oblicza się ze wzoru Punzeta:

$$SSQ = \frac{11,51 \cdot 10^{-9} A \cdot P^{2,05576} I^{0,0647}}{N^{0,04435}}$$

gdzie:

- A – powierzchnia zlewni w km^2 ,
- P – wysokość opadu średniego rocznego w mm,
- N – wskaźnik nieprzepuszczalności gleb w zlewni w %,
- I – umowny spadek zlewni w ‰, obliczony z równania:

$$I = \frac{\Delta W}{L}$$

gdzie:

- L – długość cieków od przekroju badanego do najdalej położonego źródła w km,
- ΔW – różnica wysokości pomiędzy najwyższymi położonymi źródłami cieków w zlewni, a rzędną dna koryta w przekroju badanym w m:

$$\Delta W = W_{\text{zr}} - W_p$$

gdzie:

- W_{zr} – wysokość najwyższego położonego źródła w m n.p.m.,
- W_p – wysokość w przekroju pomiarowym w m n.p.m.

Przepływ SSQ = 0,023 m³/s (23 dm³/s)

Charakterystykę przedmiotowej zlewni wraz z parametrami wchodzącymi w skład używanych wzorów oraz wyniki obliczeń pokazano w załączniku 2.

2.5. Obliczenia przepływu średniego niskiego SNQ

Przepływ średni niski (SNQ) w niekontrolowanych zlewniach można obliczyć wzorem Punzeta:

$$SNQ = \frac{8,07 \cdot 10^{-6} H^{1,21815} A I^{0,3273} P^{0,1722}}{N^{1,0504}}$$

gdzie:

- A – powierzchnia zlewni w km^2 ,
 - I – umowny spadek zlewni w ‰,
 - P – opad średni roczny w zlewni w mm,
 - N – współczynnik nieprzepuszczalności gleb w % określono z odpowiedniej tabeli.
- H – średnie wzniesienie zlewni obliczone ze wzoru:

$$H = \frac{W_z - W_d}{2}$$

gdzie:

- W_z – położenie źródła w m n.p.m.
- W_d – położenie przekroju zamykającego w m n.p.m.

Przepływ SNQ = 0,002 m³/s (2 dm³/s)

Charakterystykę przedmiotowej zlewni wraz z parametrami wchodzącymi w skład używanych wzorów oraz wyniki obliczeń pokazano w załącznikach.

2.6. Określenie charakteru ciek

W celu przeprowadzenia klasyfikacji cieków zgodnie z wymaganiem §23 ust 3 i 4 Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie dokonano sprawdzenia charakterystyki zaliczając poszczególne cieki do potoków górskich, rzek podgórskich, lub rzek.

Sprawdzenie charakteru ciek bez nazwy (potok górski):

Powierzchnia zlewni nie większa niż 180 km² – **TAK**

Stosunek przepływu Q1% do SSQ większy niż 120 – **TAK**

Spadek zwierciadła nie mniejszy niż 0,3% - **TAK**

Ciek bez nazwy należy zaliczyć do potoków górskich.

2.7. Obliczenie przepływu o gwarancji wystąpienia 90% (Q_{gw90%}):

Zgodnie z Załącznikiem 5 do Rozporządzenia Nr 4/2014 Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie z dnia 16 stycznia 2014 r. w sprawie warunków korzystania z wód regionu wodnego Górnej Wisły (Dz. Urz. Woj. Małopolskiego z dnia 17.01.2014 r., poz. 317) przepływ o gwarancji wystąpienia 90% (Q_{gw90%}) korzystając ze wzoru:

$$Q_{gw\ 90\%} = SNQ \times W90$$

Dla wyznaczenia wskaźnika W90, w związku z brakiem posterunku wodowskazowego na przedmiotowym cieku, skorzystano z metody analogii hydrologicznej, uwzględniając stosunki glebowe, geologiczne i hydrogeologiczne, przyjęto wartość W90 określoną w Tabeli Załącznika 5 w/w rozporządzenia jak dla posterunku wodowskazowego – Rudze (Wieprzówka).

$$Q_{gw\ 90\%} = 1,25 \times 2,0\ dm^3/s$$

$$Q_{gw\ 90\%} = 2,5\ dm^3/s$$

2.8. Obliczenie przepływu nienaruszalnego

Przepływ nienaruszalny obliczono zgodnie z metodyką zawartą w Rozporządzeniu Nr 4/2014, wg wzoru:

$$Q_n = k \times SNQ\ [m^3/s]$$

$$Q_n = 1,52 \times 0,002\ m^3/s = 0,003\ m^3/s = \mathbf{3,0\ dm^3/s}$$

gdzie:

k – współczynnik zależny od typu hydrologicznego cieków [-] - przyjęto 1,52 (ciek górski)

SNQ – średni, niski roczny przepływ [m^3/s]

Przepływ dyspozycyjny obliczono ze wzoru:

$$\begin{aligned} Q_i &= SSQ - Q_n \\ Q_i &= 23 \text{ dm}^3/\text{s} - 3,0 \text{ dm}^3/\text{s} \\ Q_i &= 20 \text{ dm}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Zapotrzebowanie na wodę do napełnienia stawu:

Napełnienia stawu bez zakłócania równowagi hydrobiologicznej potoku bez nazwy najlepiej dokonać wiosną, ponieważ można wówczas wykorzystać spływ wody z roztopów oraz w czerwcu i lipcu – w tych miesiącach wg. Danych archiwalnych występują największe sumy opadów miesięcznych. Dla zadanego przekroju ujęcia brzegowego, zasoby dyspozycyjne potoku są wystarczające do napełnienia zalewu. Z uwagi na powyższe nie wyklucza się napełniania zalewu w terminie innym niż wiosenny. Wysokie stany wody na cieku, spowodowane wpływami wód roztopowych w okresie wiosennym oraz stany po zwiększonych opadach powinny być wykorzystywane do zrzucenia wody z zalewu. Nastąpi wówczas rozcieńczenie wody, które ułatwi i przyspieszy proces samooczyszczania się wody ze związków biogenych.

