OLBRYCH-MALIK
MIKOŁAJ OLBRYCH, MICHAŁ MALIK S.C.
ul. Strzelców 6A/1, 31-422 Kraków
NIP:6783104752, REGON: 121180764

Inwestor: **Gmina Wolbrom**
ul. Krakowska 1, 32-340 Wolbrom

Tytuł opracowania: **ANALIZA HYDROLOGICZNO-HYDRAULICZNEA, DOTYCZĄCA NIEKONTROLOWANEGO SPŁYWU WÓD POWIERZCHNIOWYCH W MIEJSCOWOŚCIACH PORĘBA GÓRNA, STRZEGOWA I ZAŁĘŻE**

Opracowanie:

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

Spec. konstrukcyjno-budowlana
466/2001

mgr inż. **Mikołaj Olbrych**
Kwalifikacje do wykonywania dokumentacji hydrologicznych
Świadectwo nr 43/2004

mgr inż. Dagmara Piekarczyk

mgr inż. Joanna Walencik

mgr inż. Urszula Mazur

Kraków, listopad 2015

SPIS ZAWARTOŚCI

1. Wstęp 2
1.1. Przedmiot i zakres opracowania 2
1.2. Materiały źródłowe 3
2. Inwentaryzacja stanu istniejącego, charakterystyka hydrograficzna 3
2.1. Obszar Poręba Górna 4
2.2. Obszar Strzegowa 7
2.3. Obszar Załęże 10
3. Analiza zagrożenia powodziowego. Stan istniejący 13
3.1. Inwentaryzacja terenów zalewowych dla przepływów o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia 13
3.2. Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne 13
3.2.1. Symulacje hydrologiczne i hydrauliczne zlewni 14
3.2.2. Model transformacji opadu 16
3.2.3. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki 36
4. Proponowane rozwiązania techniczne 39
4.1. Poręba Górna 39
4.2. Obszar Strzegowa 47
4.3. Obszar Załęże 59
5. Podsumowanie i wnioski 60
5.1. Obszar Poręba Wielka 60
5.2. Obszar Strzegowa 60
5.3. Obszar Załęże 61

SPIS RYSUNKÓW

Rys. 1. Orientacja, Skala 1:50000;

Rys. 2.1 Obszar Poręba Górna - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 2.2 Obszar Strzegowa - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 2.3 Obszar Załęże - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 3.1 Obszar Poręba Górna – Propozycje działań, Skala 1:5000;

Rys. 3.2 Obszar Strzegowa – Propozycje działań, Skala 1:10000;

Rys. 3.3 Obszar Załęże – Propozycje działań, Skala 1:5000;

Rys. 4 Obszar Strzegowa - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h - głębokości, Skala 1:5000

ZAŁĄCZNIKI

- obliczenia przepływów maksymalnych prawdopodobnych rzeki Tarnówki,
- krzywe pojemności zbiorników,
- batymetrie zbiorników.

1. Wstęp

Niniejsze opracowanie „Analiza hydrologiczno-hydrauliczna, dotycząca niekontrolowanego spływu wód powierzchniowych w miejscowościach Poręba Górna, Strzegowa i Załęże" powstało z uwagi na konieczność podjęcia działań przeciwpowodziowych we wskazanych rejonach gminy Wolbrom. W związku z intensywnym i postępującym zagospodarowaniem i urbanizacją analizowanych zlewni oraz niekorzystnymi warunkami geomorfologicznymi (stoki wzgórz, zabudowane dna naturalnych dolin) obserwowane są liczne i częste podtopienia terenów. Niniejsze opracowanie zawiera z jednej strony szczegółową analizę hydrologiczną i hydrauliczną, a z drugiej stanowi wstępną koncepcję techniczną działań inwestycyjnych, ograniczających niebezpieczeństwo podtopień.

1.1. Przedmiot i zakres opracowania

Przedmiotem zamówienia jest wykonanie odpowiednich prac, związanych z opracowaniem „Analizy hydrologiczno-hydraulicznej, dotyczącej niekontrolowanego spływu wód powierzchniowych w miejscowościach Poręba Górna, Strzegowa i Załęże". Opracowanie obejmuje koncepcję ograniczenia spływu powierzchniowego z analizowanych zlewni, położonych powyżej obszarów zurbanizowanych z uwzględnieniem budowy: suchych zbiorników retencyjnych, właściwego ukierunkowania spływu wód, a także inne możliwe działania obniżające zagrożenie powodziowe.

Opracowanie zawiera:

- Inwentaryzację istniejącego zagospodarowania terenu i terenów zalewowych w formie opisowej i graficznej obejmującą między innymi mapę orientacyjną z zaznaczonymi zlewniami terenowymi.
- Dokumentację fotograficzną obrazującą stan istniejący.
- Opracowanie sposobu zabezpieczenia analizowanego terenu.
- Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne z odniesieniem do przyjętych do obliczeń przepływów oraz do faktycznie zarejestrowanych stanów katastrofalnych.

Zgodnie z Umową w zakresie opracowania znalazły się:

- przygotowanie numerycznego modelu terenu,
- pozyskanie danych opadowych,
- wykonanie modelu opad-odpływ,
- analiza zagrożenia powodziowego w stanie istniejącym,
- analiza możliwości zastosowania rozwiązań technicznych chroniących przed negatywnym oddziaływaniem wód powodziowych (w tym lokalizacji małych zbiorników retencyjnych, rowów opaskowych),

- hydrodynamiczne modelowanie pracy zbiorników retencyjnych dla kilku scenariuszy opadowych,
- wnioski i zalecenia.

1.2. Materiały źródłowe

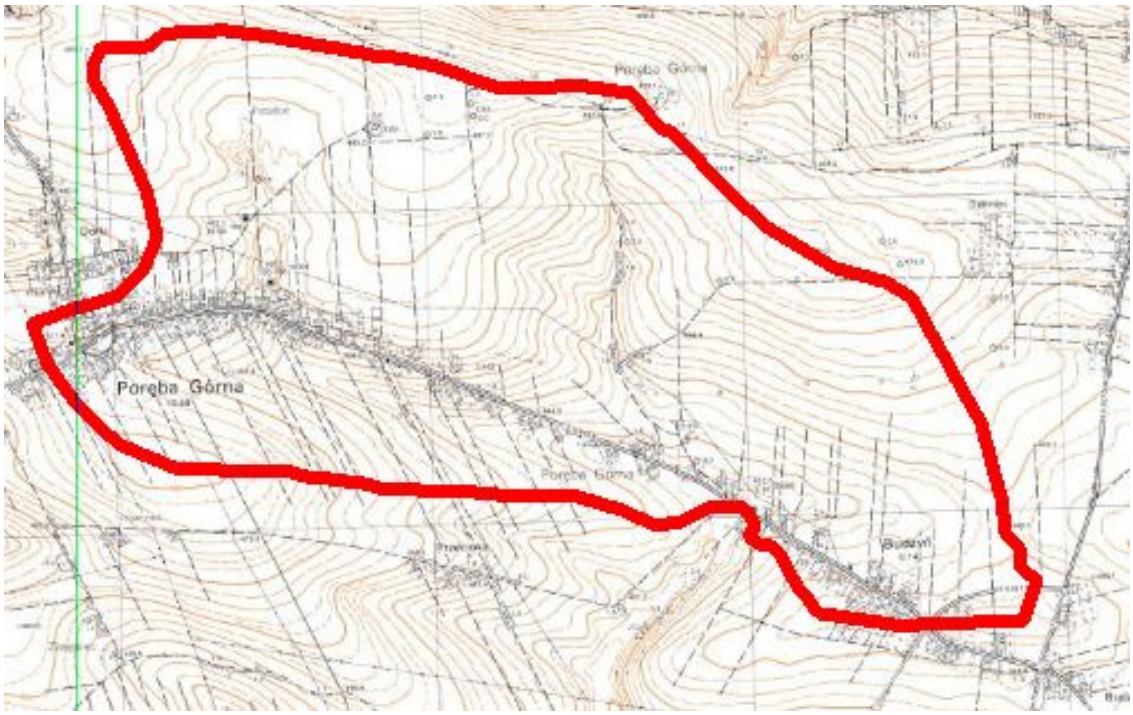
1. Zlecenie Urzędu Gminy,
2. *Obliczenia Przepływów Maksymalnych Rocznych O Określonym Prawdopodobieństwie*, J. Fal, B. Fal, H. Czarnecka; Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej,
3. *Ocena Przepływów Wielkich Wód Małych Zlewni Górnej Wisły*, J. Punzet,
4. *Dorzecze Wisły, monografia powodzi maj, czerwiec 2010 r.*, IMGW,
5. *Dorzecze Wisły, monografia powodzi lipiec 1997 r.*, IMGW,
6. *Modelowanie matematyczne w hydrologii*, B. Więzik,
7. *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, K. Banasik,
8. *Wyznaczanie hydrogramów wezbrań powodziowych w małych zlewniach rolniczych*, K. Banasik,
9. Ustawa Prawo Wodne,
10. Mapa topograficzna Polski w skali 1:10 000,
11. Mapa hydrograficzna w skali 1:50000,
12. Atlas podziału Hydrograficznego Polski,
13. Numeryczny model terenu – CODGiK, Geoxy2009, 2011, 2015
14. *Hydrologia*, A. Byczkowski,
15. *Hydrologia*, Cz. Król,
16. *Corine Land Cover*, European Environment Agency,
17. *GUAD2D User's manual*,
18. *Storm Water management System User's manual*,
19. Mapa zasadnicza,
20. Ustalenia własne.

2. Inwentaryzacja stanu istniejącego, charakterystyka hydrograficzna

Każdy z analizowanych trzech rejonów różni się pod względem przyczyn zagrożenia powodziowego, posiada inne lokalne uwarunkowania. Każdy z obszarów analizowano pod względem zagospodarowania terenu i pokrycia rodzajem gleb (klasyfikacja wg SCS, opisana w dalszej części opracowania).

2.1. Obszar Poręba Górna

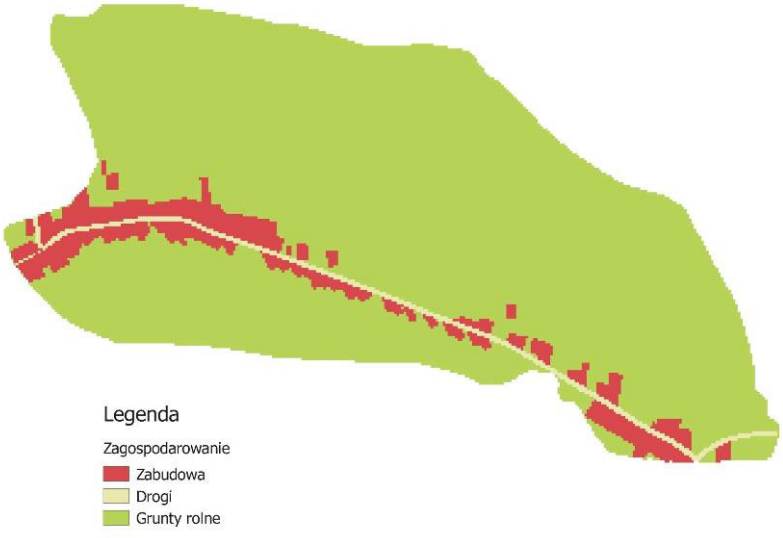
Powierzchnia analizowanej zlewni do przekroju wyraźnego odbiornika wynosi 3,44 km^2. Długość głównej strugi spływu to około 3 km, a średni spadek zlewni ok 2%. W chwili obecnej wody opadowe spływają ze stoku wzgórza przez tereny rolnicze oraz wzdłuż drogi w kierunku terenów zabudowanych poniżej. W związku z faktem, że jezdnia ulicy leży w dolinie zlewni woda przelewa się przez jezdnię i powoduje kolejne podtopienia na terenach zabudowanych. Część gospodarstw zlokalizowanych jest na dnie zwykle suchej doliny, która w czasie intensywnych opadów stwarza zagrożenie powodziowe. Problemem jest brak ukształtowanego koryta cieku – woda płynie bezpośrednio przez pola uprawne, pomiędzy budynkami, wpada do rowów drogowych oraz rowów opaskowych, wybudowanych przez mieszkańców.



