

**ANALIZA HYDROLOGICZNO-HYDRAULICZNA DLA TERENU W REJONIE STAWU
RONTOK (MAŁY) I UL. DĘBOWEJ - OPRACOWANIE KOMPLEKSOWEGO
DYNAMICZNEGO MODELU HYDROLOGICZNO-HYDRAULICZNEGO**

Opracował: mgr inż. Mikołaj Olbrych



Kwalifikacje do wykonywania
dokumentacji hydrologicznych
Świadectwo nr 41/2004

mgr inż. Dominika Zawila



Kraków, czerwiec 2025 r.

SPIS TREŚCI:

1. DANE OGÓLNE	4
1.1. DANE WEJŚCIOWE.....	4
1.2. ZAKRES OPRACOWANIA	4
1.3. LOKALIZACJA INWESTYCJI.....	4
2. OBLICZENIA HYDROLOGICZNE	6
2.1. CHARAKTERYSTYKA HYDROGRAFICZNA	6
2.2. ZMIANY KLIMATYCZNE	10
2.3. DANE HYDROLOGICZNE DO MODELU OPAD-ODPŁYW – SPŁYW POWIERZCHNIOWY Z TERENU ZLEWNI.....	10
2.4. MODEL OPAD-ODPŁYW W PROGRAMIE HEC-RAS	18
2.5. TEREN ISTNIEJĄCY. PRAWDOPODOBIENSTWO $P=1\%$	26
2.6. TEREN PROGNOZOWANY (OSIADANIE TERENU). PRAWDOPODOBIENSTWO $P=1\%$	30
2.7. TEREN PROGNOZOWANY (OSIADANIE TERENU) Z PROPONOWANYM ODWODNIENIEM – POMPOWNIĄ O WYDAJNOŚCI $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$. PRAWDOPODOBIENSTWO $P=1\%$	34
2.8. TEREN PROGNOZOWANY (OSIADANIE TERENU) Z PROPONOWANYM ODWODNIENIEM – POMPOWNIĄ O WYDAJNOŚCI $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$. PRAWDOPODOBIENSTWO $P=1\%$	38
2.9. TEREN PROGNOZOWANY (OSIADANIE TERENU) Z PROPONOWANYM ODWODNIENIEM – POMPOWNIĄ O WYDAJNOŚCI $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ ORAZ OGRANICZENIEM DOPŁYWU Z KIERUNKU RONTOKA DUŻEGO. PRAWDOPODOBIENSTWO $P=1\%$	42
3. PODSUMOWANIE I WNIOSKI.....	47
4. OPIS W JĘZYKU NIETECHNICZNYM.....	53

Załączniki:

Załącznik 1. Szacunek kosztów odwodnienia terenu - pompownia $1 \text{ m}^3/\text{s}$ - koszty inwestycyjne

Załącznik 2. Szacunek kosztów – wykup budynków zagrożonych

Załącznik 3. Dokumentacja fotograficzna

Załącznik 4. Inwentaryzacja sieci rowów, PG Silesia

1. DANE OGÓLNE

1.1. Dane wejściowe

- Numeryczny Model Terenu, PZGiK,
- Mapa Podziału Hydrograficznego Polski,
- Mapa topograficzna,
- Ortofotomapa,
- Mapa sytuacyjno-wysokościowa,
- Aktualizacja „Strategii poprawy bezpieczeństwa przeciwpowodziowego w rejonie zbiornika retencyjnego Rontok Mały w Goczałkowicach-Zdroju”, 2017.
- „Plan adaptacji Gminy Goczałkowice-Zdrój do zmian klimatu do roku 2030”, 2024,
- Dokumenty archiwalne

1.2. Zakres opracowania

Opracowanie obejmuje określenie warunków hydrologicznych i hydraulicznych panujących w całej zlewni Potoku Goczałkowickiego i rowu R-A w czasie wystąpienia ekstremalnych opadów, ze szczególnym uwzględnieniem rejonu stawu Rontok Mały i ul. Dębowej, w tym:

- przygotowanie numerycznego modelu aktualnego terenu (również w wariantcie z uwzględnieniem obniżenia, związanego z ew. szkodami górniczymi),
- przyjęcie scenariuszy opadów ekstremalnych,
- przygotowanie modelu hydrologiczno-hydraulicznego 2D całej zlewni opad-odpływ dla różnych scenariuszy opadowych w programie HEC-RAS (również w wariantach uwzględniających proponowane działania techniczne, mające na celu ograniczenia zagrożenia powodziowego w rejonie ul. Dębowej)
- opracowanie wyników obliczeń,
- podsumowanie wyników, propozycja działań technicznych wraz z analizą kosztów i wnioski końcowe.

1.3. Lokalizacja inwestycji

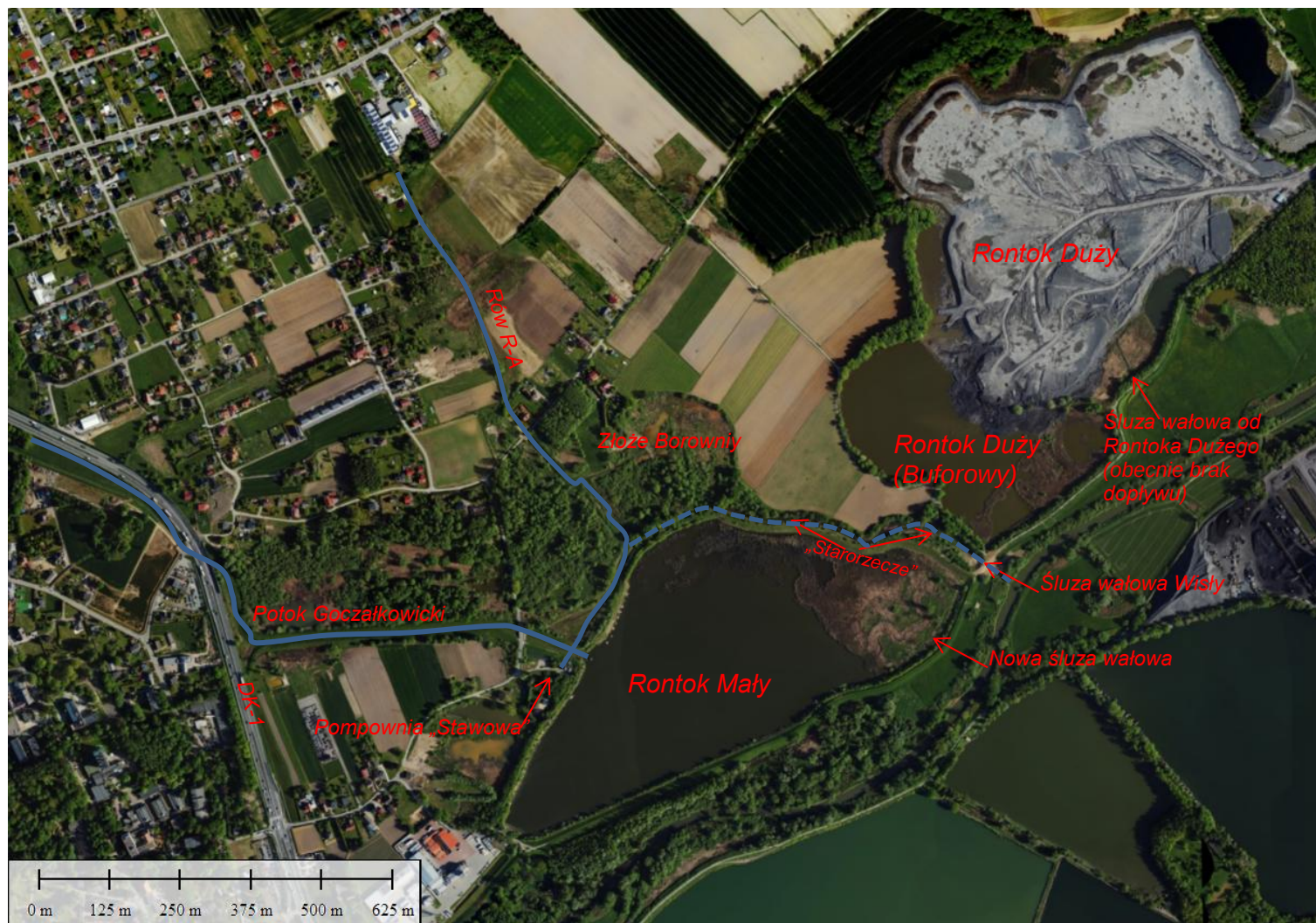
Analizowany teren zlokalizowany jest w miejscowości Goczałkowice-Zdrój, gminie Goczałkowice-Zdrój, powiecie pszczyńskim, województwie śląskim, analiza obejmuje również ciągnące do odbiorników w Goczałkowicach zlewnie położone poza granicami gminy (gmina Pszczyna, sołectwo Rudółtowice).

Poniżej przedstawiono lokalizację analizowanego terenu na mapie topograficznej.



Rysunek 1. Lokalizacja analizowanego obszaru na mapie topograficznej

Z uwagi na rozbieżności w stosowanych nazwach stawów oraz obiektów, w niniejszym opracowaniu przyjęto nazewnictwo, zgodnie z rysunkiem poniżej.



Rysunek 2. Przyjęte nazewnictwo

2. OBLICZENIA HYDROLOGICZNE

2.1. Charakterystyka hydrograficzna

Potok Goczałkowicki (Dopływ z Goczałkowic) jest lewobrzeżnym dopływem Wisły, w regionie wodnym Małej Wisły.

Zlewnia Potoku Goczałkowickiego wraz ze zlewnią rowu R-A obecnie ma powierzchnię 9.57 km². Poniżej przedstawiono analizowaną zlewnię na mapie topograficznej oraz na Numerycznym Modelu Terenu.

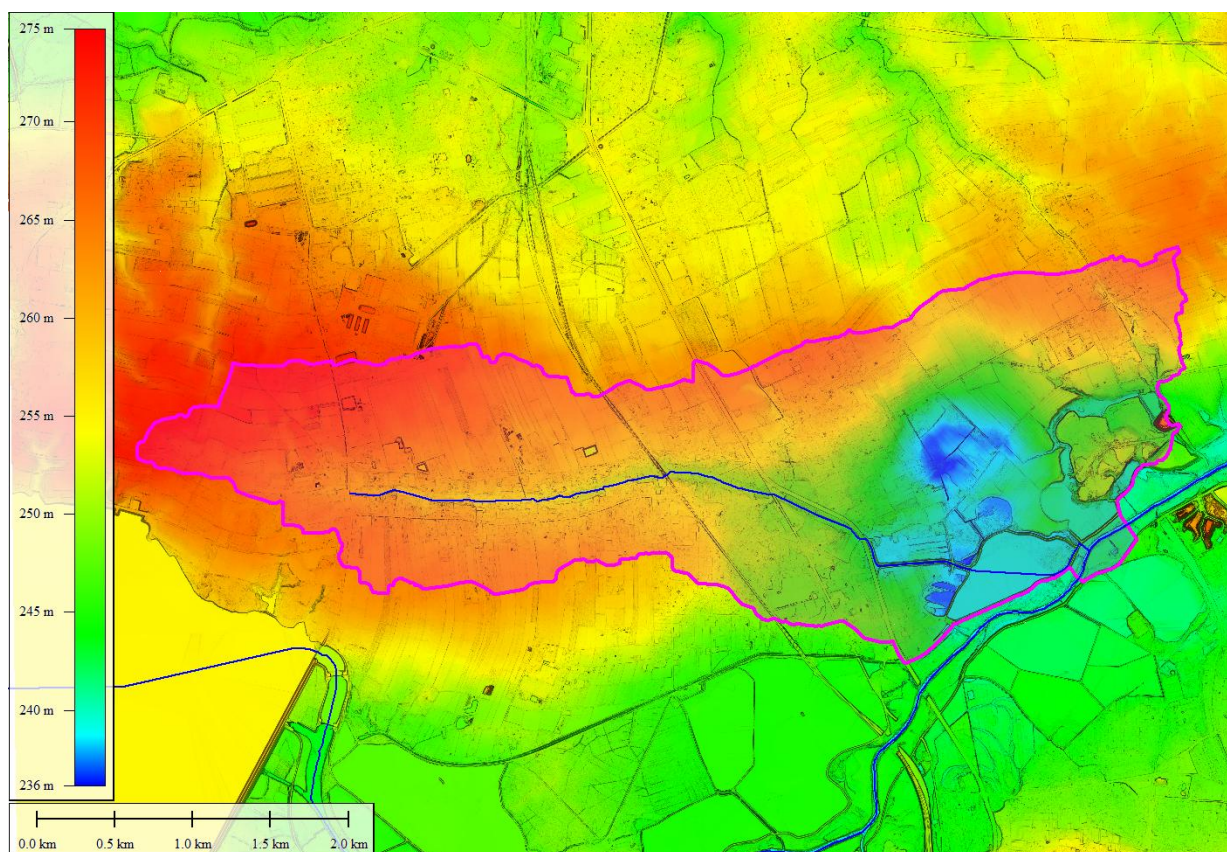
Potok Goczałkowicki oraz rów R-A są (poprzez system pompowni, zbiornik retencyjny Rontok Mały i służę wałową) lewobrzeżnymi dopływami Wisły, łączącymi się razem na wlocie służy wałowej Wisły. Całość zlewni w analizowanym przekroju znajduje się w obszarze Pogórza Śląskiego i Doliny Wisły. Teren zajęty jest głównie przez rozproszoną zabudowę Goczałkowic-Zdroju oraz tereny rolnicze.

Tereny położone w rejonie zbiornika retencyjnego Rontok Mały i ul. Dębowej położone są w zasięgu dokonanych osiadań terenu, związanych z eksploatacją górniczą. Analiza dostępnych materiałów na dzień sporządzenia niniejszego opracowania wskazuje, że obecnie nie należy oczekiwać znacznego dalszego osiadania terenu, poza rejonem w rejonie ul. Dębowej, gdzie osiadania sięgną dodatkowo poniżej 0.75 m. Zgodnie z informacjami pozyskanymi od przedsiębiorcy górniczego, teren koryta potoku jak i zbiornika Rontok Mały pozostają poza wpływem ostatnich i prognozowanych osiadań terenu, lub pod wpływem niewielkim. W przyszłości należy monitorować działania kopalni w zakresie zagrożeń spowodowanych kolejnymi osiadaniem.

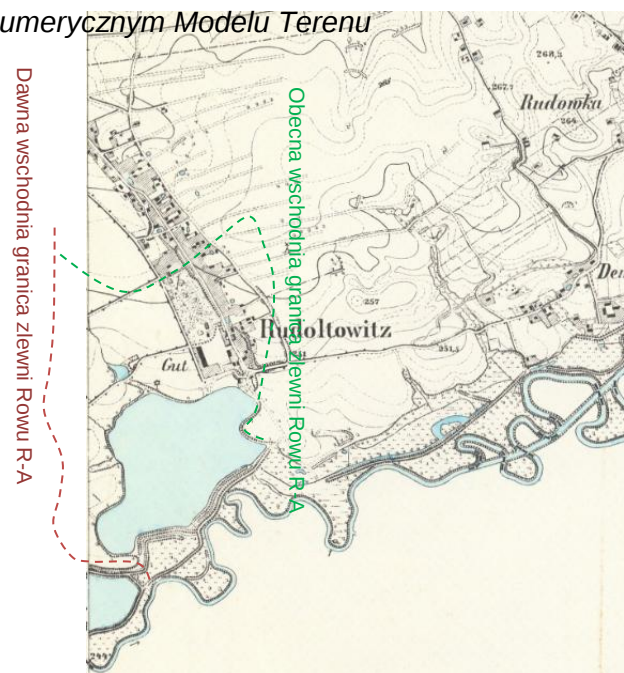
Potok Goczałkowicki bierze swój początek ok. 300 metrów na zachód od ul. Jeziornej. Trasa cieku przebiega w większości wzdłuż ul. Głównej (początkowo po północnej, a potem po południowej jej stronie), następnie przekracza drogę krajową DK-1 i już w obwałowaniu kieruje się w stronę zbiornika Rontok Mały. Obecnie na całej długości powyżej drogi krajowej DK1 koryto potoku zostało przebudowane (żłób betonowy), co znacznie zwiększyło jego przepustowość.