Na zapotrzebowanie na wodę do napełnienia stawu składają się następujące elementy:

- wypełnienie misy stawowej (zbiornik naziemny)
- uzupełnienie ubytków wody (straty na parowanie),

Wypełnienie misy stawowej:

- średnia głębokość: 1,12 m,
- SNQ: $0,002 \text{ m}^3/\text{s}$,
- SSQ: $0,023 \text{ m}^3/\text{s}$,
- powierzchnia zalewowa: 11500 m^2 ,
- objętość zalewu: $12\,743 \text{ m}^3$.

Czas napełnienia misy stawowej przy SSQ

Przepływ dyspozycyjny obliczeniowy $Q_i = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$

Przepływ dyspozycyjny rzeczywisty $Q_{irz} = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$ (z uwzględnieniem zaprojektowanego ujęcia)

$$0,017 \text{ m}^3 \cdot 86400 \text{ s} = 1468,8 \text{ m}^3 / \text{dobę}$$

$$12\,743 \text{ m}^3 / 1468,8 \text{ m}^3/\text{dobę} = 8,7 \text{ doby} = \mathbf{9 \text{ dób}}$$

3.9 Straty wody na zbiorniku

Obliczenia parowania z powierzchni wody dokonano w oparciu o następujące dane wejściowe:

Temat: „Pańska Góra – kompleksowe zagospodarowanie przestrzeni rekreacyjnej i parkowej w Gminie Andrychów”

- Powierzchnię lustra wody: 1,115 ha;
- Straty na parowanie zgodnie z „Wytycznymi do projektowania gospodarstw stawowych” C.B.S. I P.M.W w Warszawie, zgodnie z poniższą Tabelą.

Tabela 6 Straty na parowanie zgodnie z: „Wytycznych do projektowania gospodarstw stawowych” C.B.S. I P.M.W. w Warszawie”

Miesiąc	Straty jednostkowe na parowanie [l/sek/ha]
styczeń	0.11
luty	0.11
marzec	0.11
kwiecień	0.28
maj	0.41
czerwiec	0.53
lipiec	0.53
sierpień	0.47
wrzesień	0.42
październik	0.18
listopad	0.11
grudzień	0.11

Tabela 7 Straty na parowanie z lustra wody zalewu Anteckiego

Miesiąc	Straty jednostkowe na parowanie [l/sek/ha]	powierzchnia lustra wody [ha]	straty [l/s]	straty [l/dobę]	liczba dób w miesiącu	straty w miesiącu [l]	Straty [m ³ /m-c]
styczeń	0.11	1.115	0.12265	10596.96	31	328505.76	328.5
luty	0.11	1.115	0.12265	10596.96	29	307311.84	307.3
marzec	0.11	1.115	0.12265	10596.96	31	328505.76	328.5
kwiecień	0.28	1.115	0.3122	26974.08	30	809222.4	809.2
maj	0.41	1.115	0.45715	39497.76	31	1224430.56	1224.4
czerwiec	0.53	1.115	0.59095	51058.08	30	1531742.4	1531.7
lipiec	0.53	1.115	0.59095	51058.08	31	1582800.48	1582.8
sierpień	0.47	1.115	0.52405	45277.92	31	1403615.52	1403.6
wrzesień	0.42	1.115	0.4683	40461.12	30	1213833.6	1213.8
październik	0.18	1.115	0.2007	17340.48	31	537554.88	537.6
listopad	0.11	1.115	0.12265	10596.96	30	317908.8	317.9
grudzień	0.11	1.115	0.12265	10596.96	31	328505.76	328.5
ŁĄCZNIE						9913937.76	9913.9

2 OBLICZENIA HYDRAULICZNE

2.1 Obliczenia dla ujęcia

Pobór wód do stawu odbywać się będzie poprzez ujęcie brzegowe. Wymiary oraz rzędne przelewów na progu oraz na ujęciu zwymiarowano tak aby w sposób optymalny wykorzystać przepływ dyspozycyjny przy jednoczesnym zachowaniu warunków Rozporządzenia nr 4/2014 Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie z dnia 16 stycznia 2014 r. w sprawie warunków korzystania z wód regionu wodnego Górnej Wisły., Zgodnie z §5.3 tego Rozporządzenia rozwiązania konstrukcyjne projektowanego ujęcia zapewniają samoczynne zachowanie przepływu nienaruszalnego w korycie cieku poniżej ujęcia.