Rys. 1 *Zlewnia. Poręba Górna.*

Na terenie zlewni występują gleby wytworzone z lessów. Obszar zlewni pokrywają przede wszystkim tereny rolnicze oraz luźna zabudowa wzdłuż istniejącej drogi.

Rys. 2 Rodzaje gleb w zlewni. Poręba Górna.

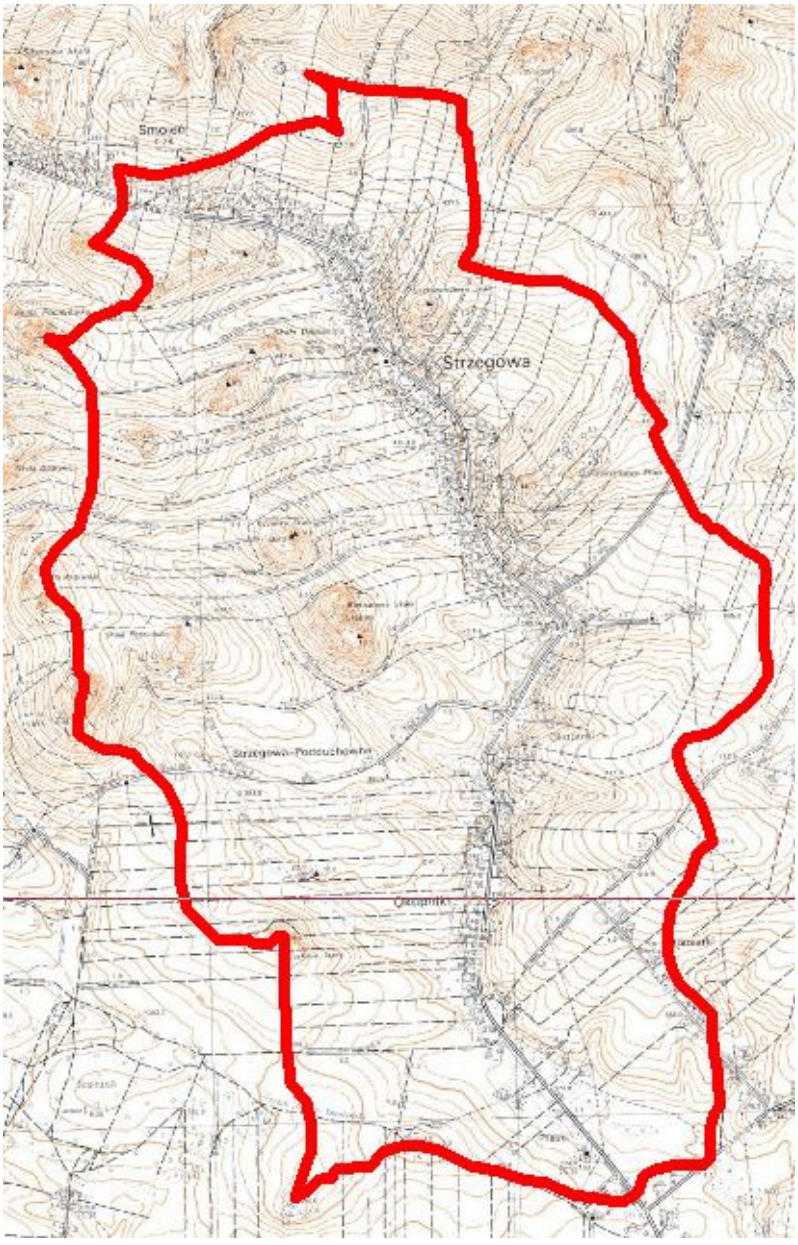


Rys. 3 Zagospodarowanie terenu w zlewni. Poręba Górna.

Rys. 4 Wartości CN w zlewni. Poręba Górna.

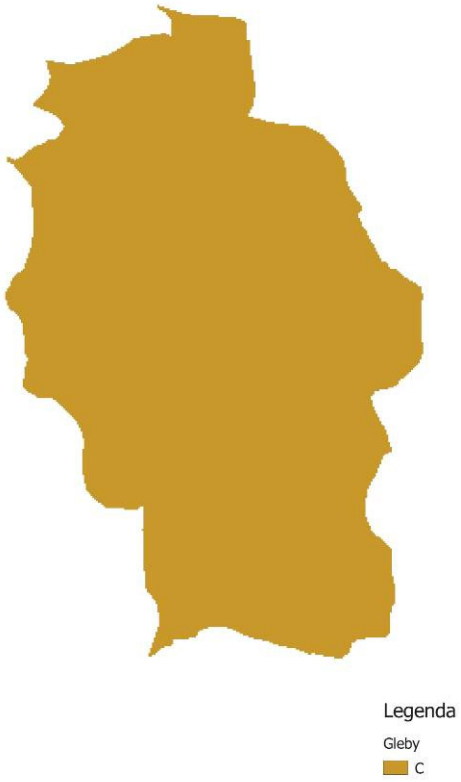
2.2. Obszar Strzegowa

Powierzchnia analizowanej zlewni wynosi 5,82 km^2. Długość głównej strugi spływu to około 4,5 km, a średni spadek zlewni ok 2%. W chwili obecnej wody opadowe spływają ze stromych stoków wzgórz przez tereny rolnicze oraz wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 przez tereny zabudowane skoncentrowane wzdłuż niej. W związku z faktem, że jezdnia leży w dnie wyraźnej doliny, woda przelewa się przez jezdnię i powoduje kolejne podtopienia na terenach zabudowanych. Analizowany obszar stanowi wyraźną krasową dolinę. W czasie intensywnych opadów w dnie doliny formuje się naturalny, okresowy ciek, który z uwagi na istniejące, intensywne zagospodarowanie stwarza znaczne zagrożenie powodziowe. Istniejące rowy drogowe nie są w żaden sposób bezpiecznie przeprowadzić zbierających się wód opadowych.



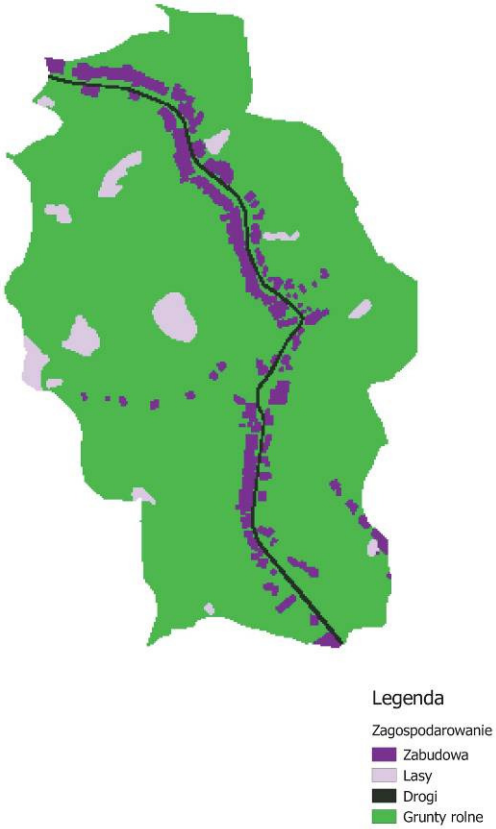
Rys. 5 Zlewnia. Strzegowa.

Zlewnia leży na glebach wytworzonych z lessów.

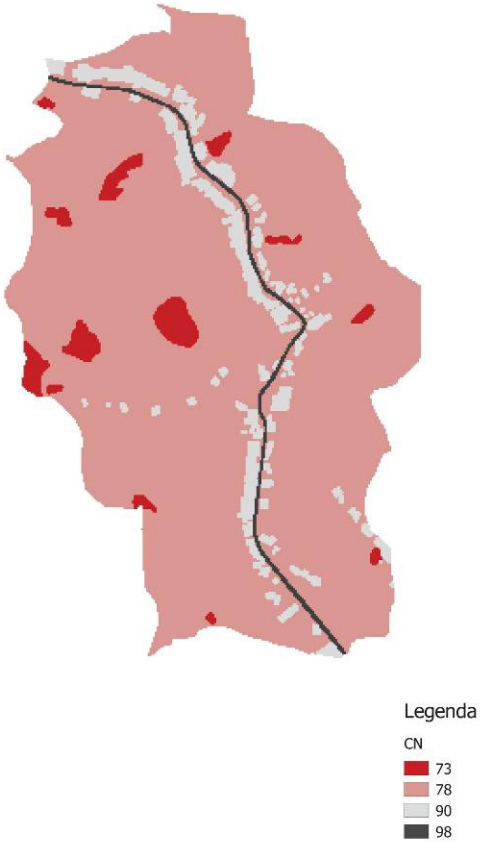


Rys. 6 Rodzaje gleb w zlewni. Strzegowa.

Na obszarze zlewni przeważają grunty rolne, jedynie głównie przez środek wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 występuje pas zabudowy luźnej.



Rys. 7 Zagospodarowanie terenu w zlewni. Strzegowa.

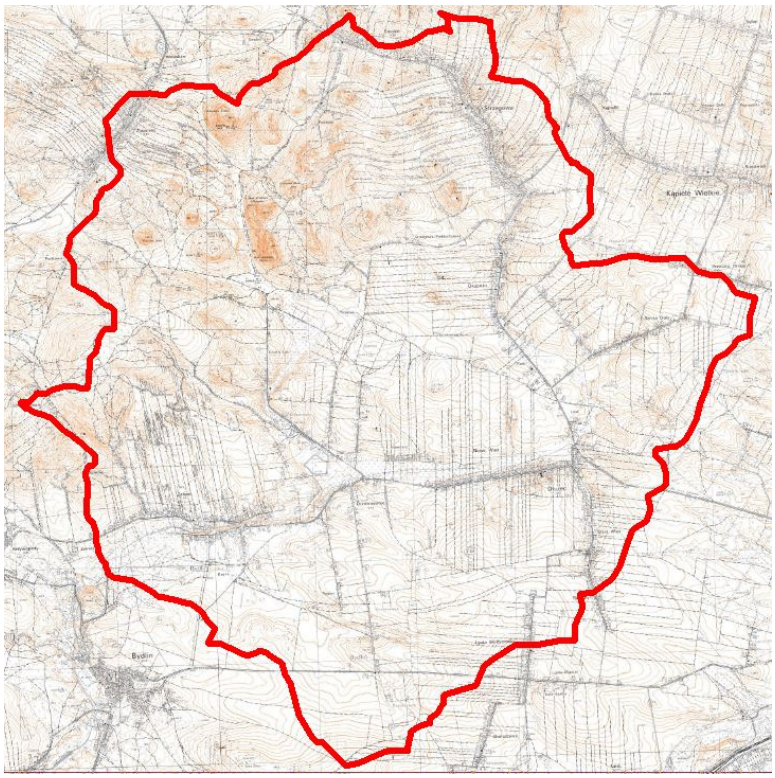


Rys. 8 Wartości CN w zlewni. Strzegowa.