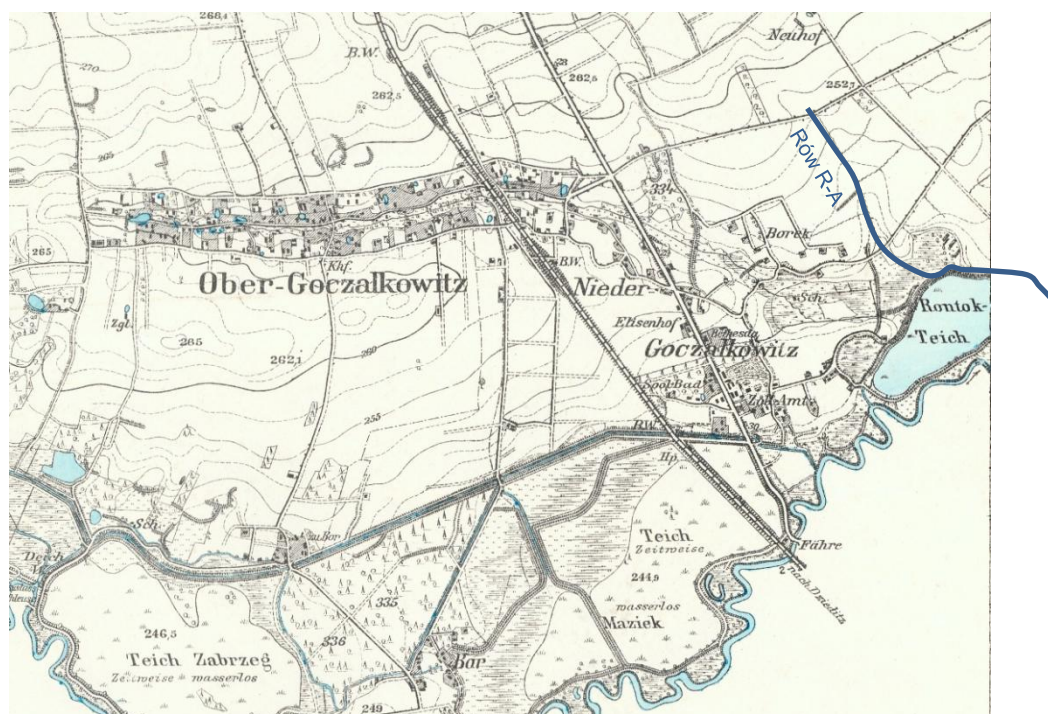
Rów R-A również jest istotny z punktu widzenia odwodnienia terenów gminy. Bierze początek w rejonie Kolonii Brzozowa, na terenach będących w zasięgu znacznych osiadań, związanych z eksploatacją górniczą. Niegdyś dopływ prowadził wody wzdłuż obwałowań północnych Rontoka („starorzecze”) bezpośrednio do Wisły, teraz w wyniku głębokich osiadań terenu w centralnym biegu tworzy się duży obszar zalewowy. Wody z jego zlewni trafiają poprzez pompownię do Rontoka Małego, a następnie w zależności od stanów wody w Rontoku Małym i Wiśle, częściowo w kierunku śluzy wałowej lub „nowej” śluzy wałowej, a częściowo poprzez kolejną przepompownię bezpośrednio do Wisły. W warunkach normalnych system ten jest w stanie odprowadzać wody ze zlewni rowu R-A. Umożliwiają to wykonane w roku 2020 przez przedsiębiorcę górniczego inwestycje, których celem była poprawa warunków odwodnienia terenu – m. in. wykonanie nowego odcinka rowu R-A, który z uwagi na brak dalszej możliwości odprowadzania wody w kierunku „starorzecza” i śluzy wałowej Wisły został skierowany w kierunku pompowni „Stawowa”. Z uwagi na fakt, że w kierunku wlotu śluzy wałowej Wisły doprowadzane są również wody Potoku Goczałkowickiego, poprzez rurociąg spustowy o średnicy 300 mm (brak możliwości regulacji lub zamknięcia) z Rontoka Małego przepływ w przypadku zamknięcia śluzy wałowej przy wysokich stanach Wisły odbywa się w odwrotnym kierunku – prowadząc wody Potoku Goczałkowickiego w stronę złóż borowiny w górę rowu R-A. To powoduje efekt bezzasadnego pompowania wody z cyklu zamkniętym Rontok-wlot śluzy wałowej-Borowina-pompownia do Rontoka. Aby rozwiązać ten problem, należy wykonać zasuwę DN 400 na wylocie, zamykaną podczas wezbrań ze stałego pomostu stalowego. Powierzchnia zlewni rowu R-A w związku z osiadaniem terenu w ostatnich latach

The map shows the town of Goczałkowice-Zdrój, which is highlighted in pink. To the west is the village of Wieś, and to the north is Osiedle. The Potok Goczałkowski river flows through the town. Other nearby locations include Rudółtwice to the northeast, Borki Pierwsze and Borki Drugie to the east, and Liszki Stare and Liszki Nowe to the southeast. The map also shows various lakes and ponds, such as Staw Rontok Duży and Staw Rontok Mały. A scale bar at the bottom indicates distances from 0.0 km to 2.0 km.



Rysunek 4. Zlewnia Potoku Goczałkowickiego na Numerycznym Modelu Terenu





Rysunek 5. Fragment mapy topograficznej z roku 1883. Arkusze Pless i Grzawa.

2.2. Zmiany klimatyczne

Dla terenu gminy Goczałkowice opracowano i uchwalono w roku 2024 (Uchwała nr LX/417/2024 z dnia 09.01.2024) *Plan adaptacji gminy Goczałkowice-Zdrój do zmian klimatu do roku 2030*, w którym wskazano na fakt, że pomimo stałych trendów w ilościach opadów rocznych, zmienia się struktura opadów i można spodziewać się występowania gwałtownych opadów deszczu. Przytoczono obserwowane w ostatnich latach wystąpienia opadów ekstremalnych m.in. w 2017 roku, gdy w ciągu 3 godzin spadło ponad 100 mm deszczu. Opady o wysokościach ok. 100 mm (uznawanej za wysokość odpowiadającą opadowi stuletniemu) w ostatnich latach w Goczałkowicach występowały kilkakrotnie, co sprawia, że coraz częstsze zjawiska ekstremalne stanowią poważne i nie notowane uprzednio źródło zagrożenia powodziowego.

2.3. Dane hydrologiczne do modelu opad-odpływ – spływ powierzchniowy z terenu zlewni

Obliczenia hydrologiczne w analizowanej zlewni wykonano z wykorzystaniem modelu matematycznego typu opad-odpływ, na bazie informacji o rodzaju gleb i zagospodarowaniu terenu oraz numerycznego modelu terenu.

W przypadku oszacowania najbardziej niekorzystnego czasu trwania opadu czy objętości hydrogramu należy użyć metod modelowania opadu w odpływ.

W tym celu skorzystano z oprogramowania HEC-RAS v.6.7 opracowanego 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 (w ramach przyjętego przedziału czasowego),
- do obliczeń przyjęto ekstremalny opad o prawdopodobieństwie wystąpienia 1% o czasie trwania 360 minut, 12 godzin, 24 godziny i 48 godzin,
- dla deszczy przyjęto stały rozkład w czasie.

Dla celów modelowania transformacji opadu całkowitego w opad efektywny wybrano szeroko stosowaną na świecie metodę SCS. Opadem efektywnym nazywamy tę część średniego opadu całkowitego, która poprzez spływ powierzchniowy kształtuje hydrogram odpływu powierzchniowego.

Wysokość opadu efektywnego obliczona została automatycznie w programie HEC-RAS v.6.7 na podstawie wyznaczonych wartości CN (analiza pokrycia gleb i zagospodarowania terenu w zlewni), odejmując od opadu całkowitego wysokość intercepcji, infiltracji i lokalną retencję powierzchniową.

Gleby

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.

- AMC I – najmniejsza możliwość wystąpienia odpływu powierzchniowego. Brak opadów w dobach poprzednich,
- AMC II – warunki przeciętne, stan zalecany do określania przepływów miarodajnych do projektowania obiektów hydrotechnicznych i projektowania stref zagrożenia powodziowego,
- AMC III – największa możliwość wystąpienia odpływu powierzchniowego, ziemia nasycona wodą z poprzednich opadów.

Do obliczeń przyjęto II stopień uwilgotnienia gruntu (AMC II).

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:

- 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 łąy piaszczyste,
- C - Gleby o przepuszczalności poniżej średniej jak gleby uwarstwione z wkładkami słabo przepuszczalnymi, łąy gliniaste, płytkie łąy 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.

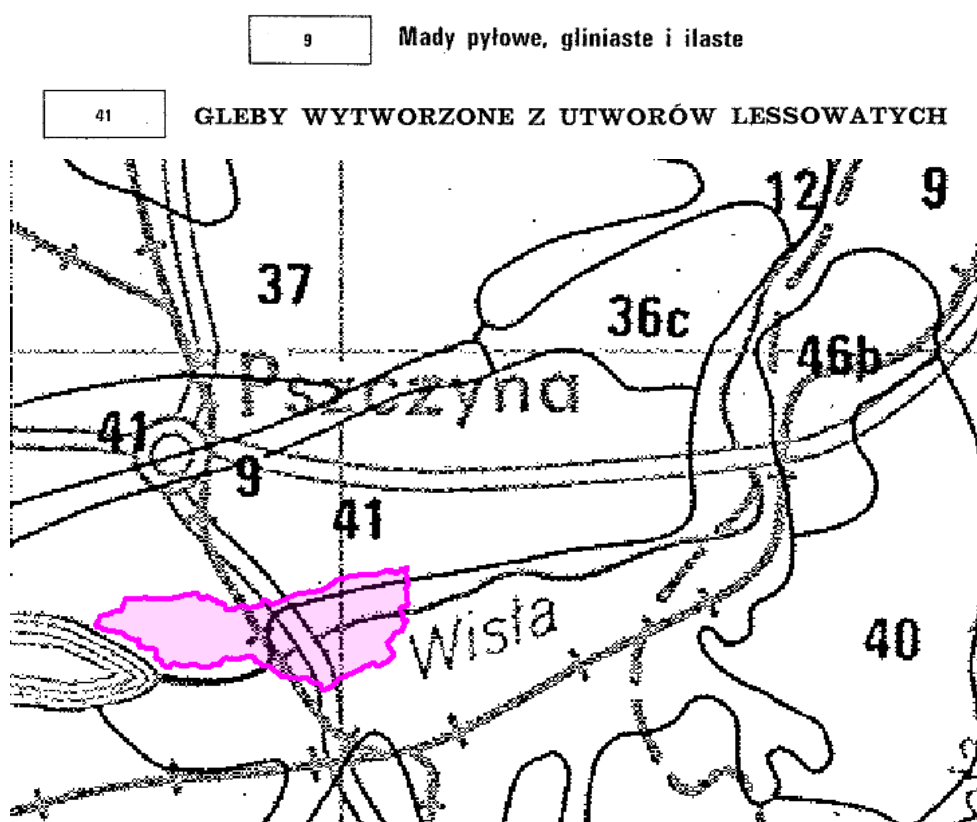
Tabela 1. Przyporządkowanie rodzaju gleb do grupy glebowej

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⁾	łąy zwykłe	D
ip ¹⁾	łąy 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

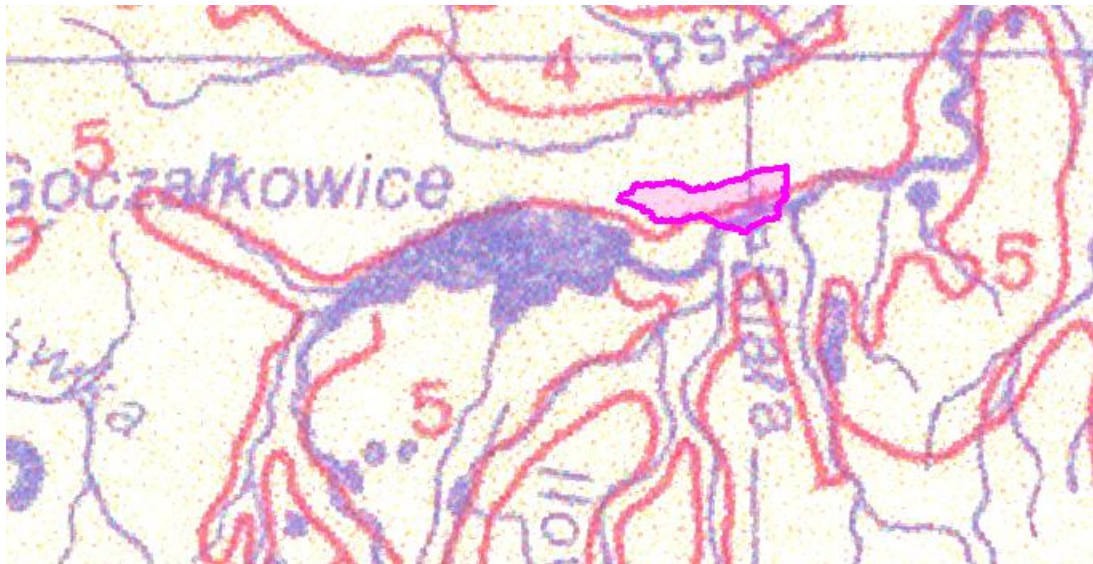
²⁾ Oznaczenia pochodzące z Polskiej Mapy Gleb w skali 1:500 000 opracowanej pod redakcją B. Dobrzański (przewodniczący) i in (1972 r.).