Obliczenia wydatków przelewów wykonano w oparciu o wzór:

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

gdzie:

m – współczynnik wydatku 0,37

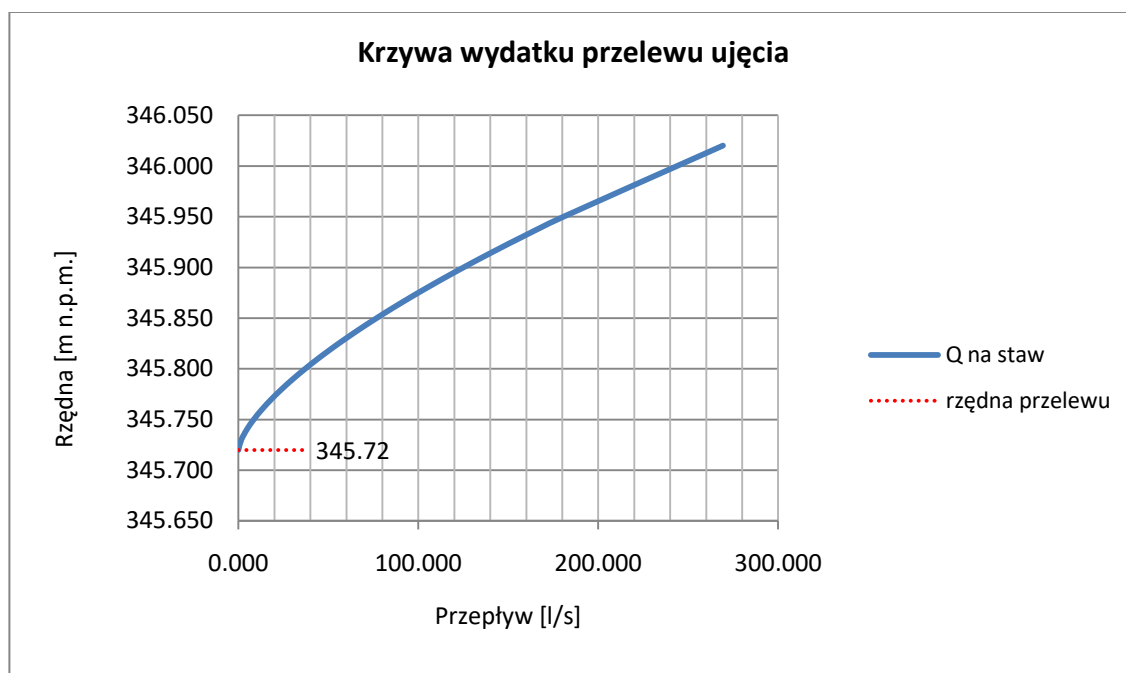
b – szerokość przelewu

H_0 – grubość warstwy na przelewie uwzględniająca prędkość dopływającej wody (z uwagi na niskie wartości prędkości przyjęto $V=0$)

Krzywa wydatku przelewu ujęcia brzegowego:

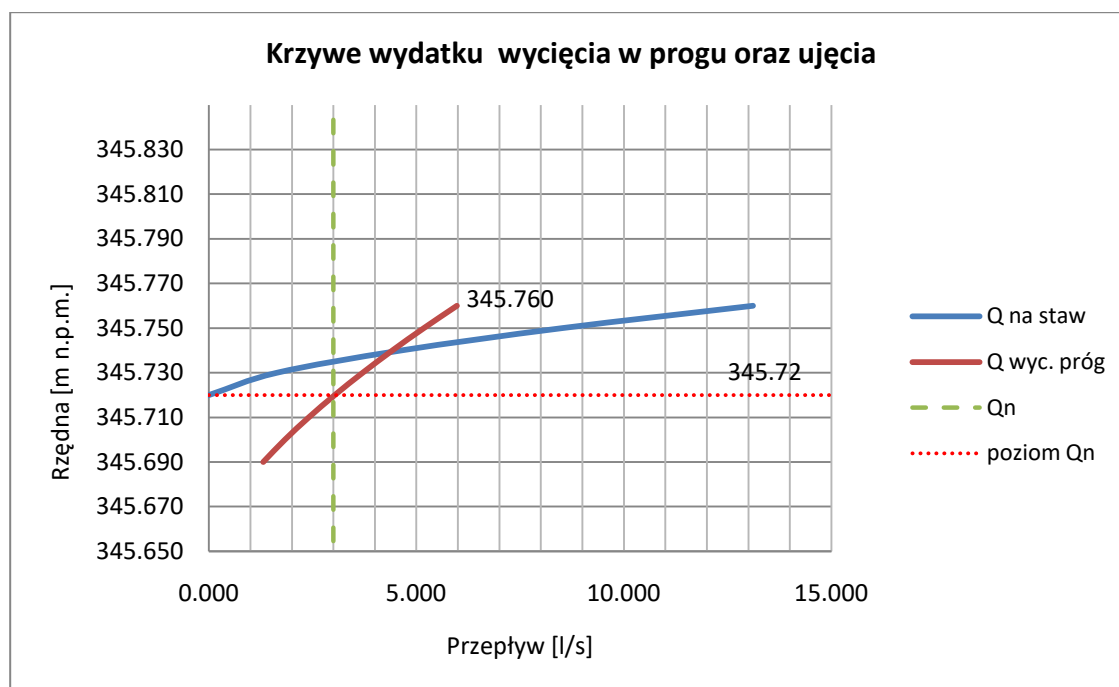
Rzędna przelewu	h	Qstaw
[m n.p.m.]	[m]	l/s
345.500		
345.690		
345.700		
345.710		
345.720	0.000	0.000
345.730	0.010	1.639
345.740	0.020	4.635
345.750	0.030	8.516
345.760	0.040	13.111
345.770	0.050	18.323
345.780	0.060	24.087
345.790	0.070	30.353
345.800	0.080	37.084
345.810	0.090	44.250
345.820	0.100	51.826
345.830	0.110	59.792
345.840	0.120	68.128
345.850	0.130	76.819
345.860	0.140	85.851
345.870	0.150	95.211
345.880	0.160	104.889
345.890	0.170	114.875
345.900	0.180	125.158
345.910	0.190	135.732
345.920	0.200	146.587
345.930	0.210	157.718