2.3. Obszar Załęże

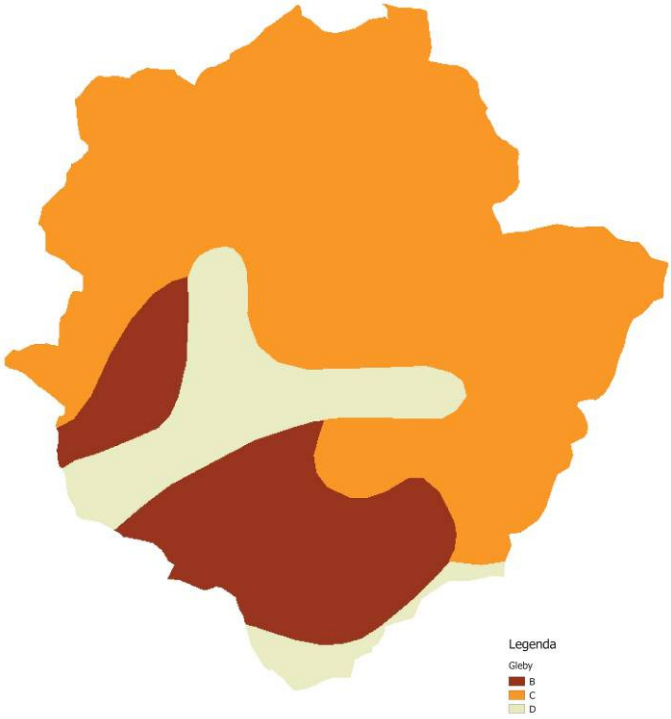
Tarnówka jest prawobrzeżnym dopływem Białej Przemszy do której uchodzi w miejscowości Golczowice. Powierzchni zlewni w analizowanym przekroju wynosi 32,9 km^2. Rzeka wypływa ze źródeł leżących na wysokości 360 m n.p.m. w miejscowości Nowa Wieś. W obrębie Wyżyny Częstochowskiej Tarnówka płynie w kierunku południowo-zachodnim. Całkowita długość rzeki wynosi 10,5 km, a średni spadek 3,6 %.

Na rzeźbę terenu zlewni Tarnówki składają się wyżyny i płaskowyże z resztkami zrównań oraz pogórza przeważnie o wyrównanej powierzchni.



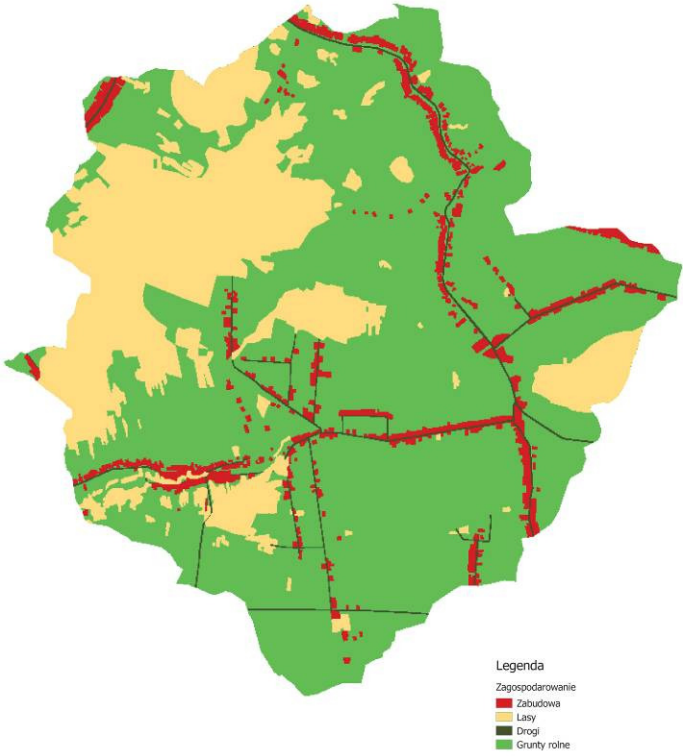
Rys. 9 Zlewnia rzeki Tarnówki

Na terenie zlewni występują w większości gleby wytworzone z lessów. W południowo-wschodniej części wytworzył się kompleks gleb brunatnych i rędzin oraz gleby glejowe z piasków i glin wapiennych.

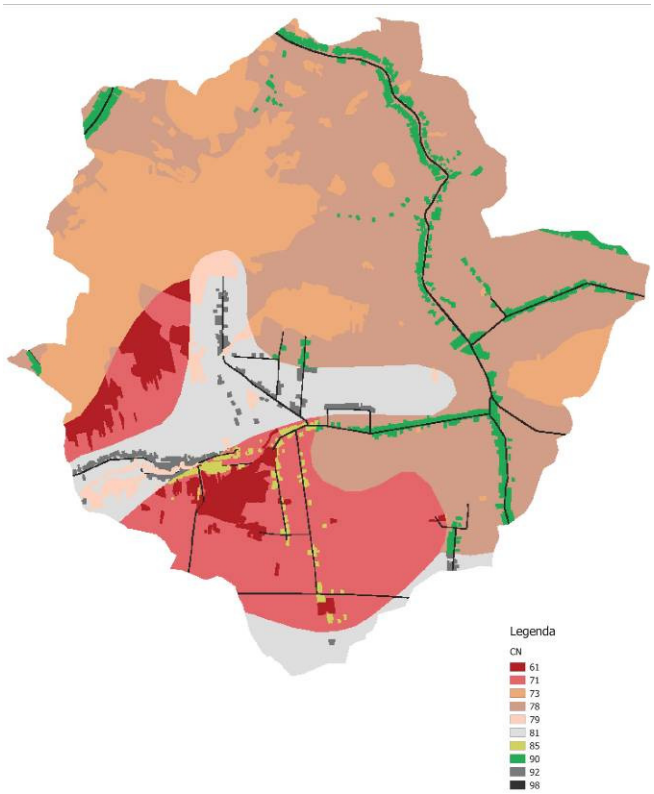


Rys. 10 *Rodzaje gleb w zlewni. Załęże.*

Na obszarze zlewni przeważają grunty rolne, lasy w większości występują w jej północno - zachodniej części.



Rys. 11 *Zagospodarowanie terenu w zlewni. Załęże.*



Rys. 12 Wartości CN w zlewni. Załęże.

W ramach niniejszego opracowania skoncentrowano się na wskazanym przez Zamawiającego obszarze, obejmującym wieś Załęże. W rejonie tym w chwili obecnej wody opadowe spływają ze stoku wzgórza powyżej (na północ) głównej drogi powiatowej w większości w sposób niekontrolowany przez tereny rolnicze (górne partie wzgórza) w kierunku terenów zabudowanych poniżej. Strugi spływu powierzchniowego, formującego się w trakcie opadów długotrwałych lub nawalnych kierują się na południe w stronę zabudowań. W związku z faktem, że jezdnia ulicy stanowi na większości swojej długości barierę spływu wód, rów drogowy przy ulicy istnieje jedynie fragmentarycznie, a kilka istniejących przepustów jest w złym stanie technicznym, posiadających niewystarczającą przepustowość woda zbiera się powyżej jezdni, następnie przelewa się przez nią.

3. Analiza zagrożenia powodziowego. Stan istniejący

3.1. Inwentaryzacja terenów zalewowych dla przepływów o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia

Inwentaryzację terenów zalewowych dla przepływu o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia na obszarze analizowanych terenów przedstawiono w części rysunkowej w skali 1:10000. Określono tereny zagrożone powodzią dla przepływu $Q_{maxp1\%}$ (tzw. woda stuletnia)

Wyniki przeprowadzonych symulacji pozwalają na formułowanie wniosków dotyczących położenia charakterystycznych głębokości, poziomów wód oraz dotyczących kierunków przepływu wody w analizowanym rejonie.

Na rysunkach w części rysunkowej przedstawiono rozkład spływu powierzchniowego na analizowanych terenach, wskazując miejsca najbardziej narażone na podtopienia. Analiza tego rozkładu pozwala na określenie przepływów w dowolnie wybranym przekroju dla każdego z analizowanych scenariuszy opadowych.

3.2. Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne

Przedmiotem obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych jest analiza warunków, panujących w analizowanych zlewniach oraz ciekach i rowach.

W ramach obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych wykonano szereg odpowiednich analiz:

- wykonanie modelu całości zlewni (stan aktualny) w celach modelowania opadu w odpływ i określenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w dowolnym przekroju,

- obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki w przekroju miejscowości Załęże, metodą formuły opadowej,
- optymalizacja lokalizacji ewentualnych lokalizacji zbiorników retencyjnych (określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej, określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych),
- optymalizacja pracy zaproponowanych zbiorników retencyjnych w różnych wariantach,
- obliczenia warunków hydraulicznych panujących na analizowanych obszarach tj. w rowach, korytach cieków dla stanu istniejącego oraz dla proponowanych rozwiązań koncepcyjnych,

3.2.1. Symulacje hydrologiczne i hydrauliczne zlewni

Dla jak najlepszego odwzorowania warunków hydrologicznych i hydraulicznych zdecydowano się wykonać matematyczne modele analizowanych zlewni opierające się na numerycznym modelu terenu. W taki sposób wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia mogą być w sposób dokładny określone w każdym przekroju analizowanego obszaru.

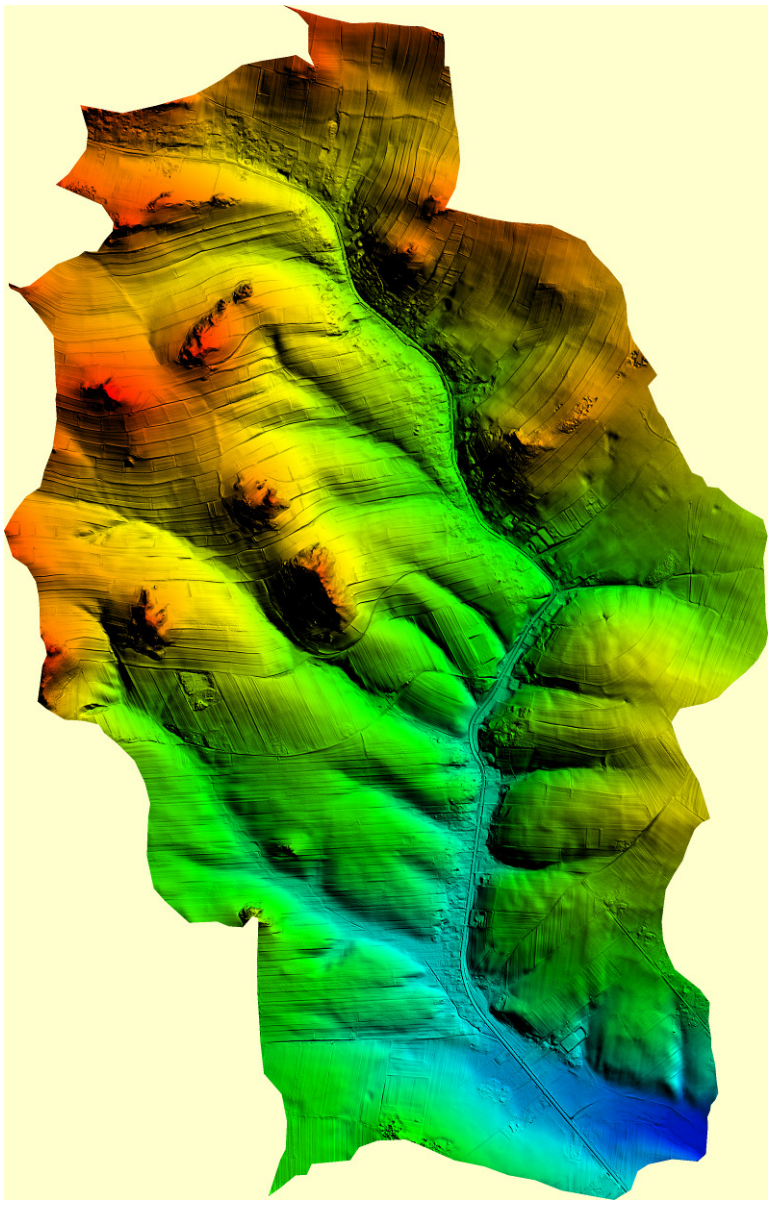
W opracowaniu oparto się zarówno na numerycznym modelu terenu (NMT):

- dla Załęża i Strzegowej - dostępnym w Centralnym Ośrodku Geodezji i Kartografii (model ten powstał w ramach programu ISOK i cechuje go bardzo wysoka dokładność – został wykonany techniką LIDAR skaningu laserowego (naloty w 04.2013 r., 4 punkty pomiarowe na 1 m^2),

- dla Poręby Wielkiej – w związku z faktem że w okresie wykonywania opracowania nie był dostępny jeszcze model w Centralnym Ośrodku Geodezji i Kartografii zdecydowano się zlecić opracowanie numerycznego modelu terenu specjalistycznej firmie, wykonującej naloty i opracowującej model metodą ortofotogrametryczną (wielkość piksela 2 cm).