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



Rysunek 6. Rodzaje gleb w obrębie zlewni na tle mapy glebowej 1:50 000

5 $\varphi = 0,55$ Lessy i pyły



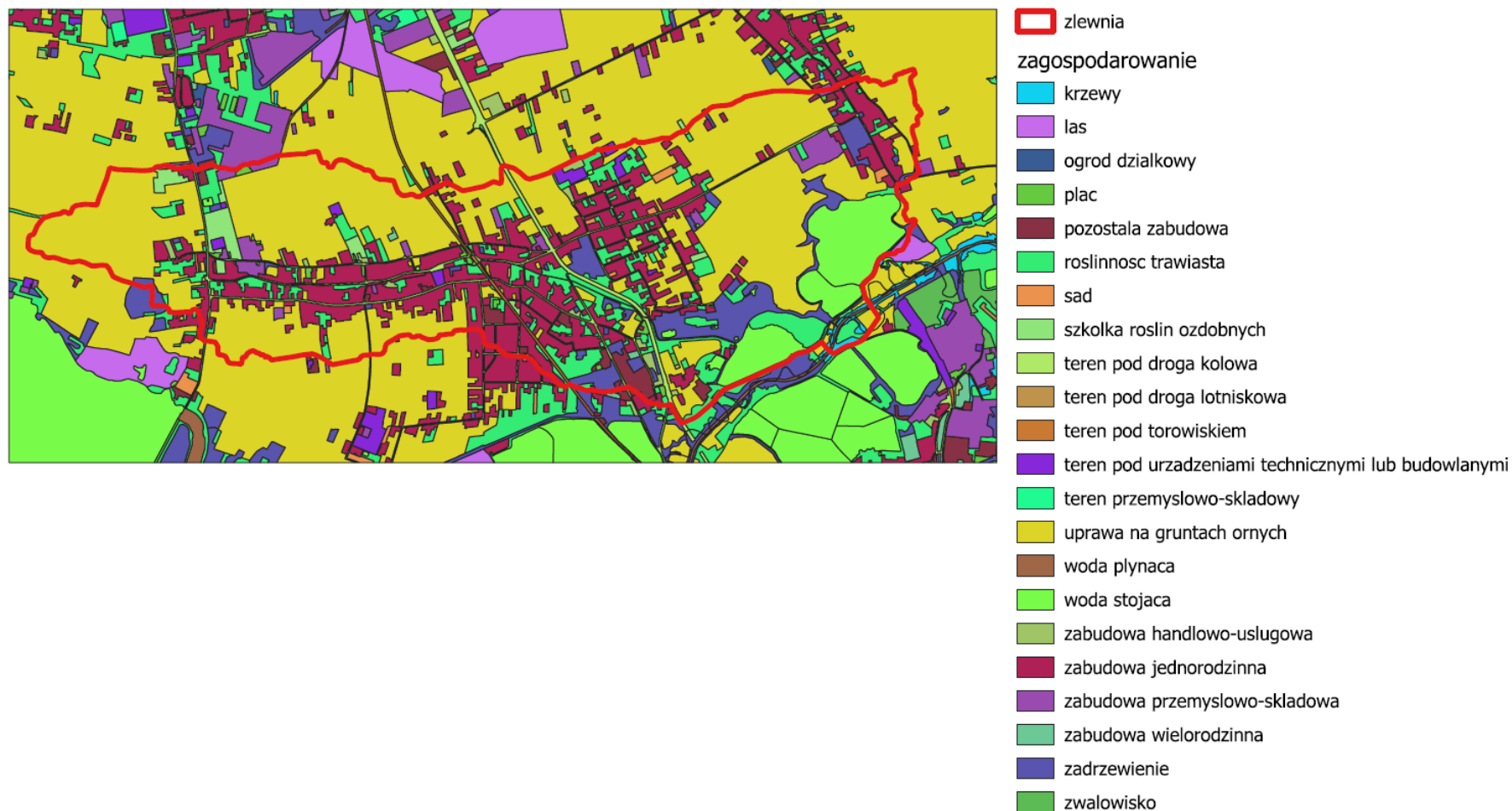
Rysunek 7. Rodzaje gleb w obrębie zlewni na tle mapy glebowej 1:100 000

Teren jest położony na glebach utworzonych z utworów lessowatych, madach pyłowych, gliniastych i ilastych oraz na lessach i pyłach.

Dla całości zlewni przyjęto grupę gleb B.

Szacowanie parametru CN

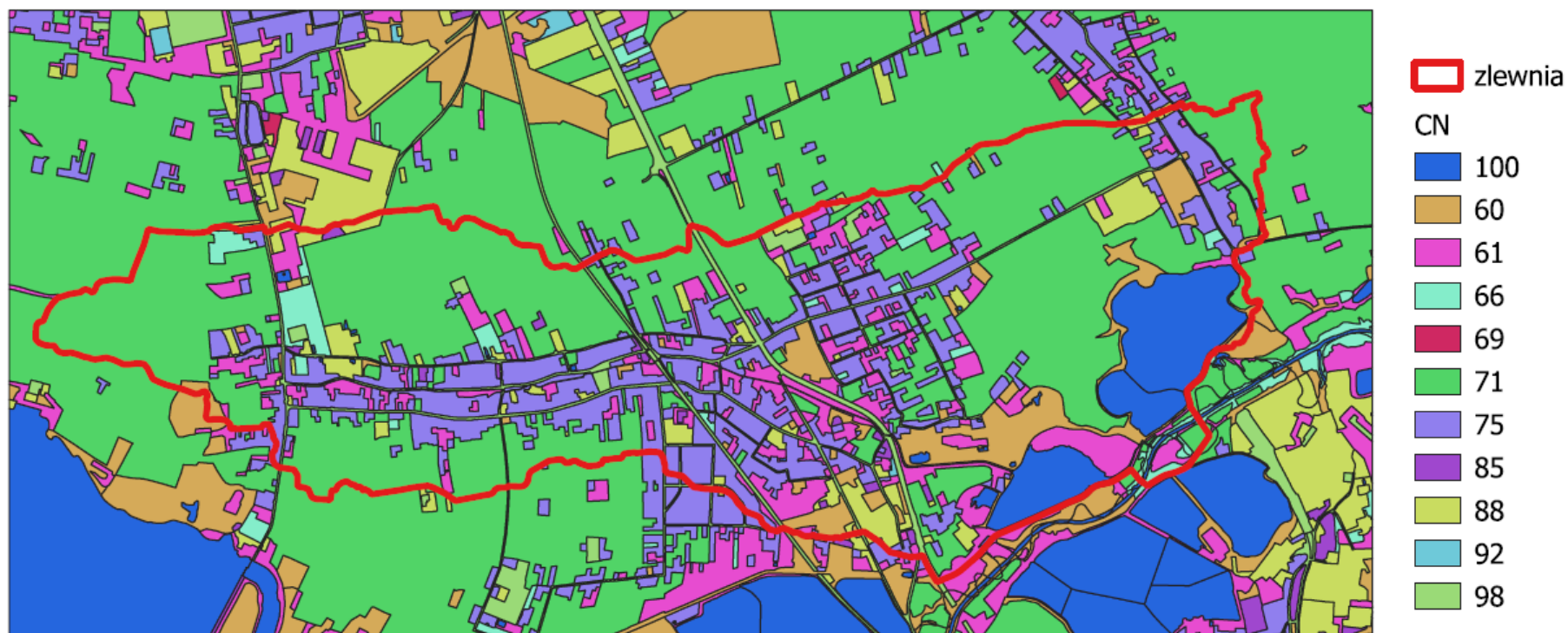
Klasy zagospodarowania terenu, użyte dla celów modelowania hydraulicznego opracowano w oparciu o bazę danych BDOT (wykonanej na bazie danych wektorowych), o bardzo dużym stopniu szczegółowości.



Rysunek 8. Zagospodarowanie terenu w obrębie zlewni

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.

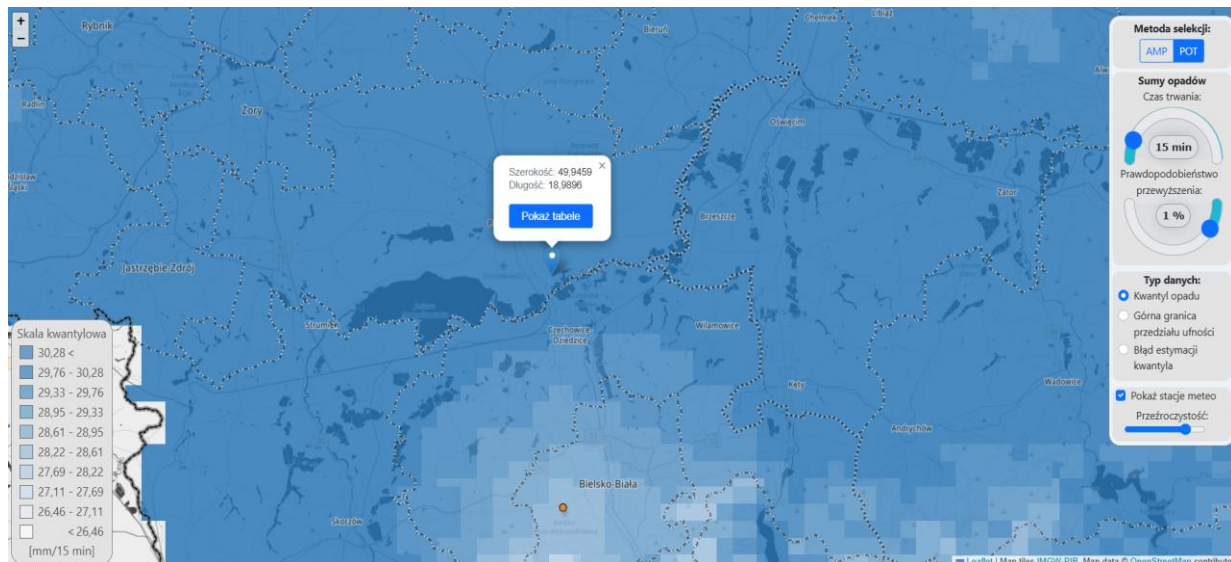
Każde oczko siatki obliczeniowej posiada zweryfikowaną wartość parametru CN. Każdemu rodzajowi określonego pokrycia-zagospodarowania powierzchni zlewni, w zależności od rodzaju gleby przypisano wartość SCS-CN.



Rysunek 9. Wartości CN w obrębie zlewni (wskaźnik uwilgotnienia AMC II)

Opady

Maksymalne opady o różnych czasach trwania i przyjętym prawdopodobieństwie wyznaczono na podstawie publikowanej mapy opadów maksymalnych (*Źródło: www.klimat.imgw.pl/opady-maksymalne*).



Rysunek 10. Mapa maksymalnych opadów o prawdopodobieństwie przewyższenia $p=1\%$ z lokalizacją miejsca, z którego przyjęto dane opadowe do modelu

Poniżej w tabeli zestawiono wartości opadu całkowitego dla poszczególnych prawdopodobieństw wystąpienia opadu i czasów.

Tabela 2. Opady całkowite

L.p.	t [min]	t [h]	p=1%	p=5%	p=20%
			P _{całk.} [mm]		
1.	5	0.08	22.37	17.05	12.98
2.	10	0.16	27.23	20.78	15.92
3.	15	0.25	30.57	23.32	17.73
4.	30	0.5	37.14	28.45	21.64
5.	45	0.75	41.67	31.99	24.3
6.	60	1	45.25	34.72	26.25
7.	90	1.5	51.02	39.05	29.49
8.	120	2	55.65	42.52	32.23
9.	180	3	63.09	48.21	36.25
10.	360	6	79.88	60.23	44.45
11.	720	12	100.15	74.65	54.5
12.	1080	18	114.17	84.55	61.33
13.	1440	24	125.31	92.3	66.65
14.	2160	36	142.82	104.39	74.85
15.	2880	48	156.64	113.85	81.22
16.	4320	72	178.38	128.55	91.04

Obliczenia przeprowadzono dla 4 scenariuszy opadowych dla deszczy o prawdopodobieństwie $p=1\%$ (prawdopodobieństwo, przyjmowane powszechnie dla celów wyznaczenia obszarów zagrożonych powodzią), dla czasów trwania opadu 360 minut, 12 godzin, 24 godziny i 48 godzin.

Hietogramy opadu dla analizowanej zlewni

Wejściem do obliczeń hydrologicznych w modelu były hietogramy opadu, wyznaczone na podstawie sumy opadu. Z uwagi fakt, że głównym celem analizy jest określenie bilansu objętościowego na analizowanym terenie w modelu przyjęto stały rozkład opadu w czasie.

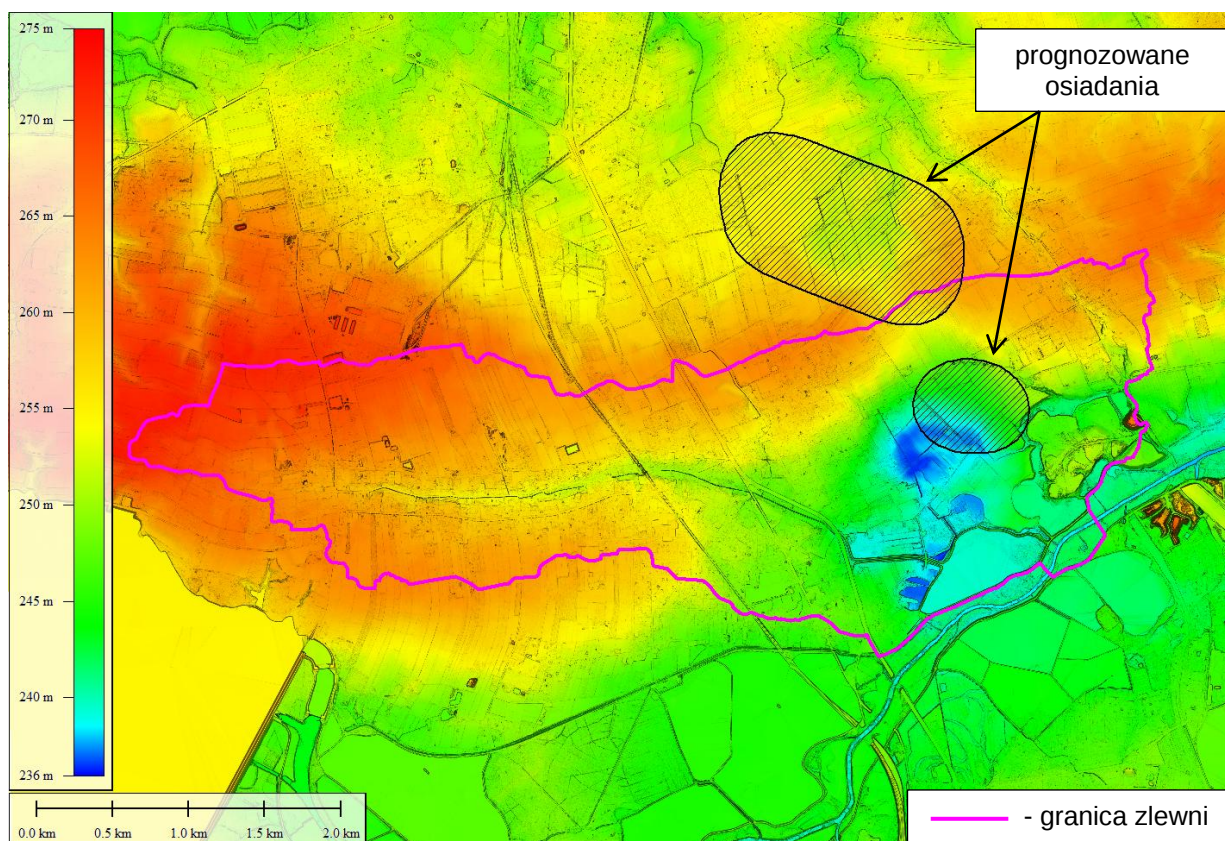
Wysokość opadu efektywnego obliczona została automatycznie na podstawie wyznaczonych wartości CN (analiza pokrycia gleb i zagospodarowania terenu w zlewni), odejmując od opadu całkowitego wysokość intercepcji, infiltracji i lokalną retencję powierzchniową.