345.950	0.230	180.777
346.020	0.300	269.298



Krzywa wydatku wycięcia w progu na przepływ nienaruszalny Q_n

Rzędna przelewu	h	$Q_{wyc. \text{ próg}}$
[m n.p.m.]	[m]	l/s
345.65	0.000	0.000
345.690	0.040	1.311
345.700	0.050	1.832
345.710	0.060	2.409
345.720	0.070	3.035
345.730	0.080	3.708
345.740	0.090	4.425
345.750	0.100	5.183
345.760	0.110	5.979

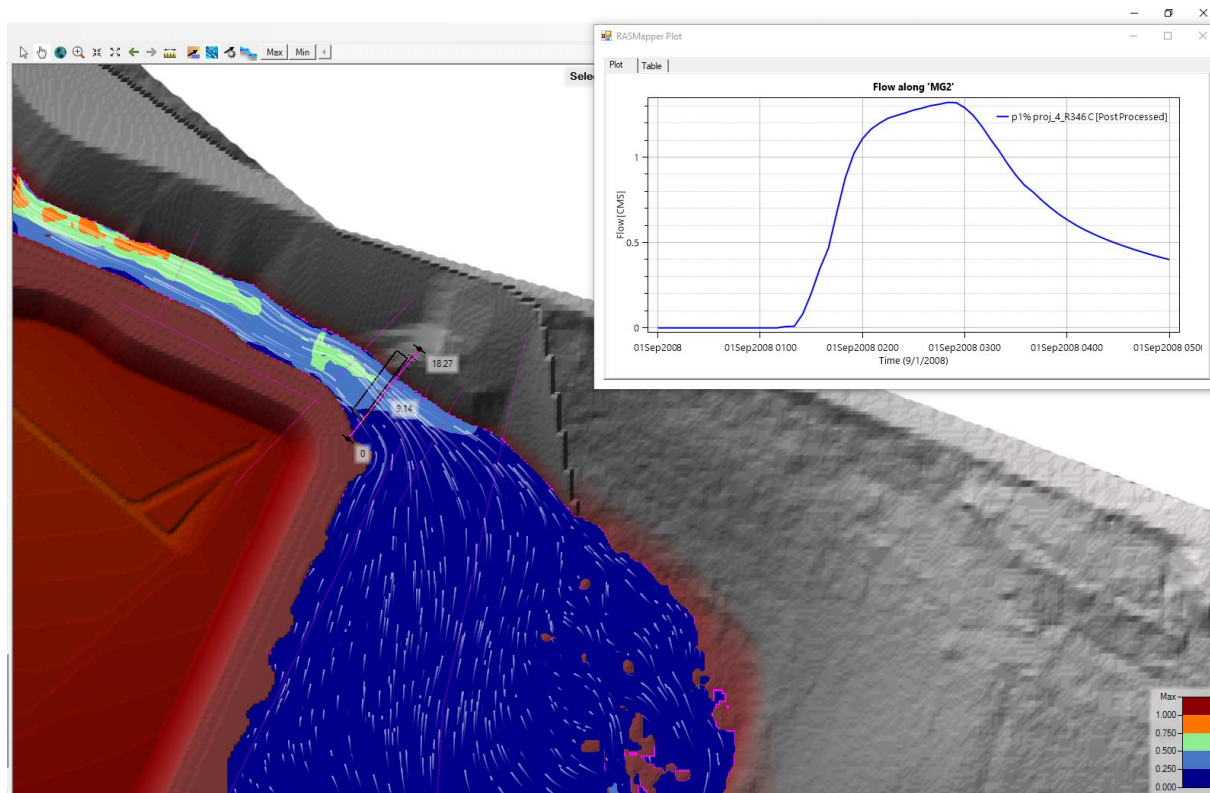


2.2 Obliczenia w korycie cieku bez nazwy

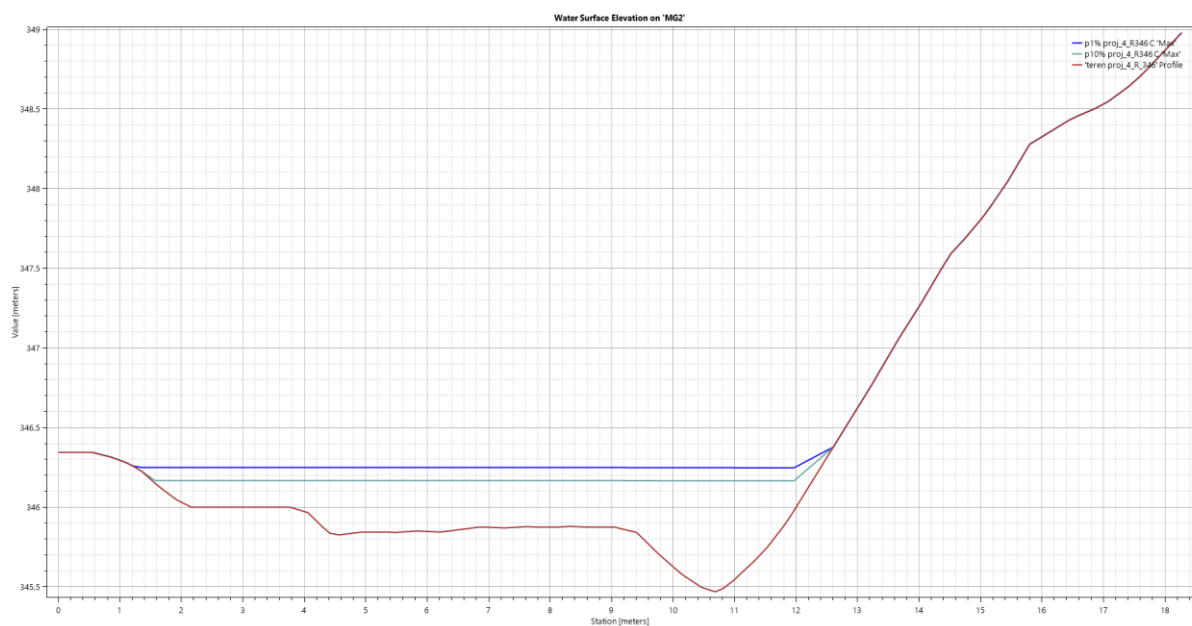
Analizę hydrauliczną na przedmiotowym terenie wykonano w modelu dwuwymiarowym HEC-RAS 5.0.7.