W obliczeniach zastosowano połączony model hydrologiczny i hydrauliczny. Dla celów modelowania transformacji opadu całkowitego w opad efektywny wybrano szeroko stosowaną na świecie metodę SCS.

Poniżej przedstawiono przykładowy NMT dla obszaru Strzegowa.



Rys. 13 Numeryczny Model Terenu. Obszar (zlewnia) Strzegowa

Symulacje hydrauliczne analizowanego układu zlewni i koryt wykonano przy pomocy specjalistycznego oprogramowania, służącego do analiz hydraulicznych. GUAD|2D jest aplikacją, która rozwiązuje najbardziej złożone problemy w branży dwuwymiarowych modeli hydraulicznych. Większość modeli, w przeciwieństwie do GUAD|2D, posiada ograniczone możliwości symulacji (np. ze względu na brak możliwości rozwiązania numerycznego pewnych przypadków) lub są dedykowane mało zróżnicowanym terenom. Program GUAD|2D opiera się na najnowszych rozwiązaniach obliczeń numerycznych.

Przepływ wody jest regulowany przez podstawowe prawa zachowania masy i pędu przy założeniu tzw. „płytkiej wody". Oznacza to, że proces wyrównywania średniej głębokości wiąże się z założeniem rozkładu pionowego ciśnienia hydrostatycznego. Wyrażenie ma

postać zbioru hiperbolicznych równań nieliniowych, które w dwu wymiarach, wiążą głębokość wody, jak również dwie składowe prędkości,

$$\frac{\partial \mathrm{U}}{\partial t}+\frac{\rho}{\nabla \mathrm{E}}=\frac{\partial \mathrm{U}}{\partial t}+\frac{\partial \mathrm{F}}{\partial x}(\mathrm{U})+\frac{\partial \mathrm{G}}{\partial y}(\mathrm{U})=\mathrm{S}(x,y,\mathrm{U})$$

$$\mathbf{U}=(h,q_x,q_y)^T \qquad \mathbf{F}=\left(q_x,\frac{q_x^2}{h}+\frac{gh^2}{2},\frac{q_xq_y}{h}\right)^T \qquad \mathbf{G}=\left(q_y,\frac{q_xq_y}{h},\frac{q_y^2}{h}+\frac{gh^2}{2}\right)^T$$

gdzie:

qx=uh, qy=vh – przepływy jednostkowe, jako składowe kartezjańskie kierunków

h – głębokość wody ,

g – przyspieszenie ziemskie,

(u,v) – średnie składowe wartości prędkości (wektora U).

Obszar symulacji w celach obliczeniowych jest zdyskretyzowany w siatce tzw „gridu” – prostokątnej siatce numerycznej, który podlega następnie triangularyzacji do siatki nieregularnych trójkątów. Struktury sieci kartezjańskich są prostsze, natomiast niestrukturalne sieci trójkątów oferują większe zdolności obliczeniowe.

Każde oczko siatki obliczeniowej (w symulacjach przyjęto wielkość jej boku jako 1 m) posiada zdefiniowaną, odpowiednią szorstkość terenu (n=0,02 – 0,06).

W symulacjach jako dolny warunek brzegowy przyjęto przepływ krytyczny w przekroju zamykającym analizowany odcinek.

W opracowaniu przyjęto scenariusze dla opadów o różnym czasie trwania (od 15 minut do 6 godzin) i prawdopodobieństwie przewyższenia p=1%.

3.2.2. Model transformacji opadu

Opadem efektywnym nazywamy tę część średniego opadu całkowitego, która poprzez spływ powierzchniowy kształtuje hydrogram odpływu powierzchniowego. Wysokość opadu efektywnego obliczono modelem o parametrach rozłożonych, odejmując od opadu całkowitego wysokość intercepcji, infiltracji i lokalną retencję powierzchniową.

W metodzie SCS opad efektywny Ht uzależniony jest od średniego opadu całkowitego Pt oraz rodzaju gleb, sposobu użytkowania terenu zlewni i wilgotności gleby w okresie poprzedzającym opad. Wszystkie te czynniki ujmuje bezwymiarowy parametr CN (CurveNumber), związany z maksymalną retencją zlewni S, o wartościach zmieniających się w zakresie od 0 do 100:

$$S = 25.4\,(\frac{1000}{CN} - 10\,)$$

Opad efektywny Ht po czasie t = i Δt (gdzie Δt jest przyjętym przedziałem czasowym, a i jest liczbą przedziałów) obliczamy ze wzoru:

$$\begin{cases} H_t = \sum_{j=1}^{i} \Delta H_j = 0 & gdy \quad (P_t - 0.2S) \le 0 \\ H_t = \sum_{j=1}^{i} \Delta H_j = \dfrac{(P_t - 0.2S)^2}{P_t + 0.8S} & gdy \quad (P_t - 0.2S) > 0 \end{cases}$$

gdzie: Ht - wysokość średniego w zlewni opadu efektywnego w przedziale czasu (0, t) w mm,

Pt - wysokość opadu średniego w zlewni w przedziale czasu (0, t,) w mm,

ΔHj - wysokość opadu efektywnego w przedziale Δt w mm,

Z podanych zależności obliczono opad efektywny, przyjmując wartość parametru CN zależną od rodzaju gleb i użytkowania powierzchni z tablic opracowanych przez SCS.

Dla każdej zlewni obliczono wartość retencji S dla średniej wartości parametru CN zależnej od rodzaju pokrycia i sposobu użytkowania powierzchni zlewni oraz rodzaju gleb.

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

gdzie: CNsr - średnia wartość parametru CN,

CNr - wartość parametru CN,

Ar - powierzchnia cząstkowa zlewni w km2,

A - całkowita powierzchnia zlewni w km2.

Zgodnie z przyjętą klasyfikacją, gleby podzielono na cztery grupy:

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 iły piaszczyste

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

W przypadku analizowanych zlewni przyjęto kategorie gleb według mapy hydrograficznej Polski, a sposób zagospodarowania według ortofotomapy.

Przy zróżnicowanym rodzaju gleb i pokryciu zlewni, parametr CN zwykle oblicza się jako wartość średnią z wagą określoną jako stosunek powierzchni jednorodnych do całkowitej powierzchni zlewni. W wykorzystanym modelu komputerowym nie ma konieczności używania średniej ważonej – poszczególne węzły obliczeniowe mają przypisaną unikalną wartość parametru CN. Mapę rozkładu parametru CN w zlewniach przedstawiono w rozdziale 2.

W symulacjach zadano opady nawalne o różnych czasach i prawdopodobieństwie przewyższenia p=1%.

Natężenia deszczu miarodajnego obliczono wg metody opracowanej przez Błaszczyka:

$$q = \frac{6{,}631 * \sqrt[3]{H^2 C}}{t^{0{,}67}}$$

gdzie t – czas trwania opadu [min],

H – wysokość średniego opadu z wielolecia [700 mm],

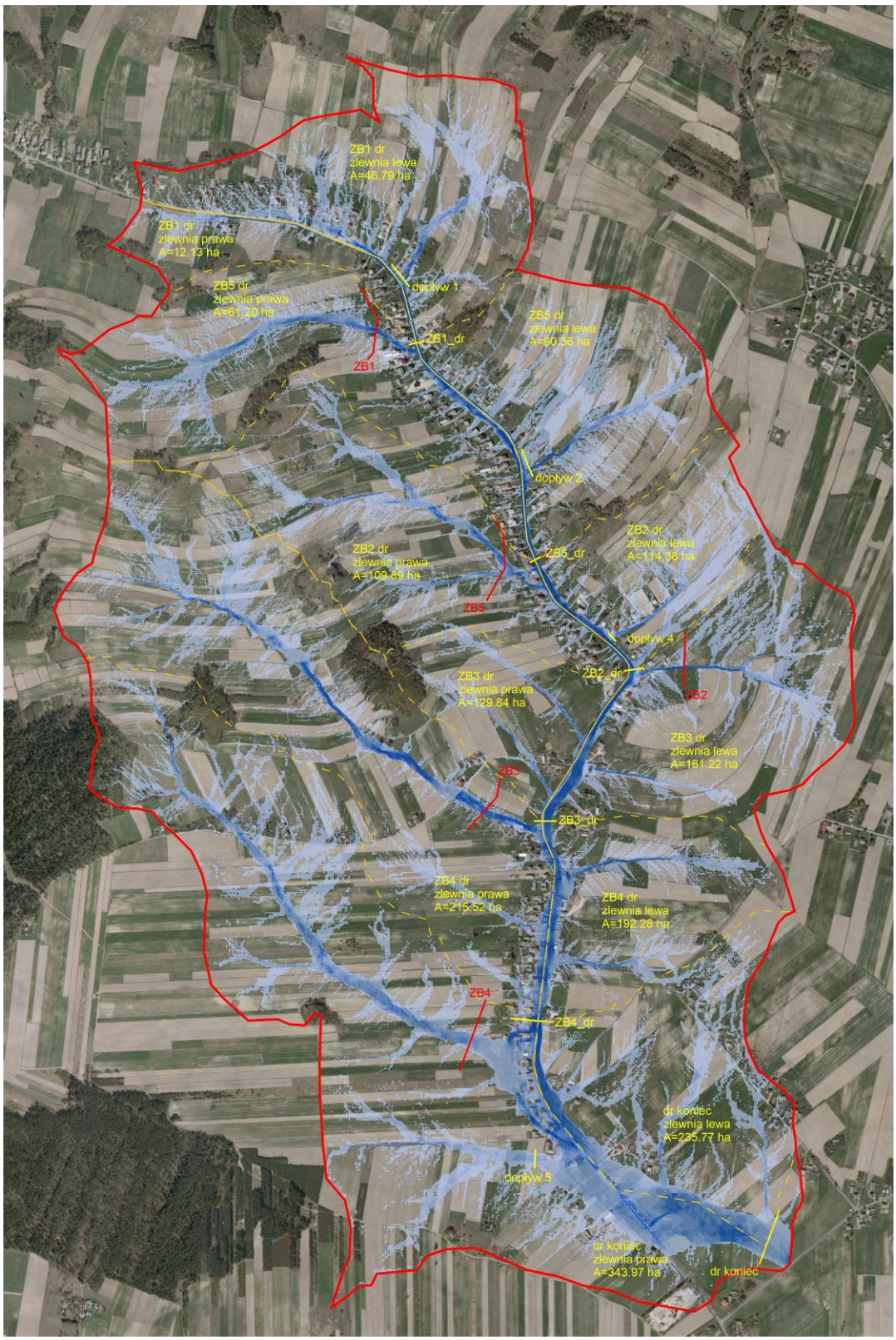
C = 100/p – częstość występowania deszczu.