2.4. Model opad-odpływ w programie HEC-RAS

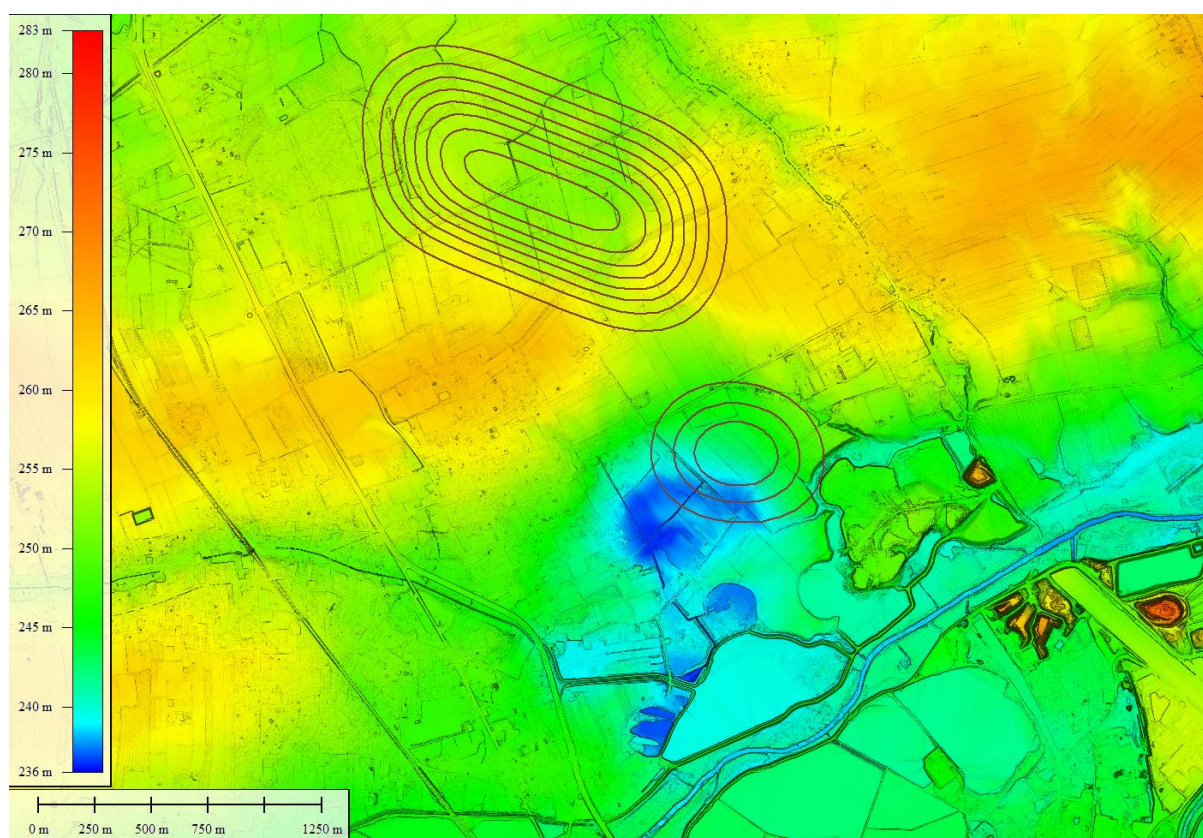
Obliczenia hydrologiczne w analizowanej zlewni wykonano z wykorzystaniem modelu matematycznego typu opad-odpływ w oprogramowaniu HEC-RAS v.6.7 opracowanym przez Korpus Inżynierów Armii Amerykańskiej.

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 m^2).

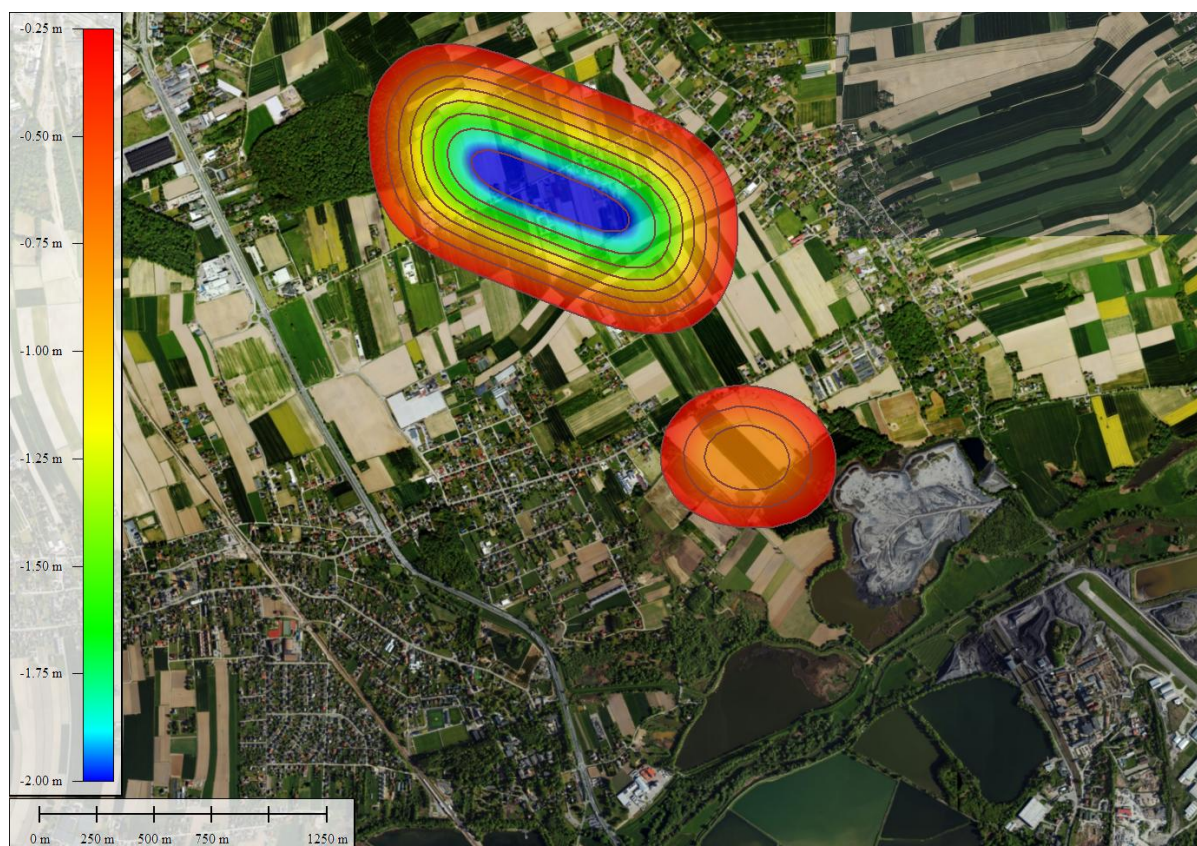
Dodatkowo Numeryczny Model Terenu na analizowanym obszarze został uszczegółowiony i zaktualizowany o prognozowane obniżenie terenu. Pozwoliło to, przy pomocy odpowiednich technik GIS na odpowiednie odwzorowanie terenu z uwzględnieniem prognozowanego obniżenia.



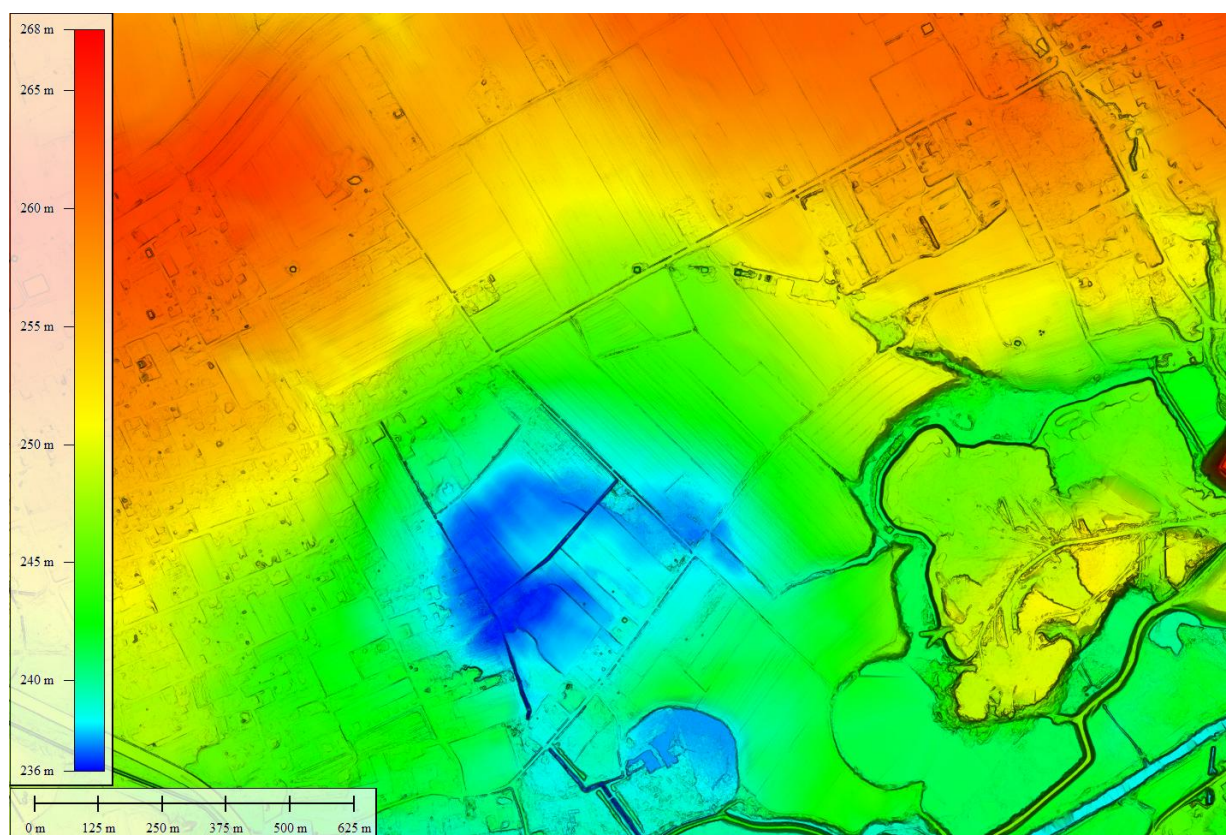
Rysunek 11. Lokalizacja zakresu obniżeń terenu (prognozowane osiadanie)



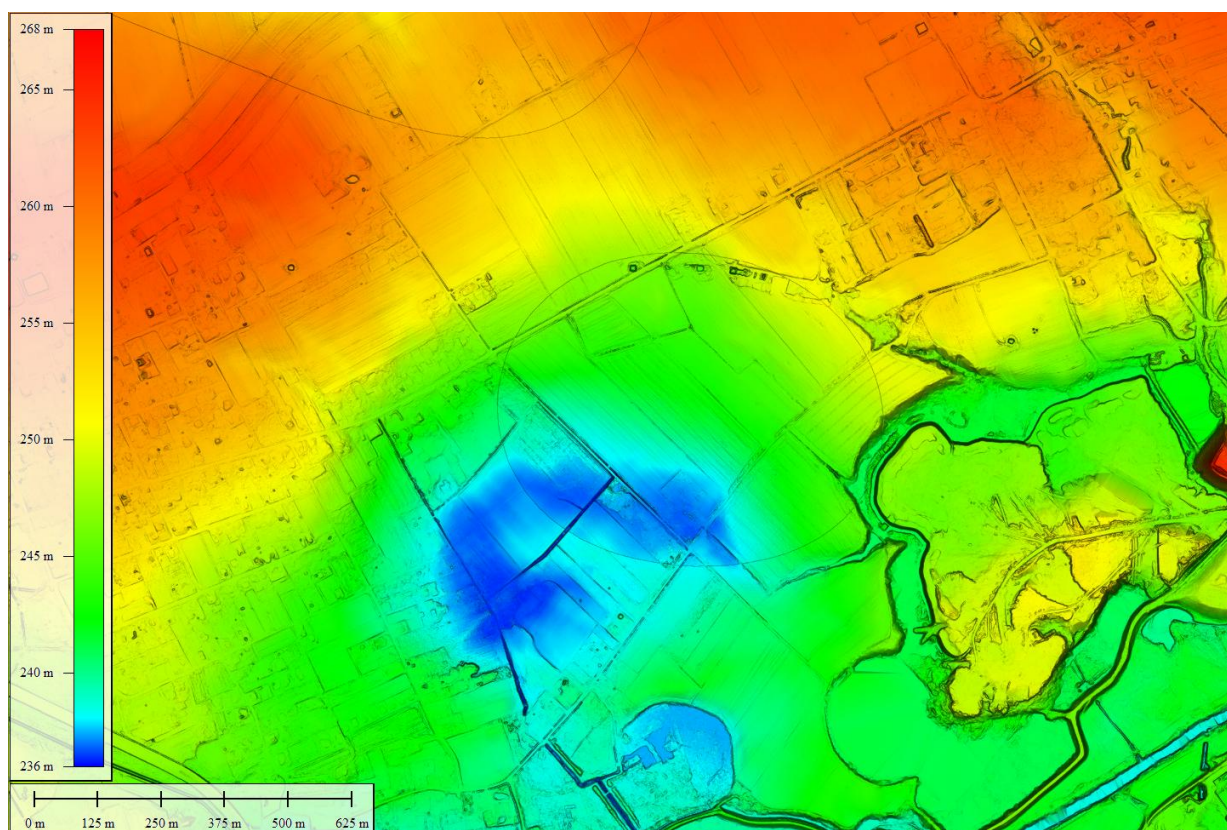
Rysunek 12. Numeryczny Model Terenu z warstwicami obniżeń terenu
(prognozowane osiadanie)



Rysunek 13. Lokalizacja i wartości obniżeń terenu (prognoszowane osiadanie)