Przy modelowaniu przepływu wody oparto się na numerycznym modelu terenu (NMT) dostępnym w Centralnym Ośrodku Geodezji i Kartografii (model ten powstał w ramach programu ISOK i cechuje go bardzo wysoka dokładność – został wykonany techniką skaningu laserowego LIDAR (4 punkty pomiarowe na 1 m²). Model ten został zaktualizowany pomiarem geodezyjnym wykonanym w kwietniu 2020 r..

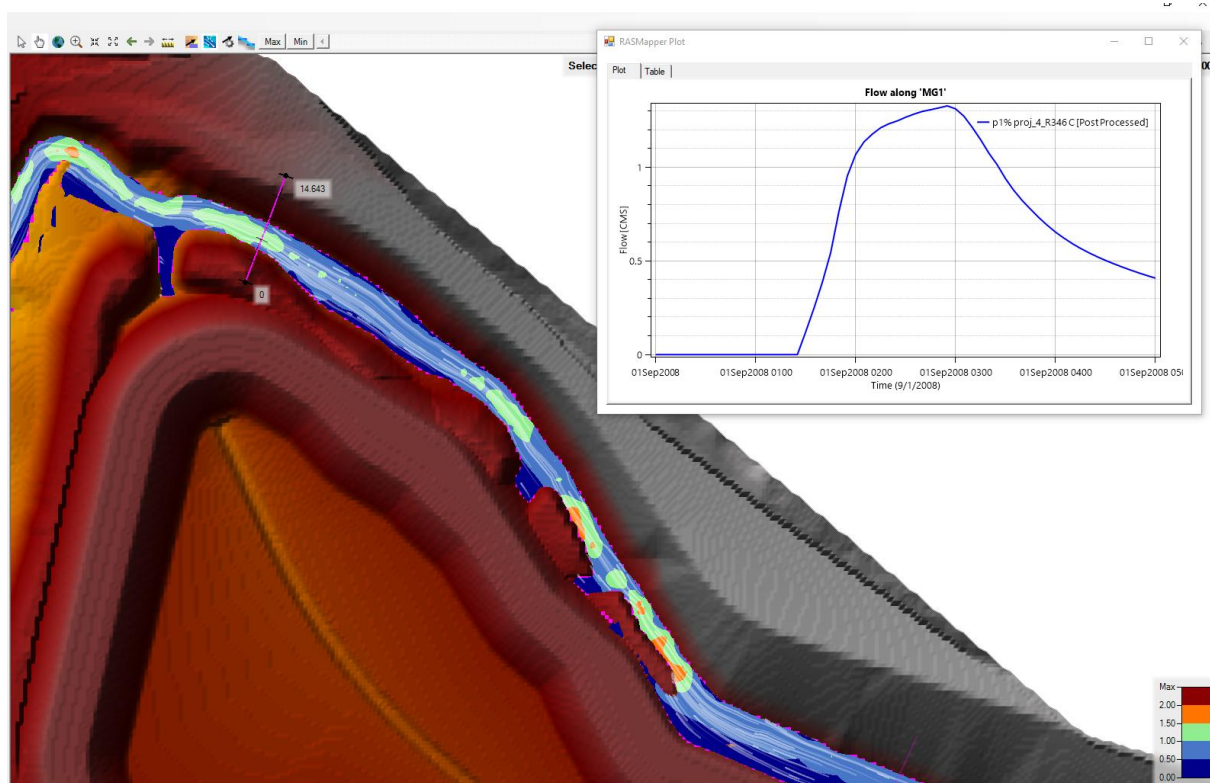
Wyniki obliczeń przedstawiono w postaci map i przekrojów poniżej.