Natężenia oraz wysokość opadu przedstawiono w tabeli poniżej.

	15 min	1 h	3 h	6 h
p=1%	399 l/sha, 35.9 mm	158 l/sha, 56.9 mm	76 l/sha, 82.0 mm	48 l/sha, 103.3 mm

Tabela 1. Natężenia deszczów obliczeniowych

W wyniku przeprowadzonych symulacji otrzymano bardzo szczegółowe dane w postaci kierunków i wartości prędkości przepływu, głębokości i poziomów wody dla każdego punktu analizowanego terenu. Poniżej przedstawiono przykładową mapę spływów dla obszaru Strzegowa z podziałem na poszczególne zlewnie.



Rys. 14 Mapa spływów – obszar Strzegowa

Do dalszych analiz wytypowano kilka przekrojów obliczeniowych i dla nich określono odpowiadające im przepływy. Lokalizacje przekrojów oraz przebieg hydrogramów przedstawiono w części rysunkowej (Rysunki. 2.1 – 2.3).

W tabelach poniżej zestawiono wartości kulminacji przepływów w przyjętych lokalizacjach.

Rys. 15 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Poręba

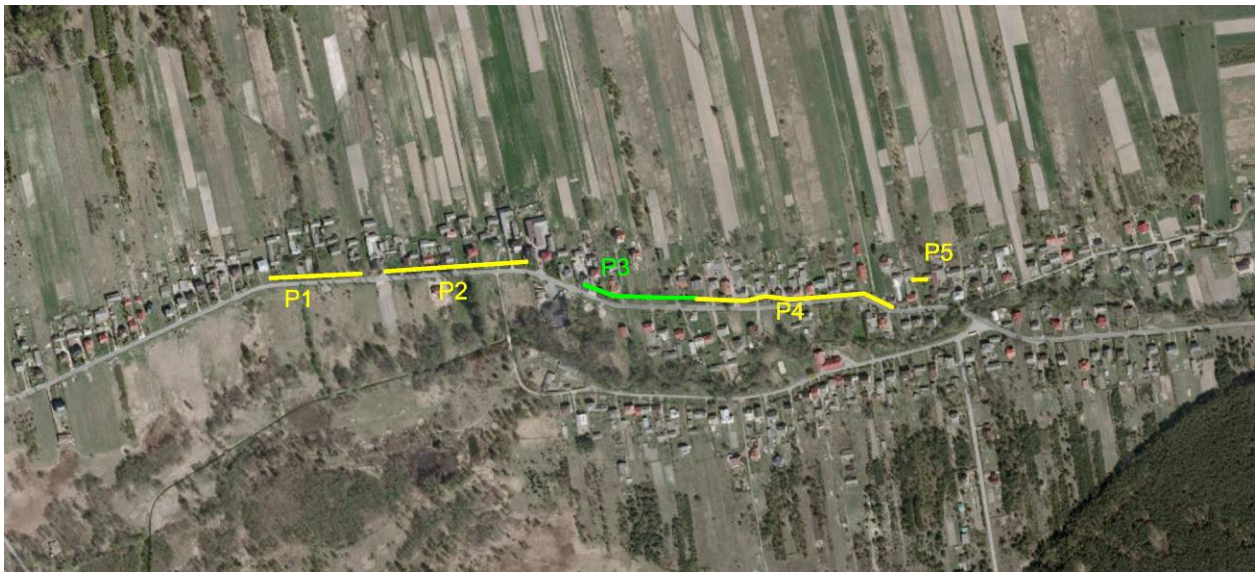
Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
dopływ 1	13.08	8.51	5.41
dopływ 2	7.3	4.43	3.04
dr 1	20.63	13.91	9.27
dr 2	21.49	15.76	10.82

Tabela 1 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach - Poręba Górna.

Rys. 16 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Strzegowa

Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
Zb1	3.05	1.54	0.99
Zb2	2.66	1.54	0.81
Zb3	5.48	3.35	2.06
Zb4	5.45	3.94	2.74
Zb5	2.85	1.44	0.85
Zb1 dr	6.27	3.66	2.33
Zb2 dr	19.54	12.86	8.33
Zb3 dr	22.91	16.5	11.31
Zb4 dr	33.24	22.58	15.62
Zb5 dr	14.08	8.64	5.88
dopływ 1	1.85	1.07	0.66
dopływ 2	2.07	1.23	0.65
dopływ 4	0.91	0.55	0.36
dopływ 5	1.3	0.78	0.5
dr koniec	30.19	30.75	22.21

Tabela 2 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach - Strzegowa.



Rys. 17 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Załęże

Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
P1	6.76	4.5	3.15
P2	1.52	0.91	0.64
P3	1.12	0.8	0.6
P4	2.57	1.43	0.91
P5	1.83	1.08	0.71

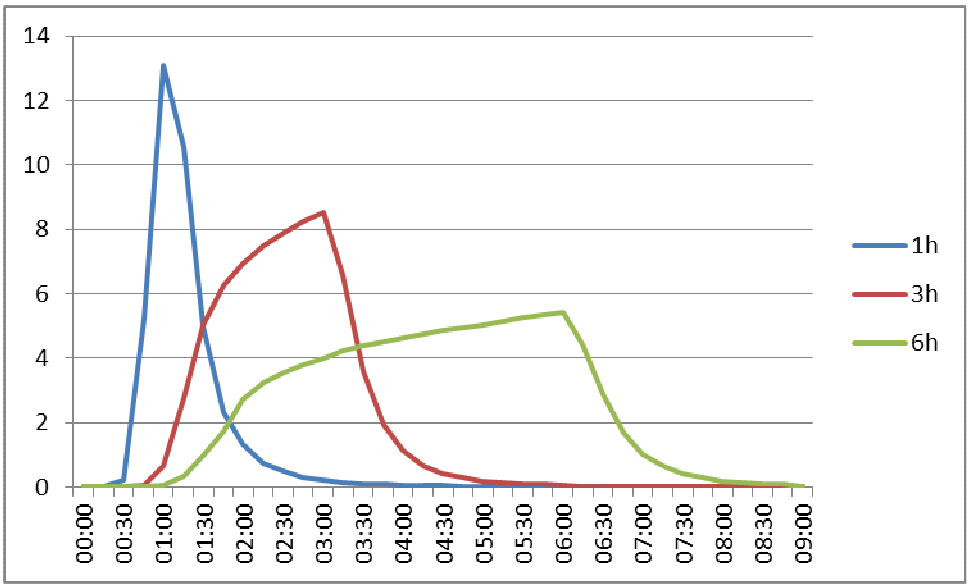
Tabela 3 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach – Załęże.

Symulacje wskazują, że czas koncentracji dla analizowanych zlewni to w większości przypadków 1 godzina.

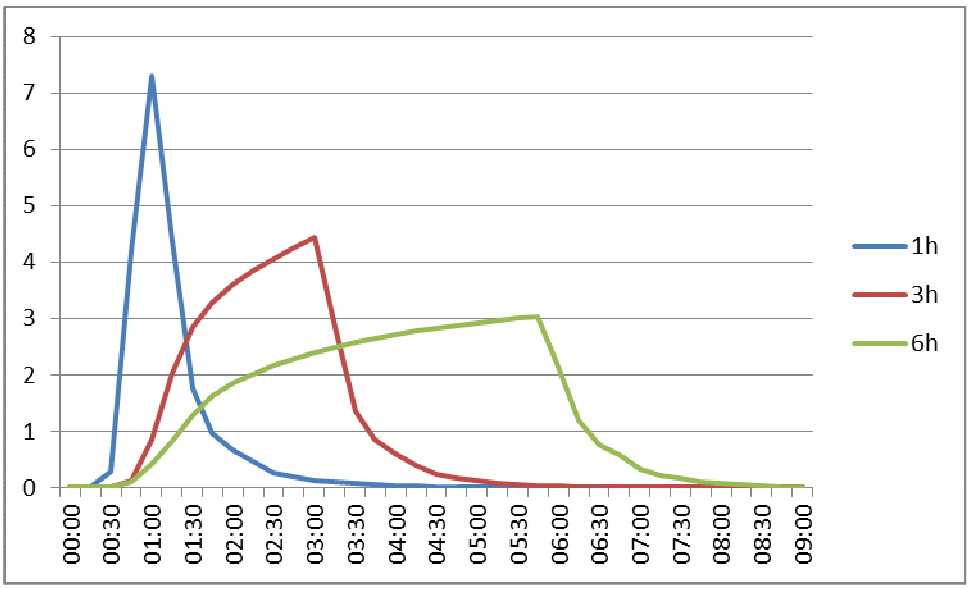
Do dalszych analiz przyjęto właśnie ten przepływ, w przypadku optymalizacji wielkości zbiorników retencyjnych i wymiarów ich spustów pod uwagę wzięto wszystkie hydrogramy (hydrogramy o mniejszej kulminacji, ale o dłuższym czasie trwania dają większą objętość).

Wykresy symulowanych hydrogramów o prawdopodobieństwie przewyższenia p=1% i różnym czasie trwania opadu pokazano poniżej.