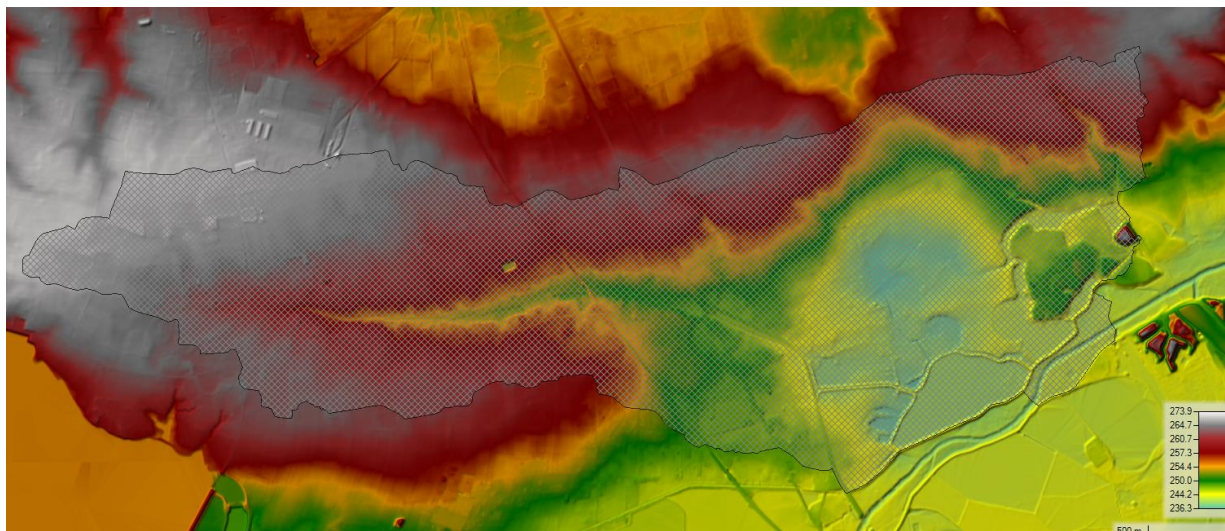


Rysunek 14. Numeryczny Model Terenu – teren istniejący

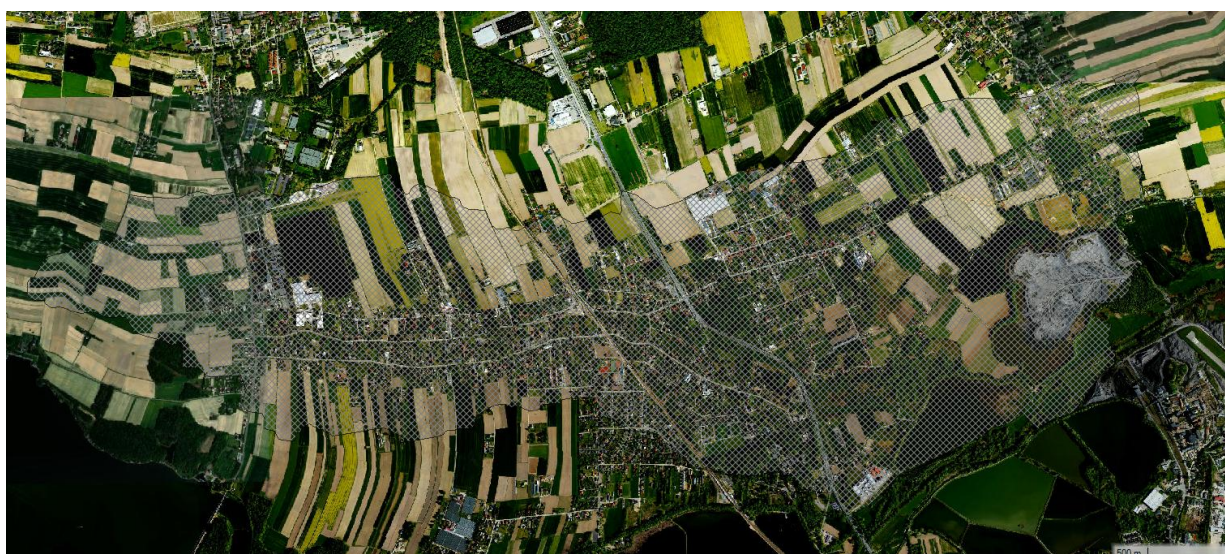


Rysunek 15. Numeryczny Model Terenu – teren prognozowany (prognozowane osiadanie)

Poniżej przedstawiono analizowaną w modelu zlewnię na Numerycznym Modelu Terenu oraz ortofotomapie.



Rysunek 16. Analizowana zlewnia na Numerycznym Modelu Terenu

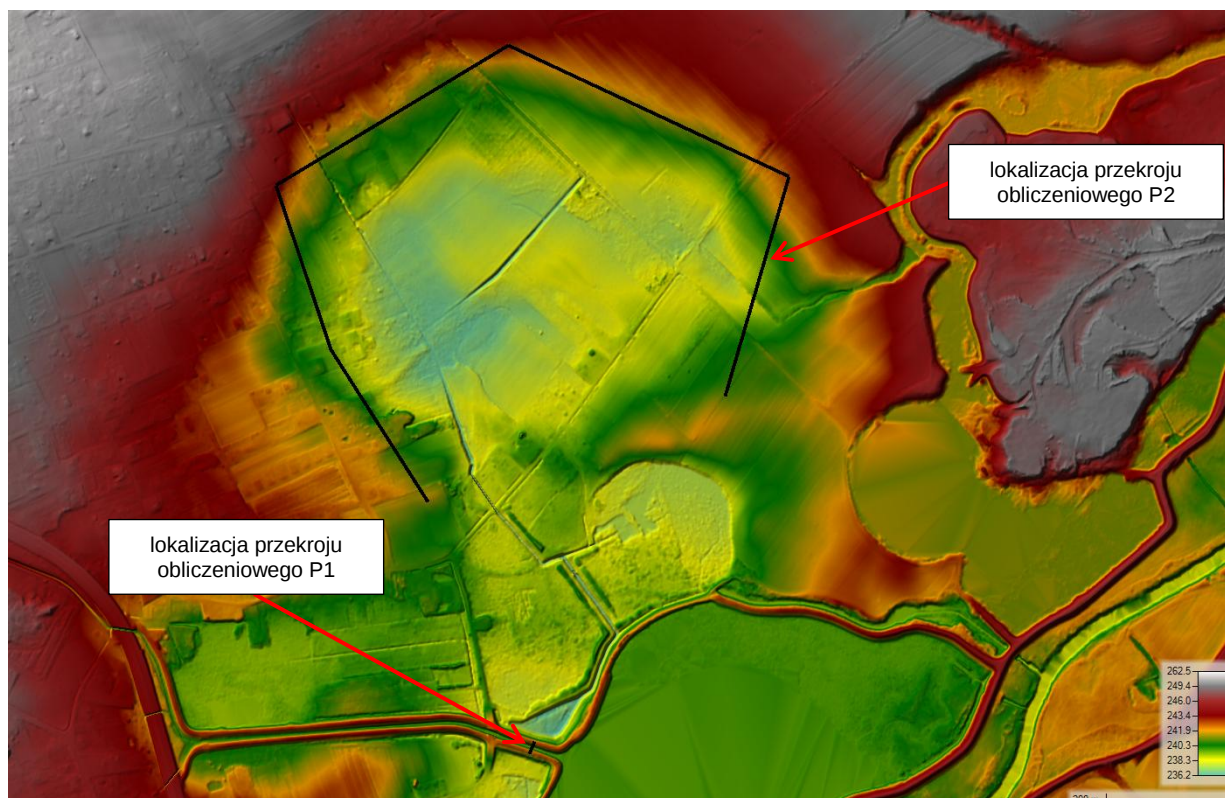


Rysunek 17. Analizowana zlewnia na ortofotomapie

W modelu zaimplementowano wszystkie istotne elementy:

- przepusty, będące zarurowanymi odcinkami Potoku Goczałkowickiego,
- zbiorniki retencyjne w rejonie ulicy Zimowej wraz z rurociągami spustowymi,
- śluzy wałowe,
- mnichy stawowe, w tym rurociągi pomiędzy obszarem w rejonie wlotu śluzy wałowej a Rontokiem Małym i Rontokiem Dużym,
- działanie pompowni.

W wyniku przeprowadzonych symulacji otrzymano wartości kulminacji (i kształty hydrogramów) dla różnych, ekstremalnych scenariuszy opadowych w analizowanym obszarze dla każdego dowolnego przekroju, w tym dla prezentowanych: przekroju dopływu wód do stawu „Rontok Mały” (przekrój obliczeniowy P1) oraz dopływu wód do zalewiska w rejonie ul. Dębowej (przekrój obliczeniowy P2).

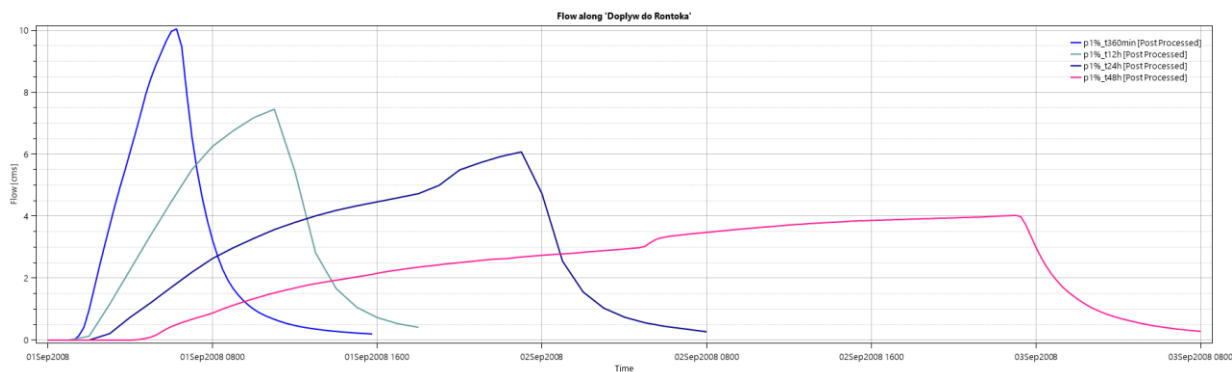


Rysunek 18. Lokalizacja przekrojów obliczeniowych dopływu wód do stawu „Rontok Mały” (przekrój obliczeniowy P1) oraz dopływu wód do zalewiska (przekrój obliczeniowy P2)

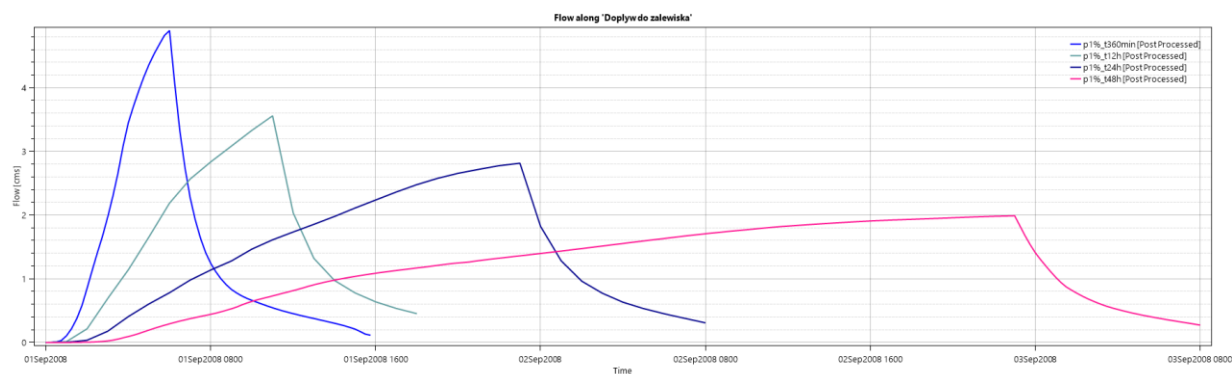
Poniżej w tabeli oraz na wykresach zestawiono kulminacje przepływów oraz przebieg hydrogramów dla analizowanych scenariuszy opadowych.

Tabela 3. Zestawienie wartości kulminacji dla wszystkich analizowanych scenariuszy opadowych – model opad-odpływ w programie HEC-RAS

Czas trwania opadu	p=1% przekrój P1 [m³/s]	p=1% przekrój P2 [m³/s]
360 minut	10.044	4.898
12 godzin	7.453	3.560
24 godziny	6.076	2.815
48 godzin	4.026	1.990



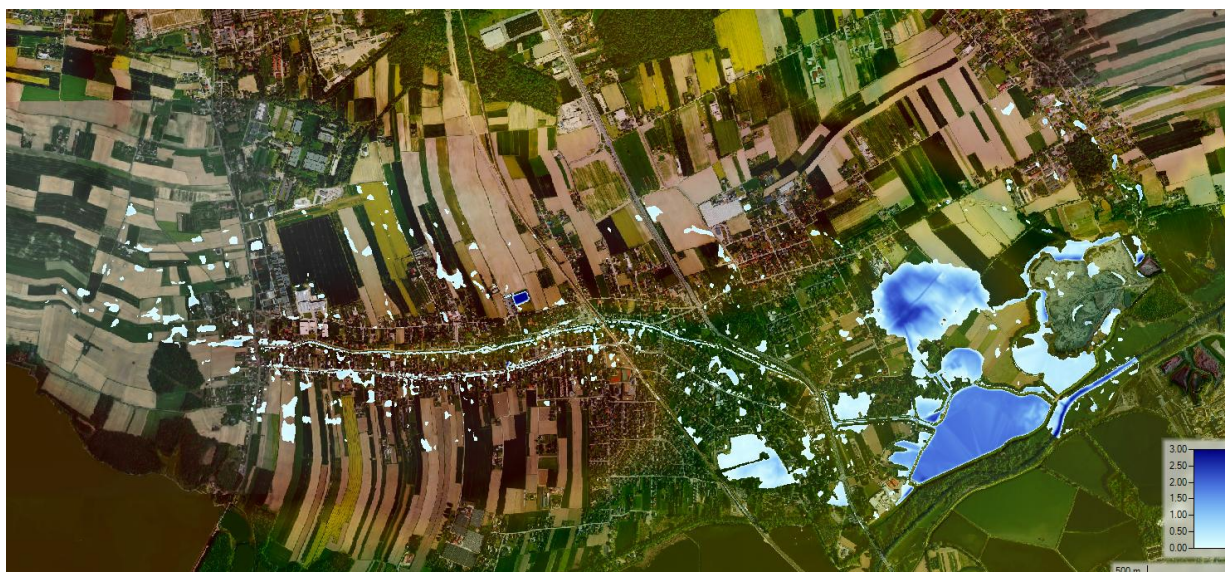
Rysunek 19. Zestawienie hydrogramów przepływu dla prawdopodobieństwa $p=1\%$ i czasów trwania od 360 minut do 48 godzin dla przekroju dopływu wód do stawu „Rontok Mały” (przekrój obliczeniowy P1)



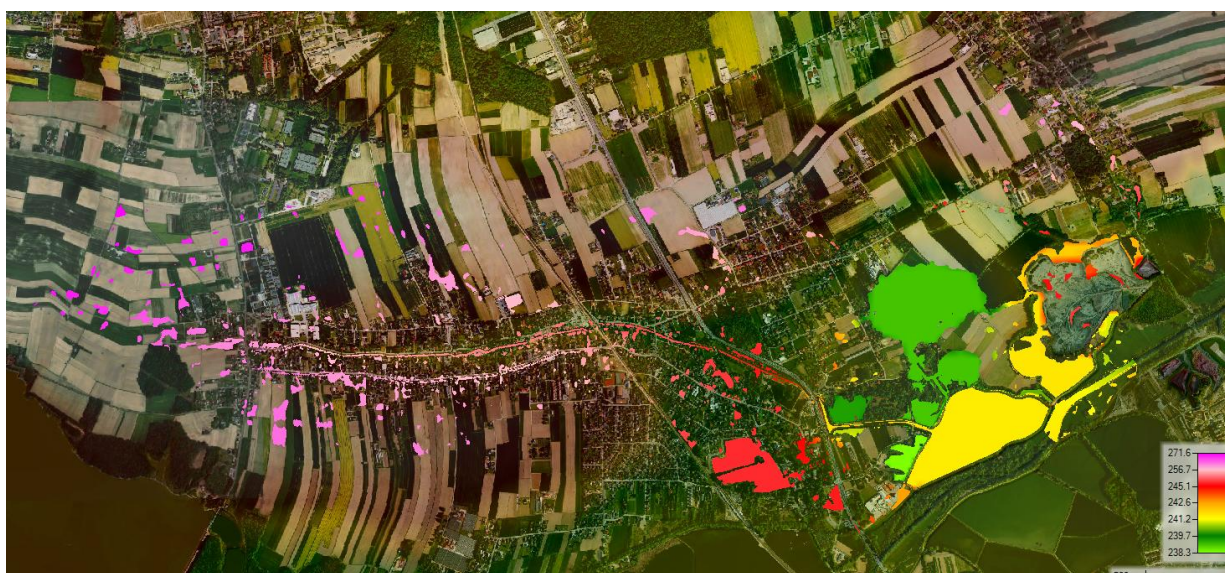
Rysunek 20. Zestawienie hydrogramów przepływu dla prawdopodobieństwa $p=1\%$ i czasów trwania od 360 minut do 48 godzin dla przekroju dopływu wód do zalewiska (przekrój obliczeniowy P2)

Opady o krótszym czasie trwania dają wyższe wartości kulminacji przepływu, natomiast hydrogramy opadów o czasie dłuższym dają znacznie większe objętości wody, co w przypadku utrudnionego odpływu stanowi większe zagrożenie.