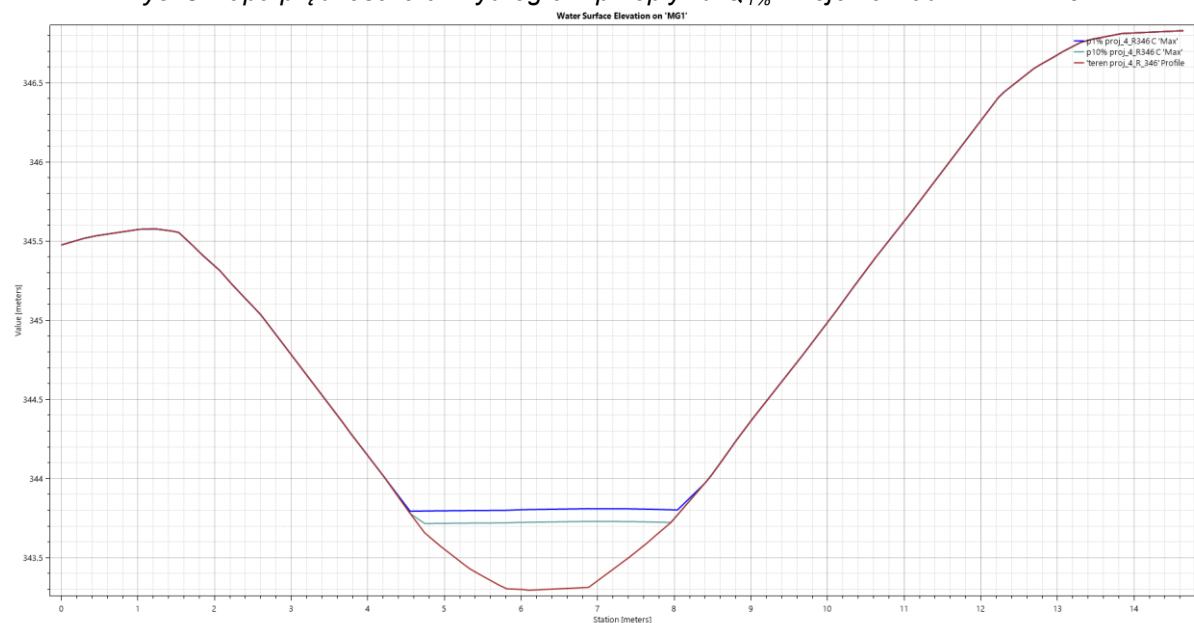
Rys. 3 Mapa prędkości oraz hydrogram przepływu $Q_{1\%}$ w rejonie kładki w km 1+964



Rys. 4 Położenie zw. wody $Q_{1\%}$ i $Q_{10\%}$ w przekroju kładki w km 1+964. Rzędna $Q_{1\%}$ 346,24 m n.p.m., $Q_{10\%}$ 346,16 m n.p.m.



Rys. 5 Mapa prędkości oraz hydrogram przepływu $Q_{1\%}$ w rejonie kładki w km 1+814



Rys. 6 Położenie zw. wody $Q_{1\%}$ i $Q_{10\%}$ w przekroju kładki w km 1+814. Rzędna $Q_{1\%}$ 343,81 m n.p.m., $Q_{10\%}$ 343,73 m n.p.m.

2.3 Obliczenia minimalnego światła obiektów mostowych (kładek)

Obliczenia wykonano zgodnie z załącznikiem nr 1 do Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63 poz. 735).

Przyjęto schemat obliczeniowy zgodnie z p. 2.2.3, gdzie określenie minimalnego światła mostu L polega na założeniu stopnia rozmycia P i obliczeniu światła mostu wg wzoru:

$$L = B_{og} \times \left(\frac{Q_m}{Q_{og}} \right)^{4/3} \times P^{-3/2}$$

2.3.1 Kładka w km 1+814

$Q_m =$	1.41	m^3/s	wartość przepływu z modelu 2D (przepływ w przekroju proj. kładki)
$Q_{og} =$	1.32	m^3/s	wartość z modelu 2D
$B_{og} =$	3	m	
P	1.0		
$L_{min} =$	3.3		
$L_{min} =$	3.8 m	(+15% dla potoków górskich)	

Minimalne światło kładki $L = 3,8$ m

Rzędna zwierciadła wody spiętrzonej (woda górna) – 343,81 m n.p.m.

Minimalne wzniesienie spodu konstrukcji – 344,81 m n.p.m.

2.3.2 Kładka w km 1+964

$Q_m =$	1.41	m^3/s	wartość przepływu z modelu 2D (przepływ w przekroju proj. kładki)
$Q_{og} =$	0.7	m^3/s	wartość z modelu 2D
$B_{og} =$	3	m	
P	1.0		
$L_{min} =$	7.6 m		
$L_{min} =$	8.8 m	(+15% dla potoków górskich)	

Minimalne światło kładki $L = 8,8$ m







Rzędna zwierciadła wody spiętrzonej (woda górna) – 346,24 m n.p.m.

Minimalne wzniesienie spodu konstrukcji – 347,24 m n.p.m.

2.4 Obliczenia hydrauliczne przepustów

W przypadku przepustów obliczenia warunków hydraulicznych wykonano przy użyciu programu komputerowego HY-8. Wyniki zamieszczono poniżej.