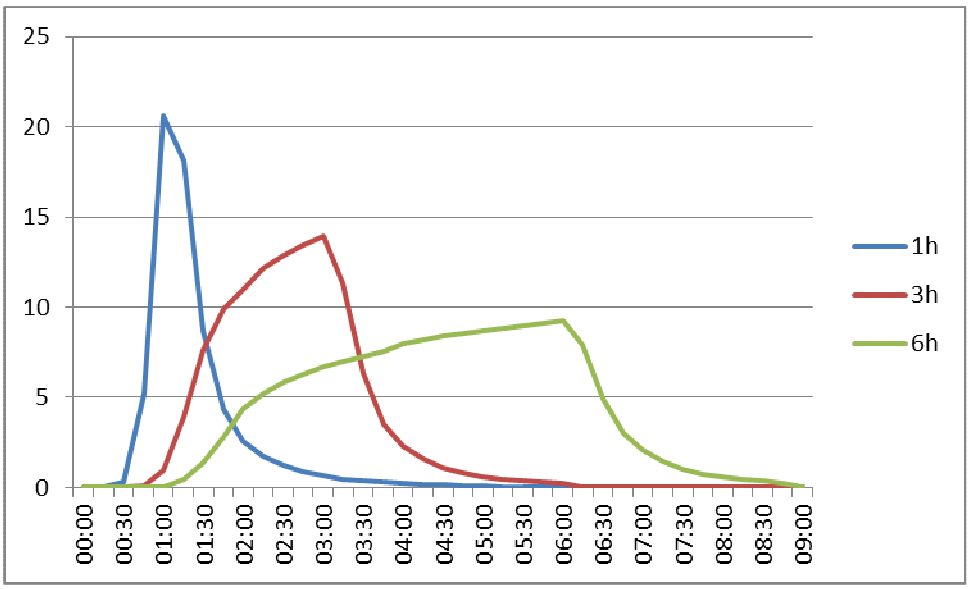
PORĘBA GÓRNA



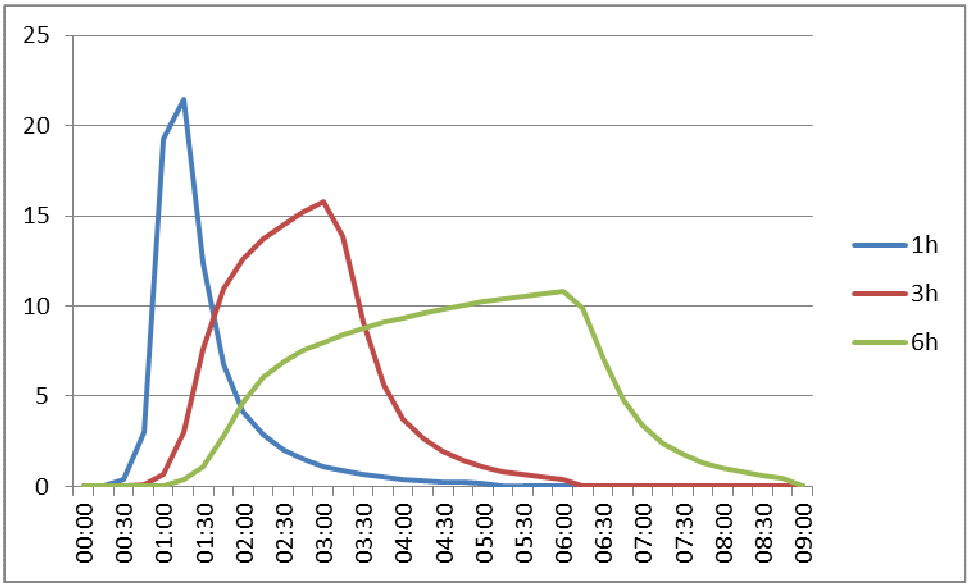
Rys. 18 Hydrogramy – Poręba Górna, dopływ 1.



Rys. 19 Hydrogramy – Poręba Górna, dopływ 2.

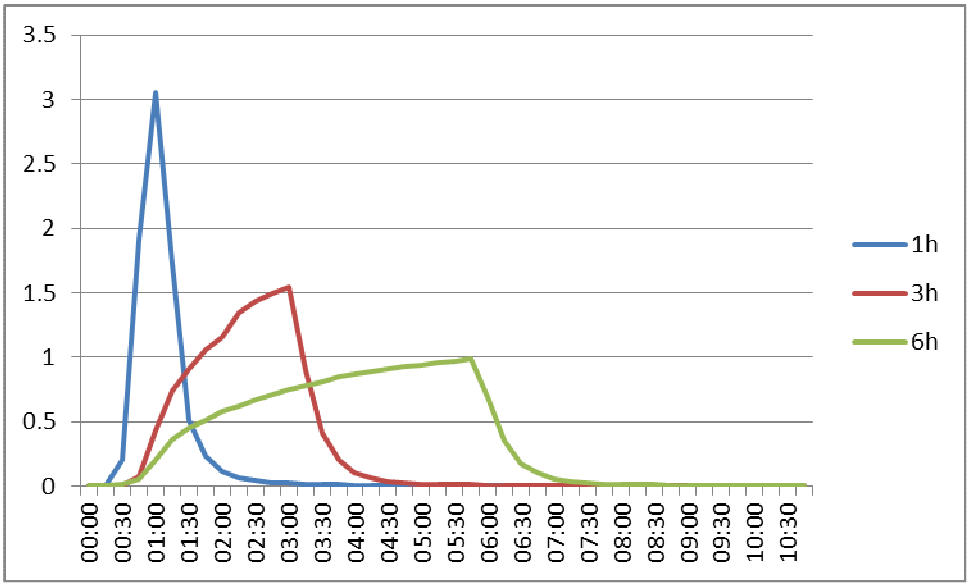


Rys. 20 Hydrogramy – Poręba Górna, dr 1.

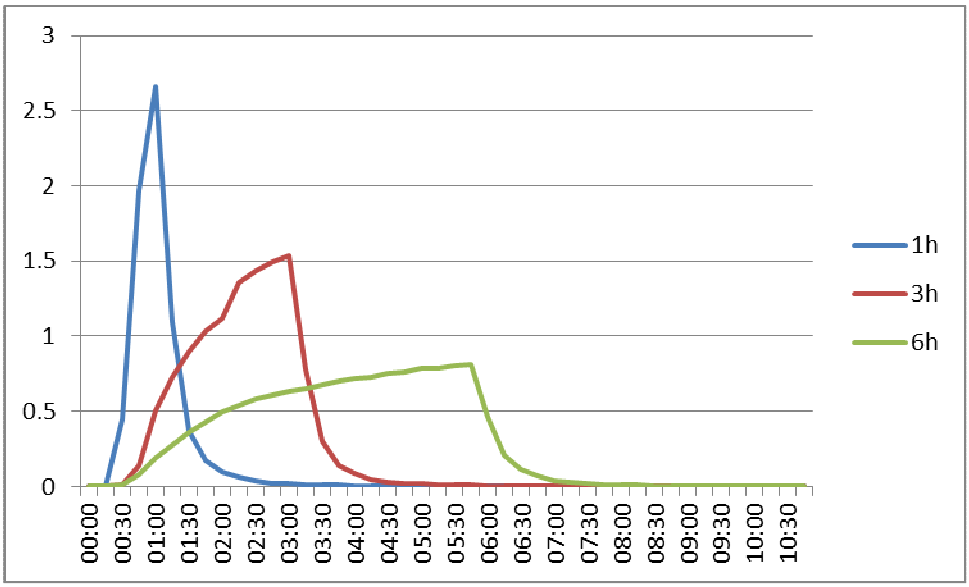


Rys. 21 Hydrogramy – Poręba Górna, dr 1.

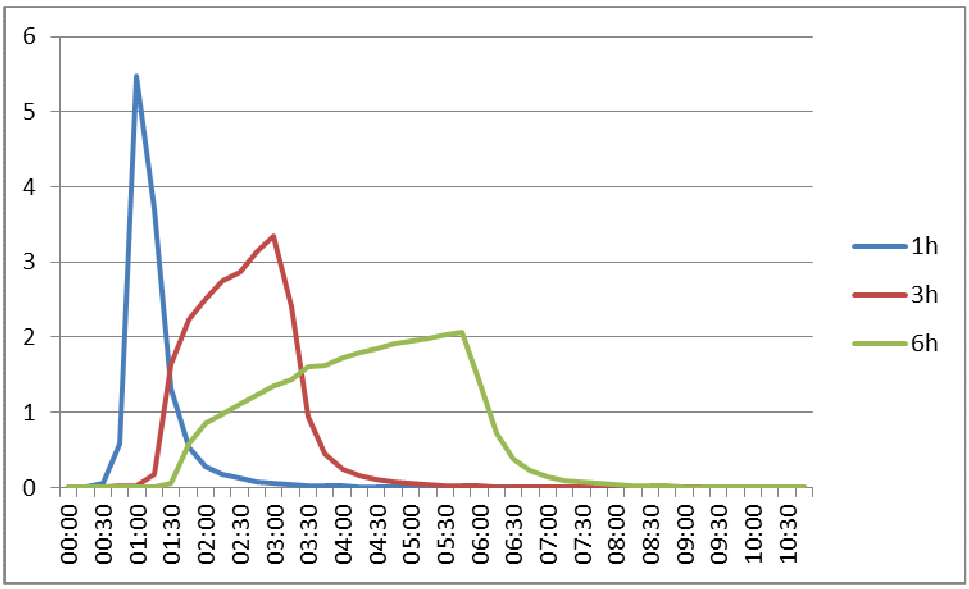
STRZEGOWA



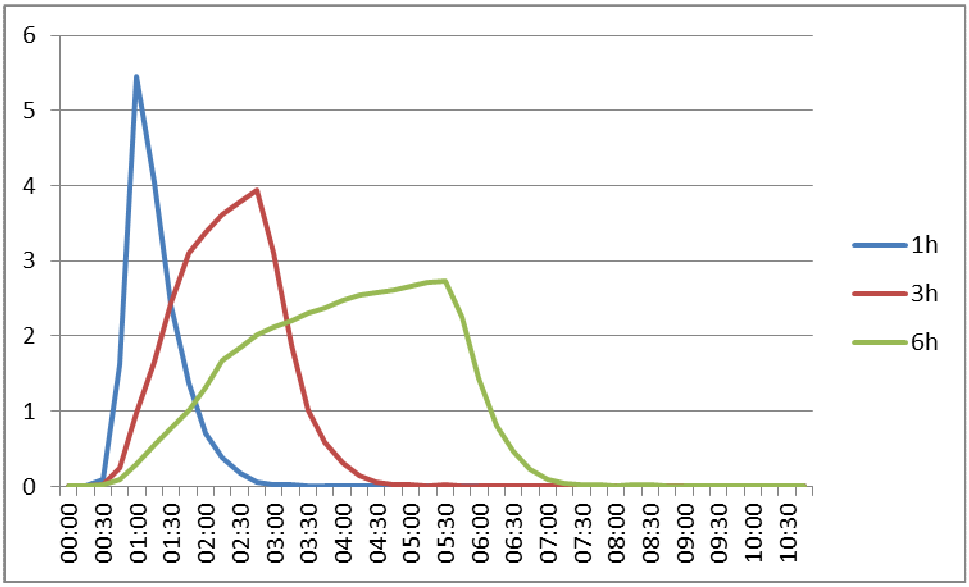
Rys. 22 Hydrogramy - Strzegowa, Zb1.



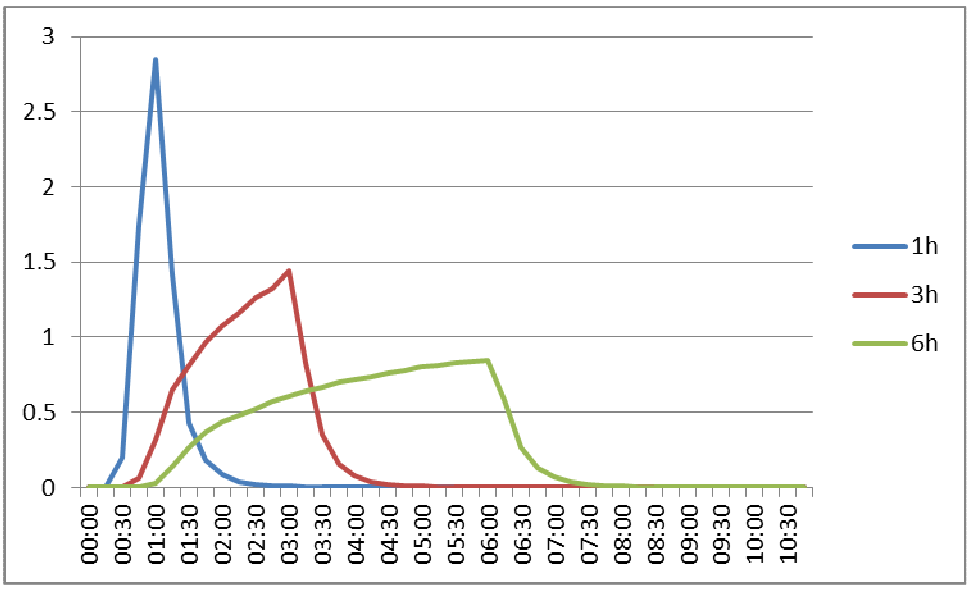
Rys. 23 Hydrogramy - Strzegowa, Zb2.