Poniżej przedstawiono przykładowe wyniki dla analizowanej całej modelowanej zlewni.



Rysunek 21. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$)



Rysunek 22. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$)

W ramach opracowania analizowano liczne scenariusze opadowe i kilka wariantów koncepcyjnych działań technicznych, ograniczających zagrożenie podtopieniami w rejonie ul. Dębowej. Poniżej zaprezentowano serie wyników (w rejonie ul. Dębowej) dla stanu istniejącego, stanu po prognozowanych osiadaniach oraz z założeniem funkcjonowania przepompowni o dwóch założonych wydatkach 1 i 1.5 m³/s, co jak wykazały analizy jest właściwie jedynym możliwym sposobem ograniczenia zagrożenia powodzią w tym rejonie. Przedstawiono wyniki symulacji opadów o najbardziej niekorzystnych, długich czasach trwania 24 h i 48 h.

2.5. Teren istniejący. Prawdopodobieństwo $p=1\%$

Poniżej przedstawiono wyniki symulacji dla stanu istniejącego dla opadu o czasie trwania 24 godziny oraz 48 godzin i prawdopodobieństwie wystąpienia opadu $p=1\%$.

Wyniki symulacji zostały przedstawione w postaci map głębokości oraz map poziomów wody.



Rysunek 23. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=24\text{ h}$) – teren istniejący



Rysunek 24. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=24\text{ h}$) – teren istniejący



Rysunek 25. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) – teren istniejący

2.6. Teren prognozowany (osiadanie terenu). Prawdopodobieństwo $p=1\%$

Poniżej przedstawiono wyniki symulacji dla stanu istniejącego dla opadu o czasie trwania 24 godziny oraz 48 godzin i prawdopodobieństwie wystąpienia opadu $p=1\%$.

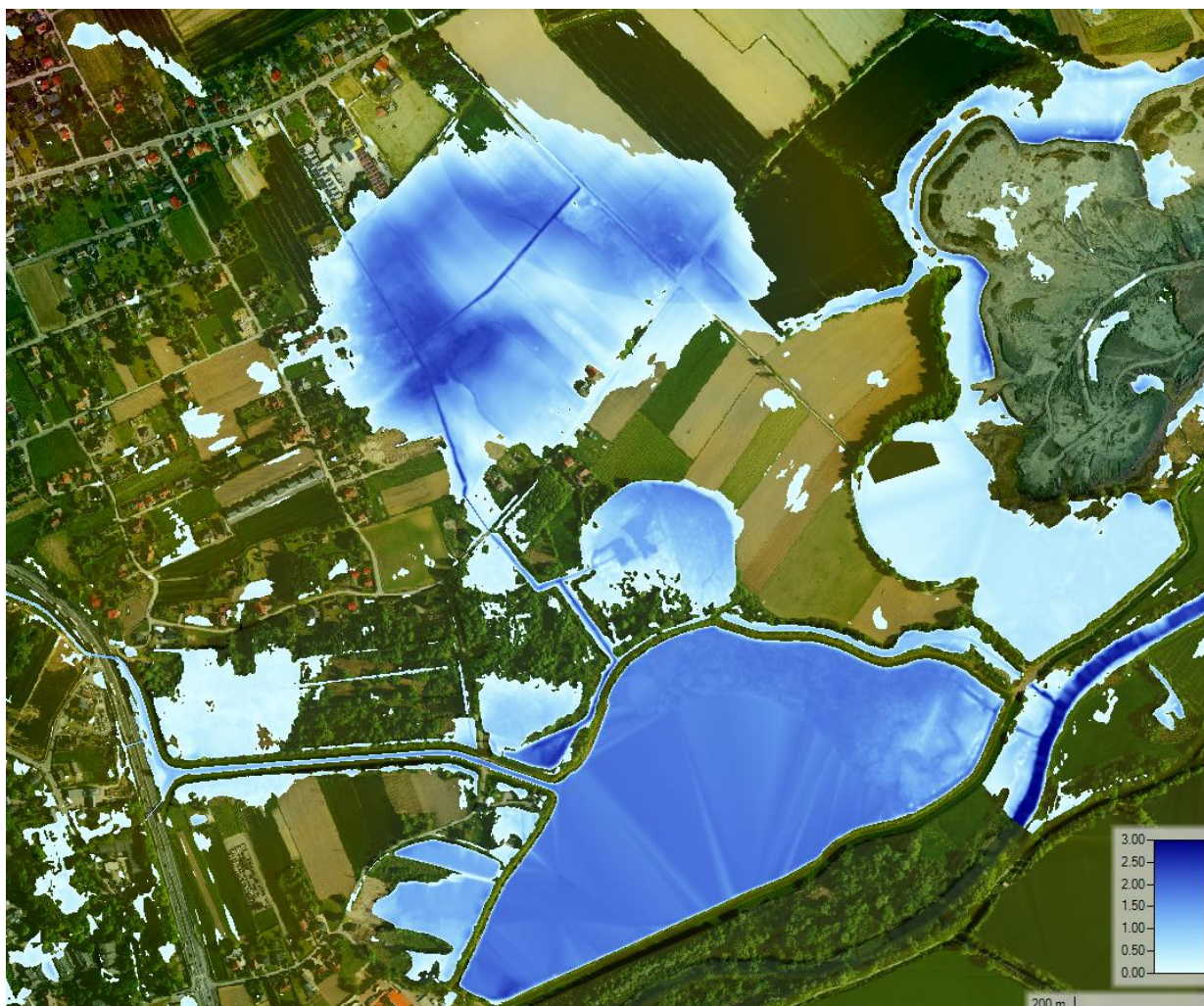
Wyniki symulacji zostały przedstawione w postaci map głębokości oraz map poziomów wody.



Rysunek 27. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=24$ h) – teren prognozowany (osiadanie terenu)



Rysunek 28. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=24\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu)



Rysunek 29. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu)



Rysunek 30. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu)

2.7. Teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Prawdopodobieństwo $p=1\%$

Poniżej przedstawiono wyniki symulacji dla stanu istniejącego dla opadu o czasie trwania 24 godziny oraz 48 godzin i prawdopodobieństwie wystąpienia opadu $p=1\%$.

Wyniki symulacji zostały przedstawione w postaci map głębokości oraz map poziomów wody.



Rysunek 31. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=24 \text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$



Rysunek 32. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=24\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.0\text{ m}^3/\text{s}$



Rysunek 33. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.0\text{ m}^3/\text{s}$



Rysunek 34. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.0\text{ m}^3/\text{s}$

2.8. Teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Prawdopodobieństwo $p=1\%$

Poniżej przedstawiono wyniki symulacji dla stanu istniejącego dla opadu o czasie trwania 24 godziny oraz 48 godzin i prawdopodobieństwie wystąpienia opadu $p=1\%$.

Wyniki symulacji zostały przedstawione w postaci map głębokości oraz map poziomów wody.



Rysunek 35. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=24 \text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$



Rysunek 36. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=24\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5\text{ m}^3/\text{s}$



Rysunek 37. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5\text{ m}^3/\text{s}$



Rysunek 38. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5\text{ m}^3/\text{s}$

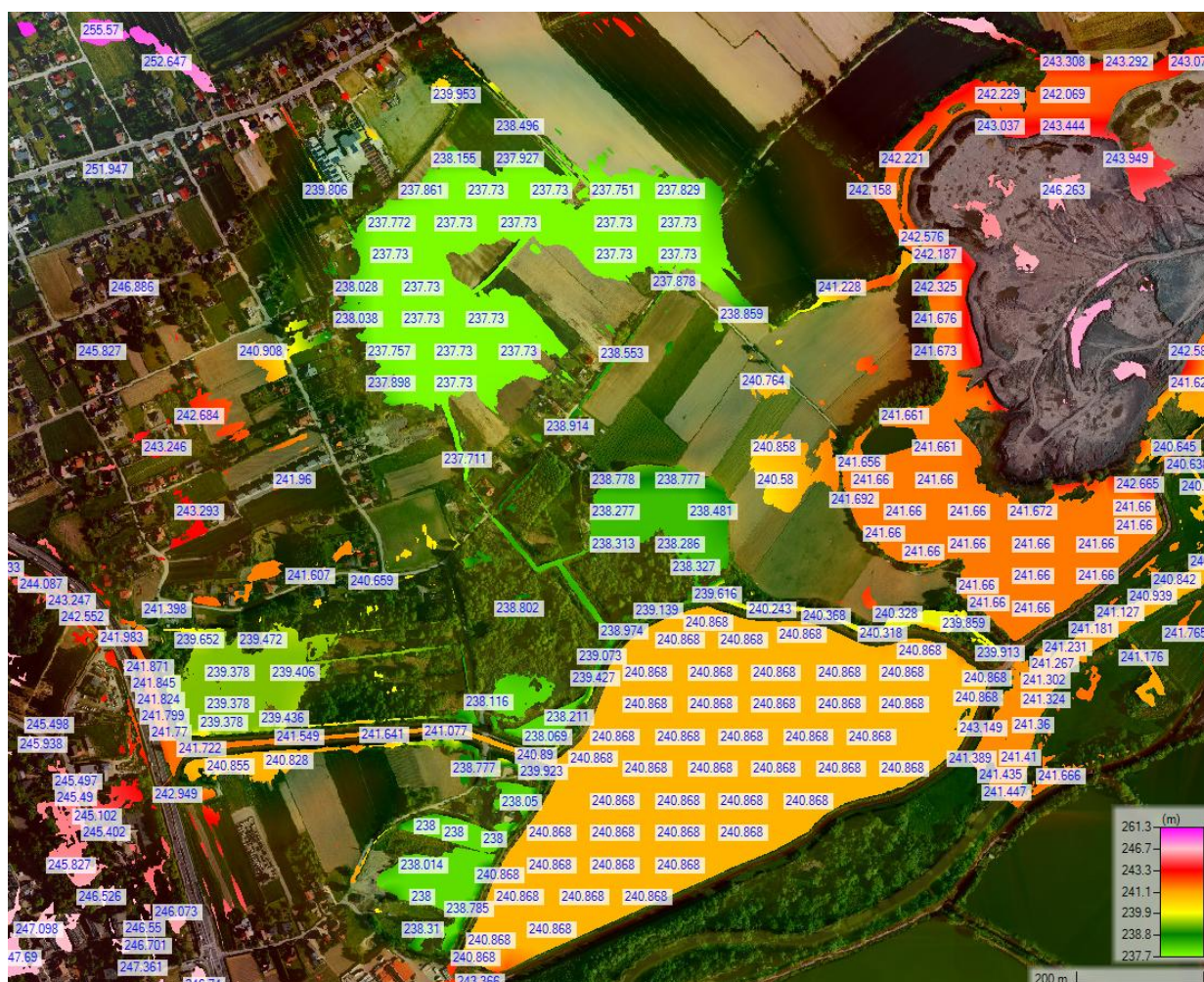
2.9. Teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ oraz ograniczeniem dopływu z kierunku Rontoka Dużego. Prawdopodobieństwo $p=1\%$

Poniżej przedstawiono wyniki symulacji dla stanu istniejącego dla opadu o czasie trwania 24 godziny oraz 48 godzin i prawdopodobieństwie wystąpienia opadu $p=1\%$.

Wyniki symulacji zostały przedstawione w postaci map głębokości oraz map poziomów wody.



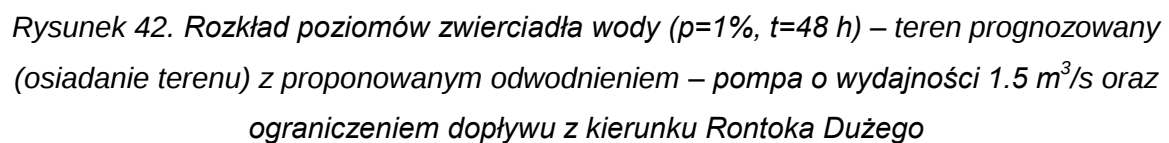
Rysunek 39. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=24 \text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ oraz ograniczeniem dopływu z kierunku Rontoka Dużego



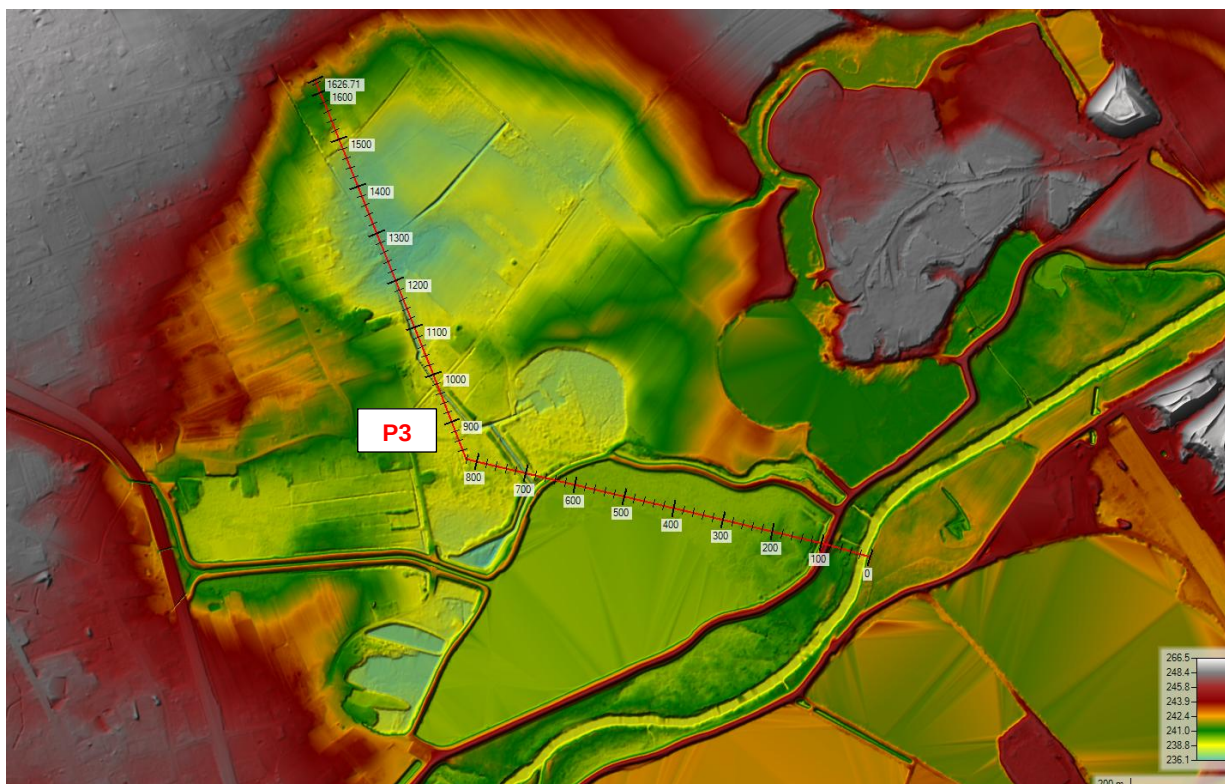
Rysunek 40. Rozkład poziomów zwierciadła wody ($p=1\%$, $t=24\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5\text{ m}^3/\text{s}$ oraz ograniczeniem dopływu z kierunku Rontoka Dużego