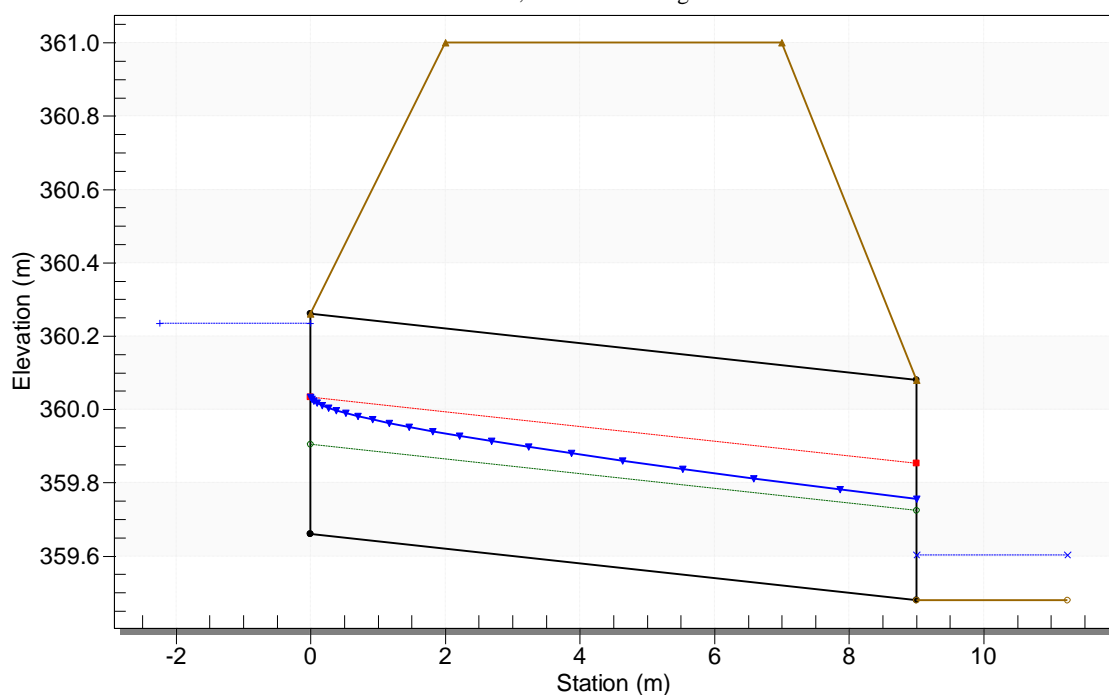
Objaśnienia do profili:

-  Głębokość krytyczna
-  Głębokość normalna
-  Zwierciadło wody miarodajnej
-  Zwierciadło wody dolnej
-  Zwierciadło wody górnej
-  Dno

Przepust P1 w 0+201 km rowu

Crossing - P1, Design Discharge - 0.33 cms

Culvert - 0+201, Culvert Discharge - 0.33 cms

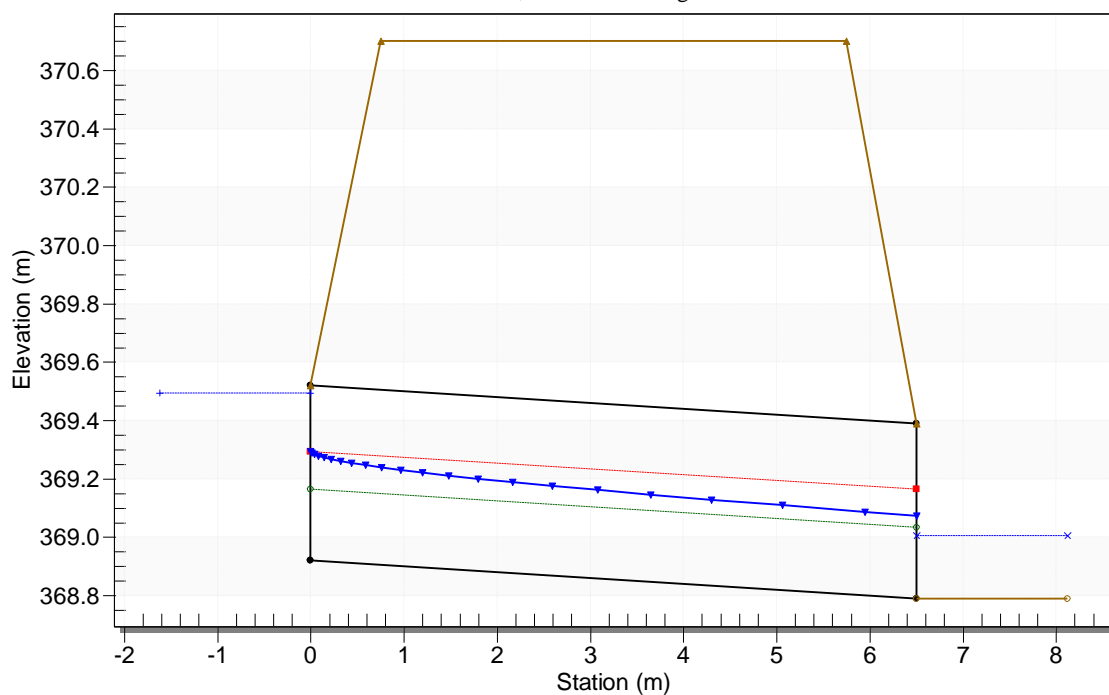


Rys. 7 Profil podłużny przepustu P1 w 0+201 km rowu. Scenariusz przepływu $Q_{maxp2\%}$.