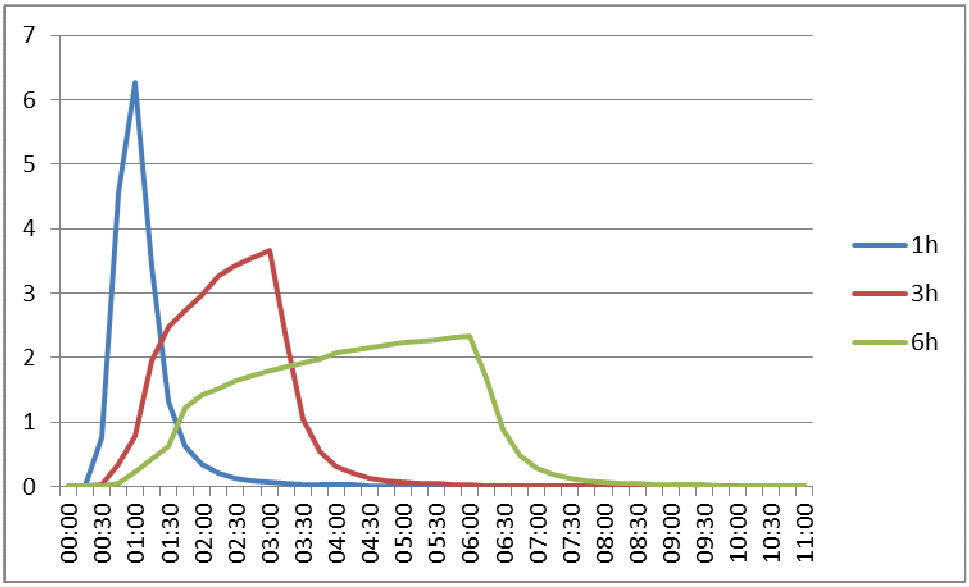
Rys. 24 Hydrogramy - Strzegowa, Zb3.



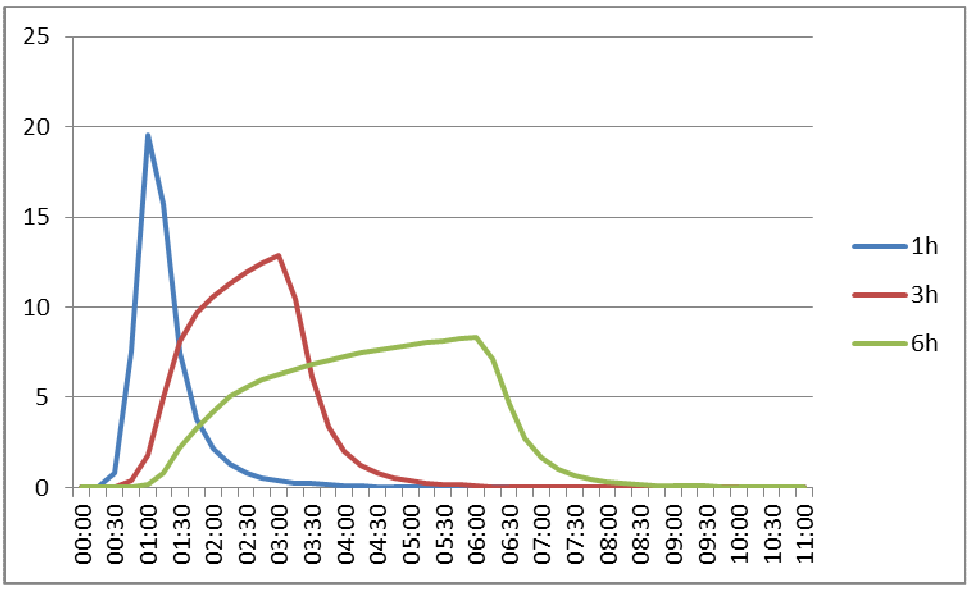
Rys. 25 Hydrogramy - Strzegowa, Zb4.



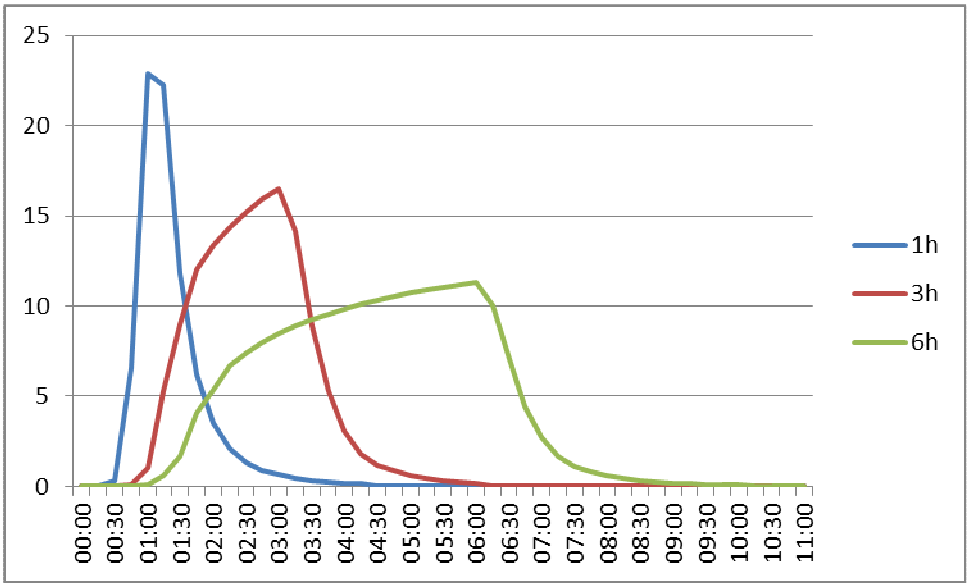
Rys. 26 Hydrogramy - Strzegowa, Zb5.



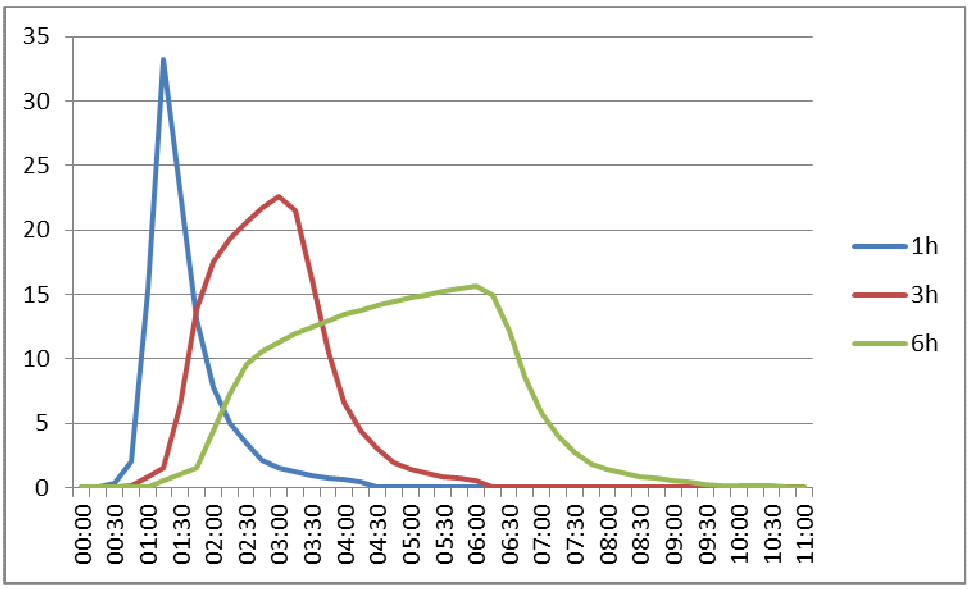
Rys. 27 Hydrogramy - Strzegowa, Zb1 dr.



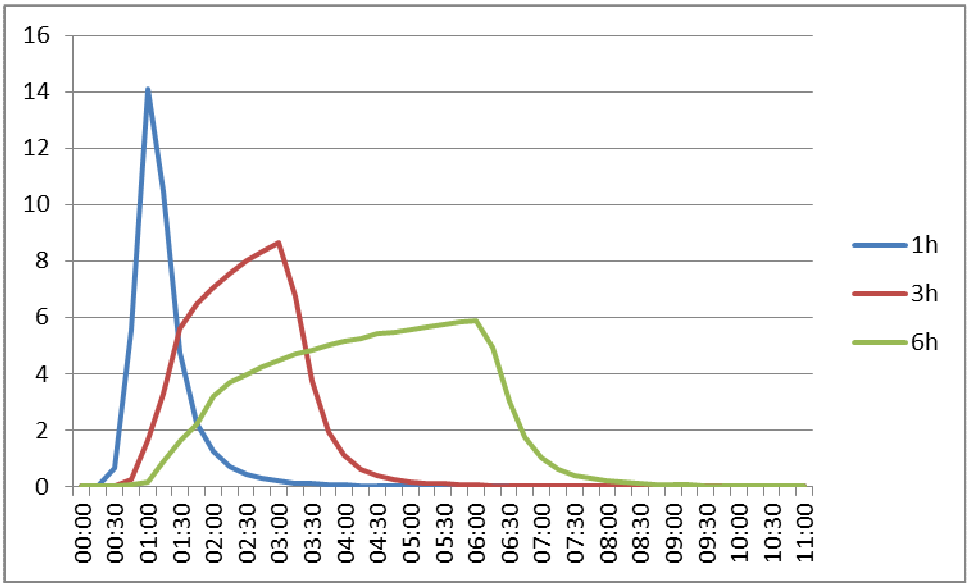
Rys. 28 Hydrogramy - Strzegowa, Zb2 dr.



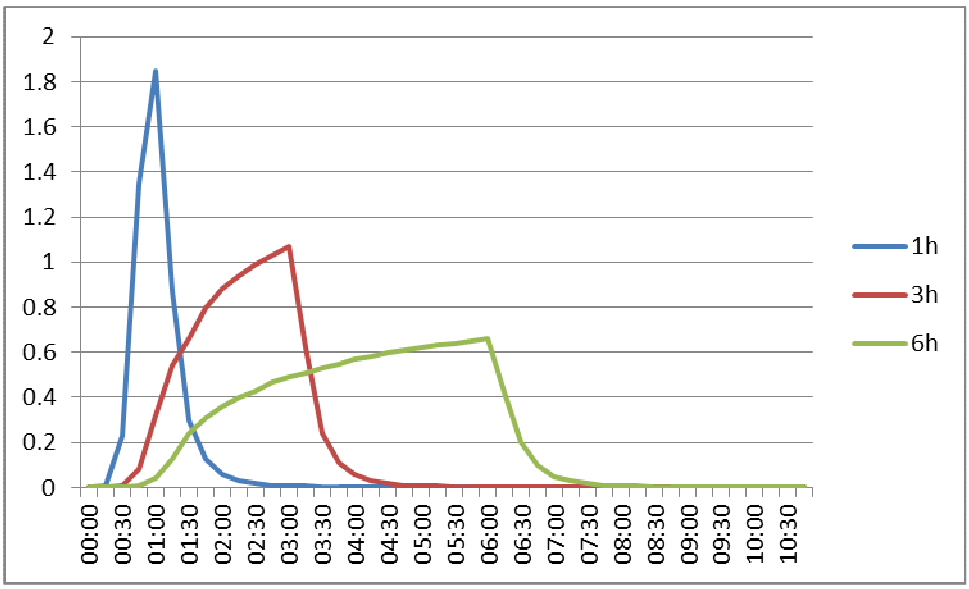
Rys. 29 Hydrogramy - Strzegowa, Zb3 dr.