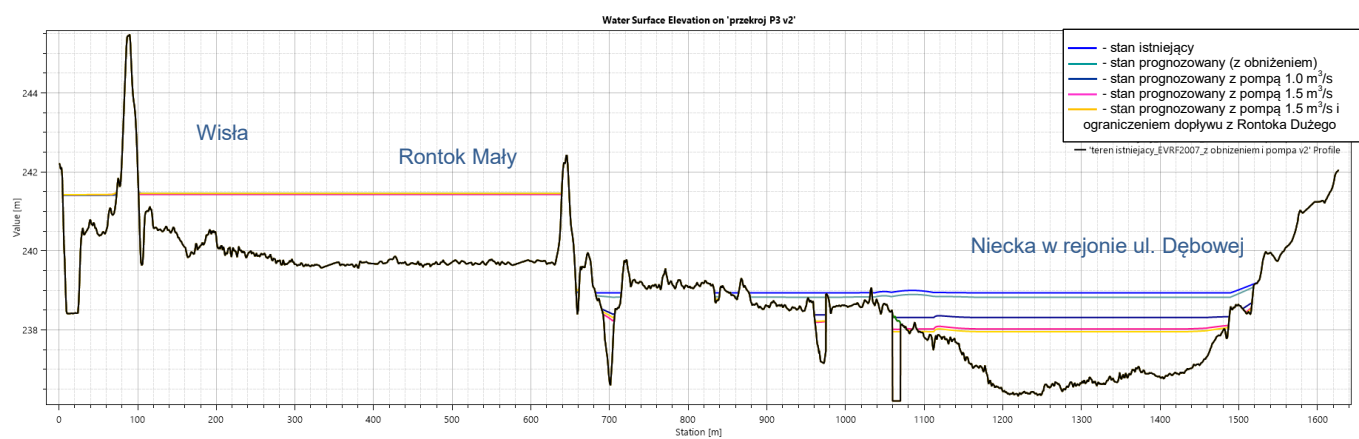
Rysunek 41. Rozkład głębokości wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) – teren prognozowany (osiadanie terenu) z proponowanym odwodnieniem – pompownia o wydajności $1.5\text{ m}^3/\text{s}$ oraz ograniczeniem dopływu z kierunku Rontoka Dużego



Poniżej przedstawiono przekrój P3 przez najniższy punkt zagrożonego terenu wraz z maksymalnym poziomem zwierciadła wody dla analizowanych scenariuszy.



Rysunek 43. Lokalizacja przekroju P3 przez najniższy punkt terenu



Rysunek 44. Przekrój P3 przez najniższy punkt terenu ze zwierciadłem wody ($p=1\%$, $t=48\text{ h}$) dla stanu istniejącego, prognozowanego, prognozowanego z pompą $1.0\text{ m}^3/\text{s}$, prognozowanego z pompą $1.5\text{ m}^3/\text{s}$, prognozowanego z pompą $1.5\text{ m}^3/\text{s}$ oraz ograniczeniem dopływu z kierunku Rontoka Dużego.

3. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Podsumowanie

Opracowanie objęło elementy wskazane w przedmiocie Zamówienia:

- *wykonanie lub pozyskanie niezbędnych danych geodezyjnych w zakresie inwentaryzacji istotnych obszarów i obiektów*

W ramach opracowania wykonano liczne wizje terenowe, dokumentację fotograficzną (w załączeniu opracowania), wykonaną przy użyciu drona (trudno dostępne miejsca. Niezbędne dane geodezyjne pochodzą z zasobów Państwowego Zasobu Geodezyjnego i Kartograficznego, w postaci aktualnego numerycznego modelu terenu (nalot z 29.04.2024 r.).

- *aktualizacja opadów o zadany czas trwania i prawdopodobieństwie wystąpienia (nowe dane IMGW)*

W opracowaniu posłużono się publikowaną przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej w 2024 roku mapą opadów maksymalnych, opracowaną dla całego kraju (*Źródło: www.klimat.imgw.pl/opady-maksymalne*), właściwym i aktualnym źródłem danych opadowych

- *analiza powodzi z września 2024 i ustalenie przyczyn podtopień*

W opracowaniu szczegółowo przeanalizowano przyczynę powodzi z września 2024 r. i ustalono przyczynę podtopień. W dokumentacji fotograficznej przedstawiono inwentaryzację stanu we wrześniu 2024 r. (zdjęcia lotnicze). Przyczyna podtopień w analizowanym rejonie jest niezmienna od wielu lat: w czasie wysokich stanów w międzywalu Wisły, woda opadowa z terenu zlewni potoku Goczałkowickiego oraz zlewni, ciężącej od strony Rontoka Dużego w trakcie opadów ekstremalnych nie może zostać odprowadzona, szkody górnicze (rzędu do kilkunastu metrów) dodatkowo utrudniają ten proces, powodując zastoiska wody.

- *identyfikacja i weryfikacja potrzeb retencyjnych z uwzględnieniem pompowni*

Wykonane liczne analizy i symulacje pozwoliły na identyfikację i weryfikację potrzeb retencyjnych, wskazując na fakt, że rozwiązania, polegające na tworzeniu obiektów retencyjnych z uwagi na zarówno rzeźbę terenu, zagospodarowanie, szkody górnicze, jak i wymaganą objętość retencyjną nie są w stanie zapewnić odpowiedniego poziomu zabezpieczenia przeciwpowodziowego.

- *wizualizacja graficzna obszarów zagrożenia powodzią na omawianym terenie w analizowanych scenariuszach*

W opracowaniu przedstawiono szczegółowo (wizualizacja wyników modelowania) obszarów zagrożenia powodzią na omawianym terenie w analizowanych kilku wybranych, istotnych scenariuszach.

- *wskazanie propozycji działań technicznych w zakresie poprawy bezpieczeństwa przeciwpowodziowego przed zjawiskami będącymi skutkiem niekorzystnych warunków atmosferycznych oraz wpływów eksploatacji górniczej węgla kamiennego na powierzchnie terenu, z uwzględnieniem:*

- a) efektywności hydraulicznej,*
- b) rodzaju zaproponowanych rozwiązań technicznych,*
- c) lokalizacji budowli i urządzeń w ramach proponowanych rozwiązań technicznych,*
- d) stopnia zajętości terenu*

Wykonano szereg analiz, związanych z poszukiwaniami rozwiązań, polegających na zastosowaniu retencji terenowej (poldery, zbiornik), poszukiwaniu możliwości wykorzystania/rozbudowy istniejących obiektów oraz polegających na lokalizacji, i zwymiarowaniu optymalnej przepompowni. To ostatnie rozwiązanie, jako jedyne, jak wykazały wykonane obliczenia redukuje zagrożenie powodziowe dla omawianego terenu.

- opracowanie wniosków i zaleceń

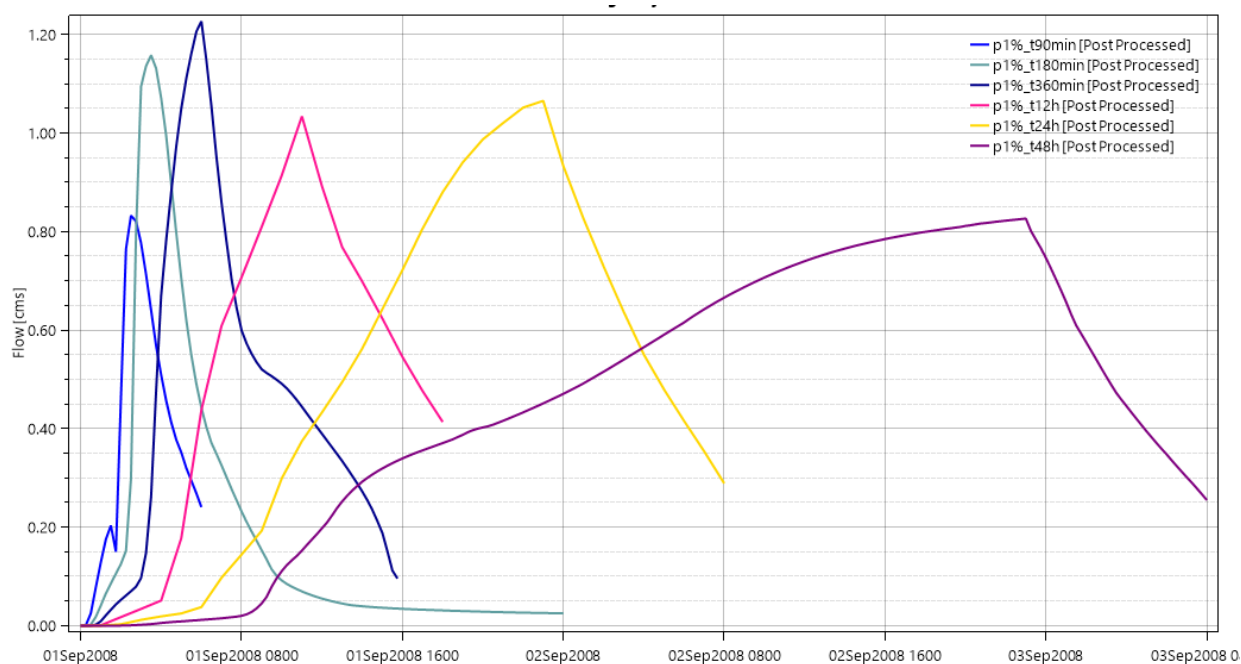
Wykonane analizy pozwoliły na opracowanie wniosków, dotyczących zarówno identyfikacji zarówno przyczyn podtopień, ich lokalizacji i zakresu, jak i niezbędnych działań, które należy zastosować, aby zminimalizować ryzyko powodziowe (pompownia).

Wnioski i zalecenia

- Analizy hydrologiczno-hydrauliczne przeprowadzono w programie HEC-RAS v.6.7. na podstawie dostępnych danych wysokościowych pozyskanych z CODGiK w Warszawie (dane LIDAR). Dodatkowo Numeryczny Model Terenu uszczegółowiono o prognozowane obniżenie terenu.

- Obliczenia symulacyjne przeprowadzono dla deszczu o prawdopodobieństwie $p=1\%$ dla czasów trwania od 360 minut do 48 h, prezentując wybrane scenariusze.

- Jak wykazały analizy dokonane osiadania terenu znacząco (prawie dwukrotnie) zwiększyły powierzchnię zlewni Rowu R-A, sprawiając, że w kierunku ul. Dębowej notowany jest dodatkowy znaczny dopływ (nawet $Q=1.22 \text{ m}^3/\text{s}$) z rejonu Rontoka Dużego.



Rysunek 45. Hydrogramy dopływu wód do zlewni Rowu R-A z kierunku Rontoka Dużego dla kilku scenariuszy opadowych ($p=1\%$)



Rysunek 46. Punkt przedostawania się wód do zlewni Rowu R-A z kierunku Rontoka Dużego

- Należy przewidzieć dodatkowe ograbowanie pomiędzy Rontokiem Dużym a rowami w kierunku ulicy Dębowej (poza obszarem gminy), które w wyniku osiadań ciążą w stronę wsi, a nie jak pierwotnie w stronę Rontoka Dużego. To istotnie

zmniejszy dopływ do bezodpływowego obszaru przy ul. Dębowej. Groble należy usypać z materiału miejscowego. W chwili obecnej, w wyniku osiadań terenu w rejonie zachodniej części Rontoka Dużego woda ze stawu (częściowo zasypanego) poprzez obniżenia terenu, w którym jest zlokalizowany rów przedostaje się w kierunku ul. Dębowej – to sprawia, że poziom wody w tym stawie nie rośnie tak jak niegdyś przed osiadaniem. Poprzez mnich, zlokalizowany w części południowo-zachodniej Rontoka Dużego istnieje dodatkowo jego połączenie hydrauliczne ze starorzeczem w rejonie śluzy wałowej Wisły. Istniejąca kolejna śluza wałowa Rontoka Dużego, zlokalizowana w wale Wisły, kilkaset metrów na północny-wschód od starorzecza w chwili obecnej (w tym w czasie notowanej powodzi), z uwagi na zmiany w ukształtowaniu terenu nie funkcjonuje i nie spełnia swojej pierwotnej funkcji.

- Do rowu pomiędzy Rontokiem Małym i Dużym (tzw. starorzecze) przy wlocie do śluzy wałowej lewego wału Wisły uchodzi rurociąg odwadniający staw Rontok Mały. Wylot zakończony jest klapą stalową zwrotną. Rurociąg jest istotnym elementem, ponieważ w razie konieczności (np. prace konserwacyjne) można nim opróżnić Rontok Mały skuteczniej (do niższego poziomu) niż poprzez nową śluzę wałową w lewym wale Wisły. W przypadku powodzi, rurociąg nie powinien służyć do odprowadzania nim wody. Podczas wrześniowej powodzi z ubiegłego roku rurociąg zasilał w sposób niekontrolowany rozlewiska wzdłuż ulicy Dębowej.

- Podczas wezbrań w zlewni Potoku Goczałkowickiego, kiedy poziom wody w stawie rośnie, proponowany do przebudowy rurociąg DN 400 (o którym mowa wyżej) powinien być natychmiast zamknięty. Aby było to możliwe konieczne jest zainstalowanie zasuw nożowej obsługiwanej z pomostu roboczego wyniesionego ponad rzędną wody.

- Aby poprawić skuteczność działania (funkcja retencyjna) należy w czaszy Rontoka Małego wykonać ok. 250 mb rowu melioracyjnego, co pozwoli na utrzymywanie niższego poziomu wody w zbiorniku i zwiększenie objętości powodziowej.

- W celu sprawnego odprowadzania wód ze zlewni rowu R-A w warunkach normalnych niezbędne jest zapewnienie regularnej konserwacji koryta rowu R-A, w szczególności na odcinku od ul. Dębowej do pompowni „Stawowa”,

- W celu poprawy warunków przepływu wody powodziowej w analizowanym systemie oraz warunków bezpieczeństwa obiektów grobli stawów należy zapewnić regularną konserwację koryta „starorzecza”, pomiędzy stawami Rontok Duży i Rontok Mały.