Przepust P2 w 0+287 km rowu

Crossing - P2, Design Discharge - 0.33 cms

Culvert - 0+287, Culvert Discharge - 0.33 cms

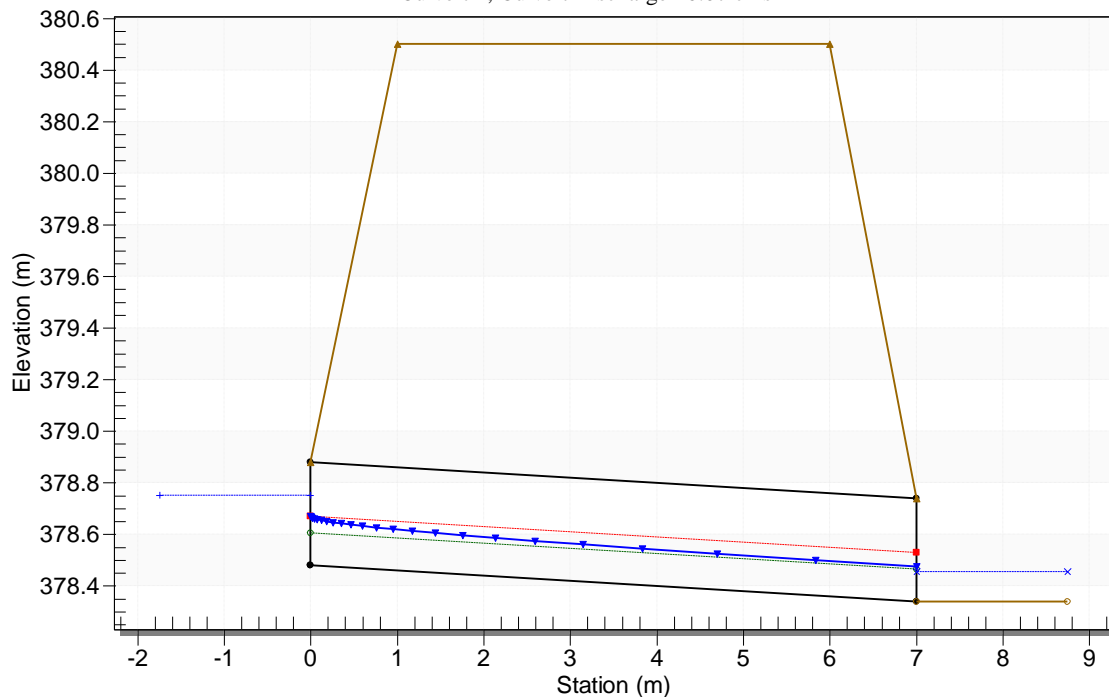


Rys. 8 Profil podłużny przepustu P2 w 0+287 km rowu. Scenariusz przepływu $Q_{maxp2\%}$.

Przepust P3

Crossing - P3, Design Discharge - 0.07 cms

Culvert - , Culvert Discharge - 0.07 cms

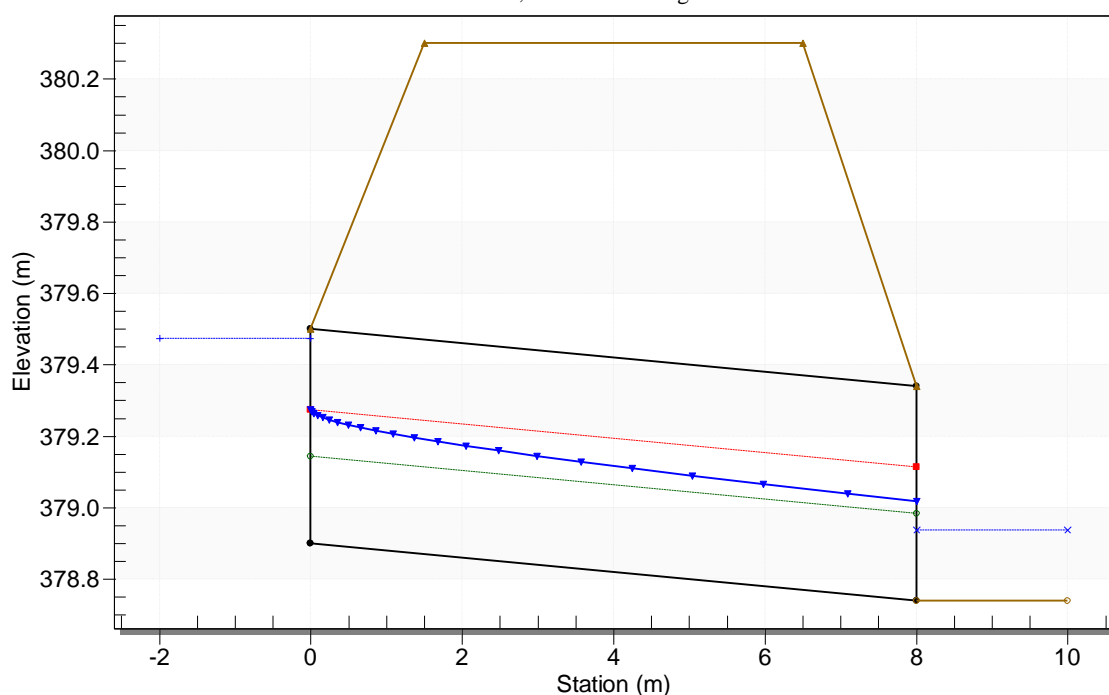


Rys. 9 Profil podłużny przepustu P3. Scenariusz przepływu $Q_{maxp2\%}$.

Przepust P4 w 0+374 km rowu

Crossing - P4, Design Discharge - 0.33 cms

Culvert - 0+374, Culvert Discharge - 0.33 cms



Rys. 10 Profil podłużny przepustu P4 w 0+374 km rowu. Scenariusz przepływu $Q_{maxp2\%}$.

Poniżej w tabeli zestawiono wyniki obliczeń dla przepustów.

Przepust	Przepływ [m ³ /s]	Rzędna zw. wody na wlocie [m n.p.m.]	Napełnienie wody spiętrzonej [m]	Głębokość normalna [m]	Napełnienie na wylocie z przepustu [m]	Napełnienie w korycie poniżej wylotu [m]	Prędkość na wylocie z przepustu [m/s]	Prędkość w korycie poniżej przepustu [m/s]
P1	0.33	360.23	0.57	0.24	0.27	0.12	2.61	2.32
P2	0.33	369.49	0.57	0.24	0.28	0.22	2.51	1.33
P3	0.07	378.75	0.27	0.13	0.13	0.12	1.88	1.75
P4	0.33	379.47	0.57	0.24	0.28	0.20	2.58	2.80