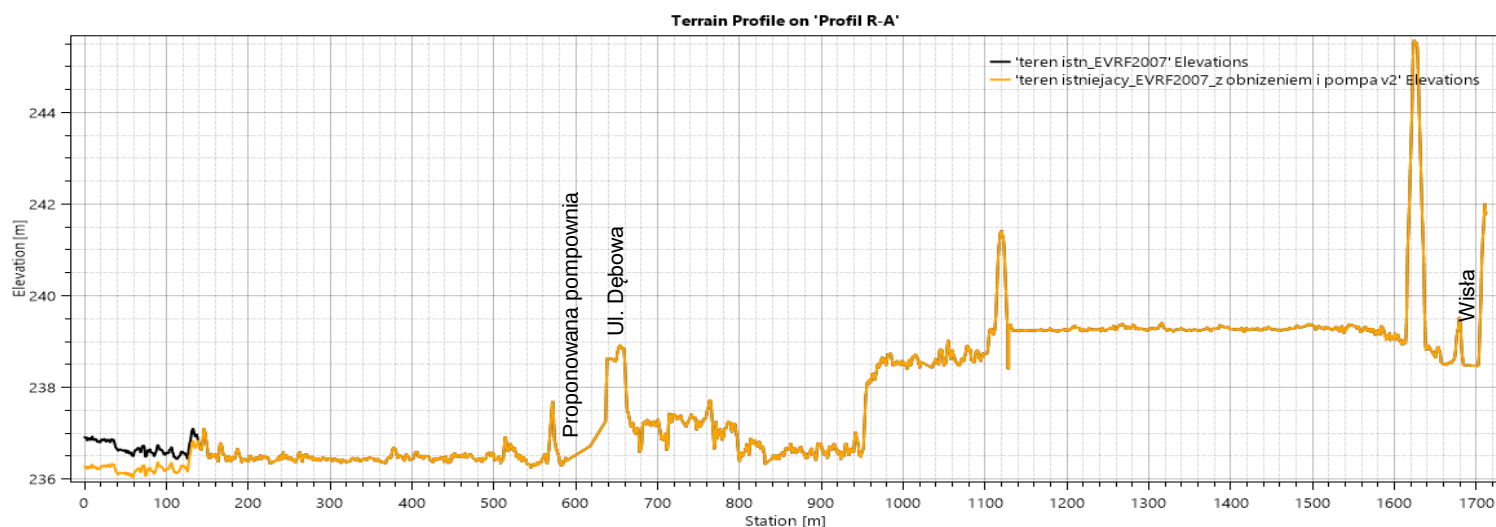
- Bezodpływowa niecka pomiędzy ulicami Brzozową i Dębową nie jest możliwa do odwodnienia bez wykonania nowej przepompowni melioracyjnej

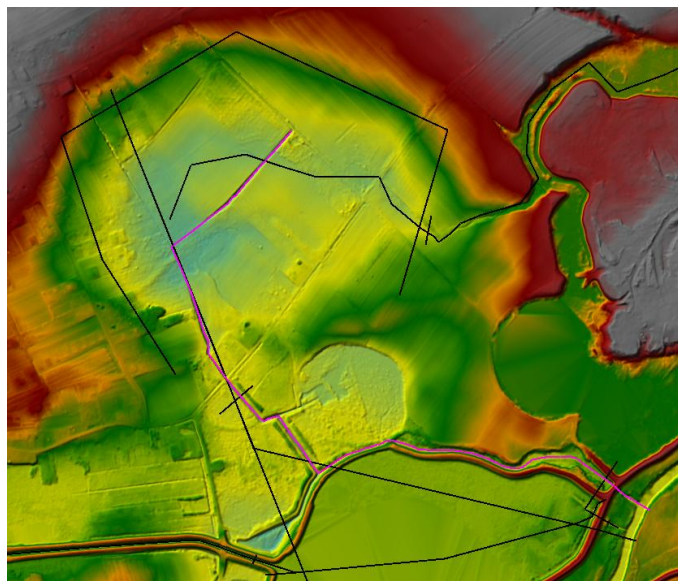
(przeciwpowodziowej) przy ulicy Dębowej. To rozwiązanie uchroni od podtopień przy istniejących budynkach, zmniejszając w sposób istotny zagrożenie powodziowe w ich bezpośrednim otoczeniu, jednak zalewiska na części niezabudowanej (tereny zielone) pozostaną (z uwagi na dużą objętość retencyjną terenu) nieodwodnione przez pewien czas, aż do momentu ustąpienia wezbrania.

- Dno rowów w dnie niecki osiadań znajduje się na najniższych rzędnych w całym omawianym obszarze. Analizy wysokościowe wskazują, że nie ma potrzeby odprowadzania wody z nich – przy działaniu planowanej pompowni woda w ich korytach będzie częściowo stała, nie wychodząc na przylegający teren i związana będzie z poziomem wód gruntowych. Zagłębianie rzępa pompowni poniżej ich dna spowoduje konieczność stałego pompowania wód gruntowych, co wpłynęłoby w istotny sposób na wzrost kosztów eksploatacji.

- Pozyskana przez Urząd Gminy inwentaryzacja geodezyjna rowów (Zał. 4) potwierdza przyjęte na podstawie skaningu laserowego rzędne w obrębie koryt rowów, zidentyfikowane spadki i kierunki rowów,

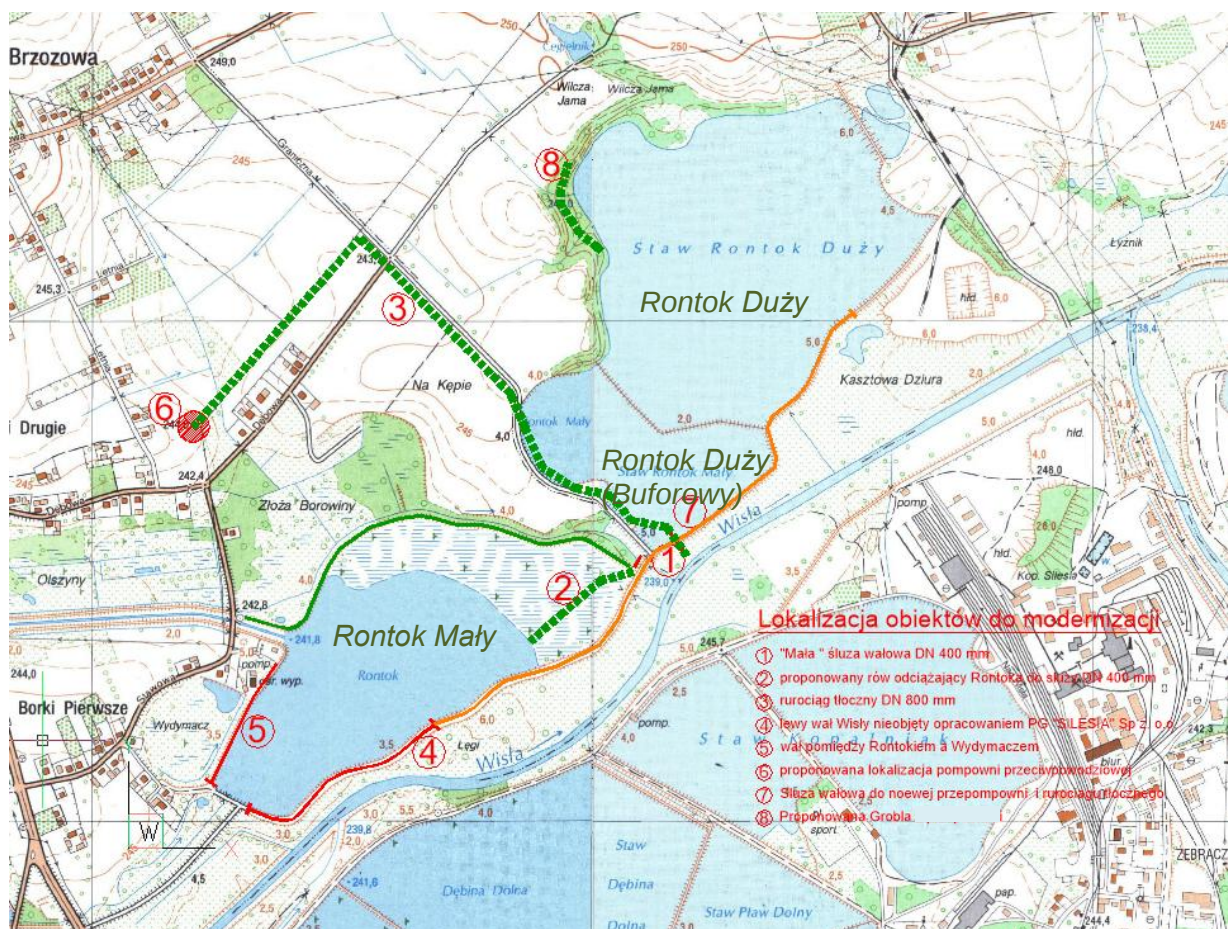
- Stan koryta rowu R-A w rejonie zalewiska nie ma istotnego znaczenia. Z uwagi na osiadania terenu nie ma możliwości grawitacyjnego odprowadzenia wody w tego obszaru. Poniżej przedstawiono profil rowu.





Rysunek 47. Profil podłużny rowu R-A

- Z uwagi na ukształtowanie i zagospodarowanie terenu nie ma innej możliwości ograniczenia zagrożenia powodzią w rejonie ul. Dębowej niż przepompowanie wód z niecki terenowej w rejonie ul. Dębowej, która położona jest ok. 1.9 m poniżej naturalnego odbiornika wód – koryta Wisły (które w czasie opadów jest dodatkowo wypełnione wodą w znacznym stopniu).



Rysunek 48. Lokalizacja obiektów do modernizacji. Przyjęte nazewnictwo stawów.

UWAGA!

Wszystkie rzędne w powyższej dokumentacji podawane są w układzie wysokościowym PL-EVRF2007-NH.

4. OPIS W JĘZYKU NIETECHNICZNYM

Opracowanie obejmuje określenie warunków hydrologicznych panujących w całej zlewni Potoku Goczałkowickiego i rowu R-A w czasie wystąpienia ekstremalnych opadów, ze szczególnym uwzględnieniem rejonu stawu Rontok Mały i ul. Dębowej w Goczałkowicach-Zdroju, w tym:

- przygotowanie cyfrowego modelu aktualnego terenu (również w wariantcie z uwzględnieniem obniżenia, związanego z ew. uszkodzami górnictwymi),
- przyjęcie scenariuszy opadów ekstremalnych,
- przygotowanie modelu całej zlewni opad-odpływ dla różnych scenariuszy opadowych (również w wariantach uwzględniających proponowane działania techniczne, mające na celu ograniczenia zagrożenia powodziowego w rejonie ul. Dębowej)
- opracowanie wyników obliczeń,

- podsumowanie wyników, propozycja działań technicznych wraz z analizą kosztów i wnioski końcowe.

- Obliczenia symulacyjne przeprowadzono dla deszczu o prawdopodobieństwie $p=1\%$ (opad „stuletni”) dla czasów trwania od 360 minut do 48 h, prezentując wybrane scenariusze.

- Jak wykazały analizy dokonane osiadania terenu znacząco (prawie dwukrotnie) zwiększyły powierzchnię zlewni Rowu R-A, sprawiając, że w kierunku ul. Dębowej notowany jest dodatkowy znaczny dopływ z rejonu Rontoka Dużego.

- Należy przewidzieć dodatkowe ogroblowanie pomiędzy Rontokiem Dużym a rowami w kierunku ulicy Dębowej (poza obszarem gminy), które w wyniku osiadań ciążą w stronę wsi, a nie jak pierwotnie w stronę Rontoka Dużego. To istotnie zmniejszy dopływ do bezodpływowego obszaru przy ul. Dębowej. W chwili obecnej, w wyniku osiadań terenu w rejonie zachodniej części Rontoka Dużego woda ze stawu (częściowo zasypanego) poprzez obniżenia terenu, w którym jest zlokalizowany rów przedostaje się w kierunku ul. Dębowej – to sprawia, że poziom wody w tym stawie nie rośnie tak jak niegdyś przed osiadaniem. Poprzez mnich, zlokalizowany w części południowo-zachodniej Rontoka Dużego istnieje dodatkowo jego połączenie hydrauliczne ze starorzeczem w rejonie śluzy wałowej Wisły. Istniejąca kolejna śluza wałowa Rontoka Dużego, zlokalizowana w wale Wisły, kilkaset metrów na północny-wschód od starorzecza w chwili obecnej (w tym w czasie notowanej powodzi), z uwagi na zmiany w ukształtowaniu terenu nie funkcjonuje i nie spełnia swojej pierwotnej funkcji.

- Do rowu pomiędzy Rontokiem Małym i Dużym (tzw. starorzecze) przy wlocie do śluzy wałowej lewego wału Wisły uchodzi rurociąg odwadniający staw Rontok Mały. Wylot zakończony jest klapą zwrotną. Rurociąg jest istotnym elementem, ponieważ w razie konieczności (np. prace konserwacyjne) można nim opróżnić Rontok Mały skuteczniej (do niższego poziomu) niż poprzez nową śluzę wałową w lewym wale Wisły. W przypadku powodzi, rurociąg nie powinien służyć do odprowadzania nim wody. Podczas wrześniowej powodzi z ubiegłego roku rurociąg zasiliał w sposób niekontrolowany rozlewiska wzdłuż ulicy Dębowej.

- Podczas wezbrań w zlewni Potoku Goczałkowickiego, kiedy poziom wody w stawie rośnie, proponowany do przebudowy rurociąg (o którym mowa wyżej) powinien być natychmiast zamknięty. Aby było to możliwe konieczne jest zainstalowanie zasowy obsługiwanej z pomostu roboczego wyniesionego ponad rzędną wody.

- Aby poprawić skuteczność działania (funkcja retencyjna) należy w czaszy Rontoka Małego wykonać ok. 250 mb rowu melioracyjnego, co pozwoli na utrzymywanie niższego poziomu wody w zbiorniku i zwiększenie objętości powodziowej.

- W celu sprawnego odprowadzania wód ze zlewni rowu R-A w warunkach normalnych niezbędne jest zapewnienie regularnej konserwacji koryta rowu R-A, w szczególności na odcinku od ul. Dębowej do pompowni „Stawowa”,

- W celu poprawy warunków przepływu wody powodziowej w analizowanym systemie oraz warunków bezpieczeństwa obiektów grobli stawów należy zapewnić regularną konserwację koryta „starorzecza”, pomiędzy stawami Rontok Duży i Rontok Mały.

- Bezodpływowa niecka pomiędzy ulicami Brzozową i Dębową nie jest możliwa do odwodnienia bez wykonania nowej przepompowni melioracyjnej (przeciwpowodziowej) przy ulicy Dębowej. To rozwiązanie uchroni od podtopień przy istniejących budynkach, zmniejszając w sposób istotny zagrożenie powodziowe w ich bezpośrednim otoczeniu, jednak zalewiska na części niezabudowanej (tereny zielone) pozostaną (z uwagi na dużą objętość retencyjną terenu) nieodwodnione przez pewien czas, aż do momentu ustąpienia wezbrania.

- Dno rowów w dnie niecki osiadań znajduje się na najniższych rzędnych w całym omawianym obszarze. Analizy wysokościowe wskazują, że nie ma potrzeby odprowadzania wody z nich. Zagłębianie rzępa pompowni poniżej ich dna spowoduje konieczność stałego pompowania wód gruntowych, co wpłynęłoby w istotny sposób na wzrost kosztów eksploatacji.

- Stan koryta rowu R-A w rejonie zalewiska nie ma istotnego znaczenia. Z uwagi na osiadania terenu nie ma możliwości grawitacyjnego odprowadzenia wody w tego obszaru.

- Z uwagi na ukształtowanie i zagospodarowanie terenu nie ma innej możliwości ograniczenia zagrożenia powodzią w rejonie ul. Dębowej niż przepompowanie wód z niecki terenowej w rejonie ul. Dębowej, która położona jest ok. 1.9 m poniżej naturalnego odbiornika wód – koryta Wisły (które w czasie opadów jest dodatkowo wypełnione wodą w znacznym stopniu).