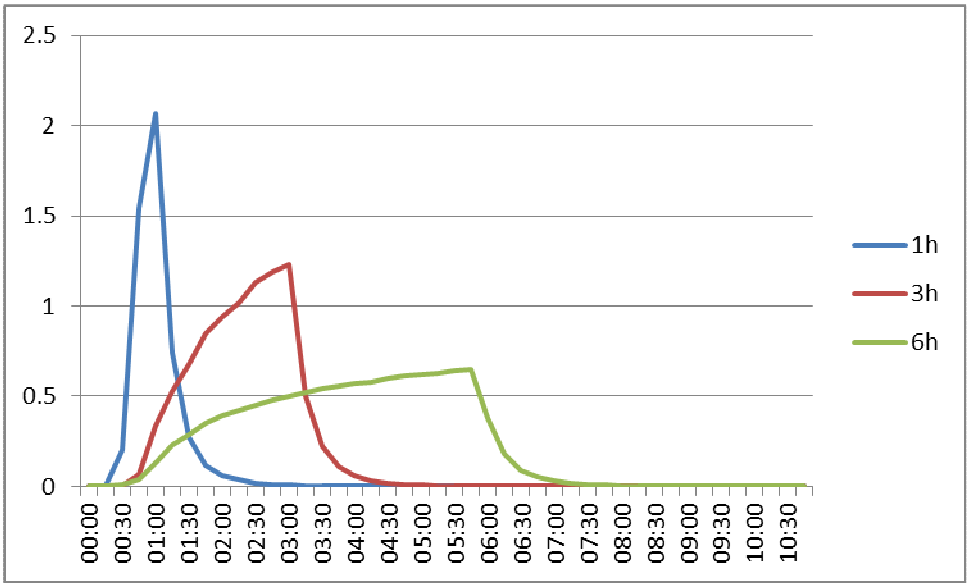
Rys. 30 Hydrogramy - Strzegowa, Zb4 dr.



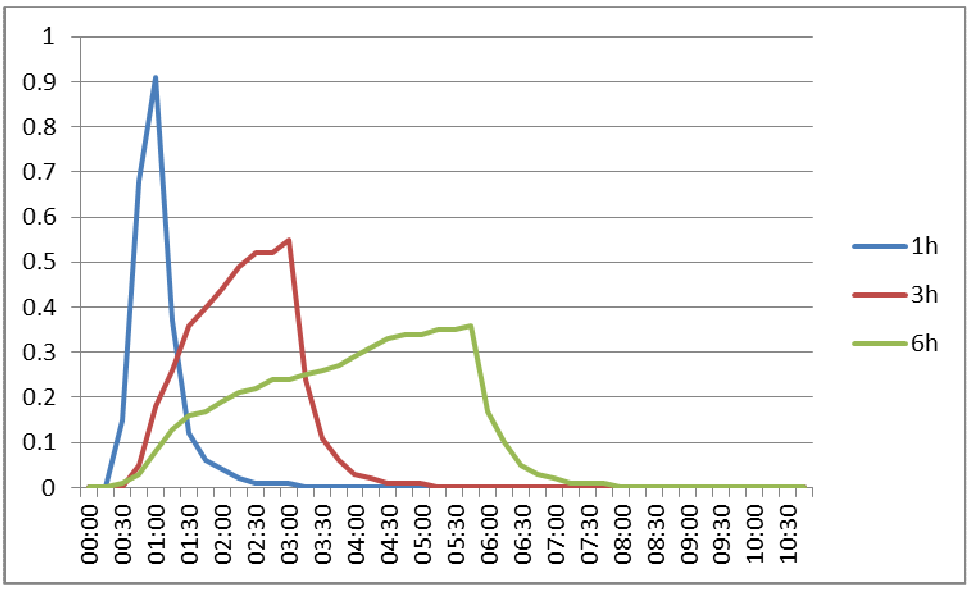
Rys. 31 Hydrogramy - Strzegowa, Zb5 dr.



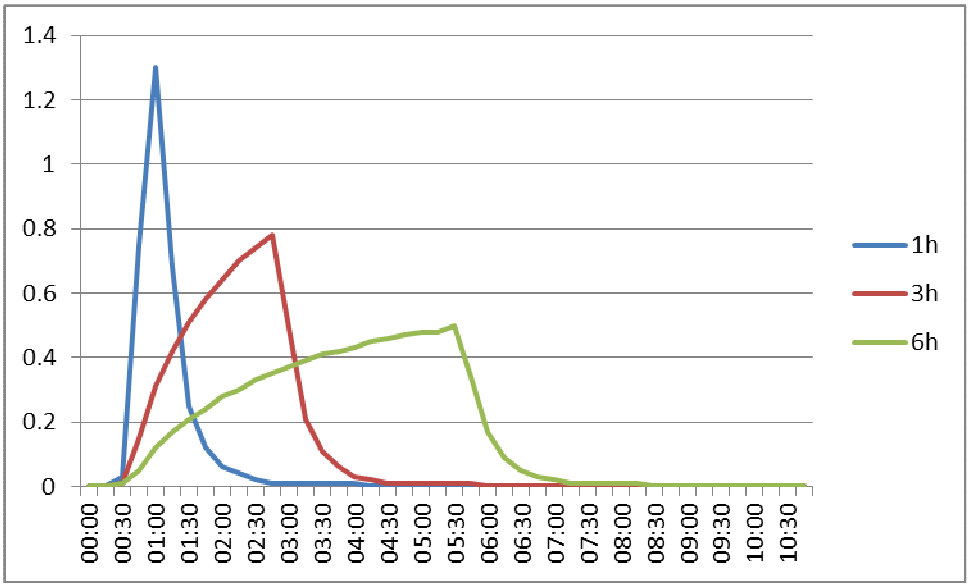
Rys. 32 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 1.



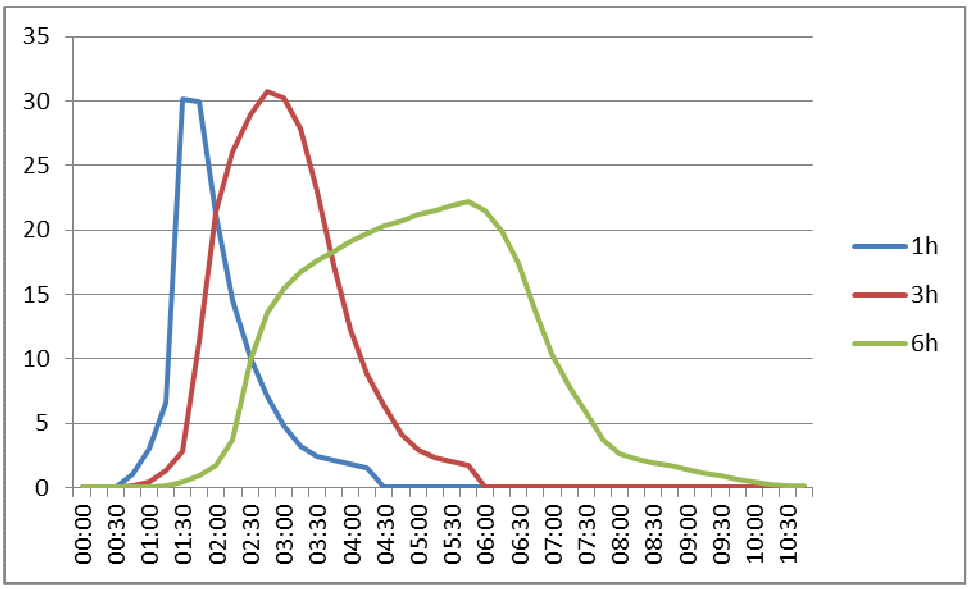
Rys. 33 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 2.



Rys. 34 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 4.

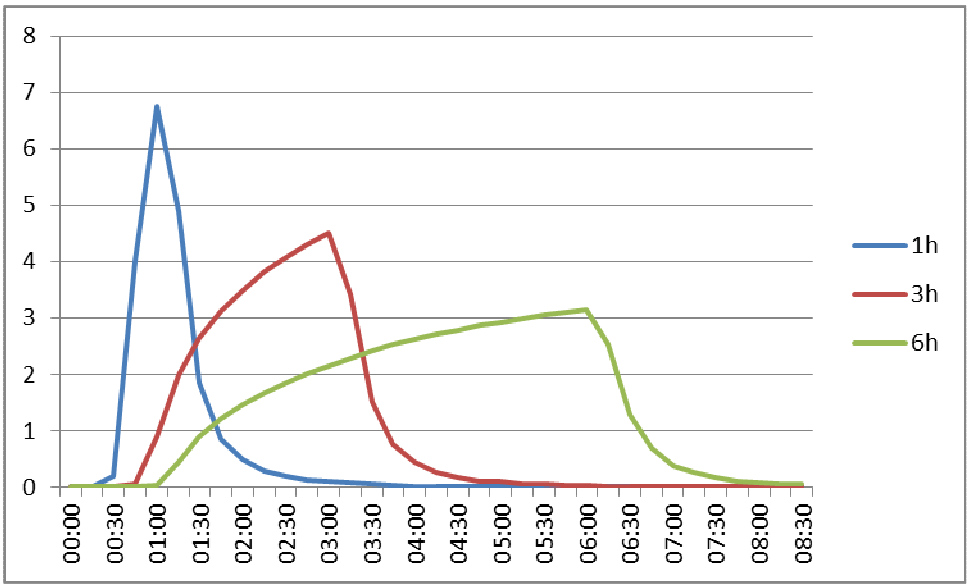


Rys. 35 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 5.

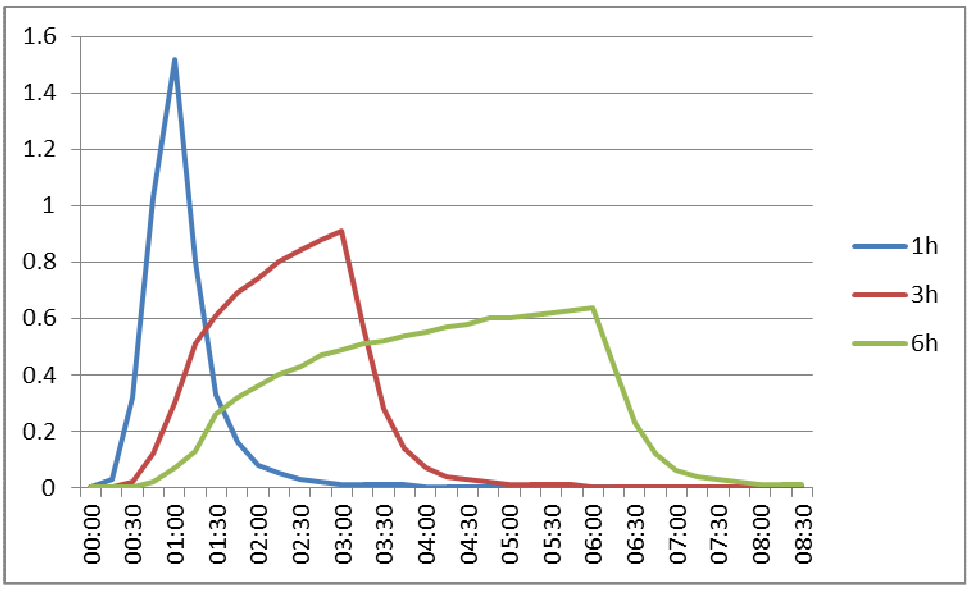


Rys. 36 Hydrogramy - Strzegowa, dr koniec.

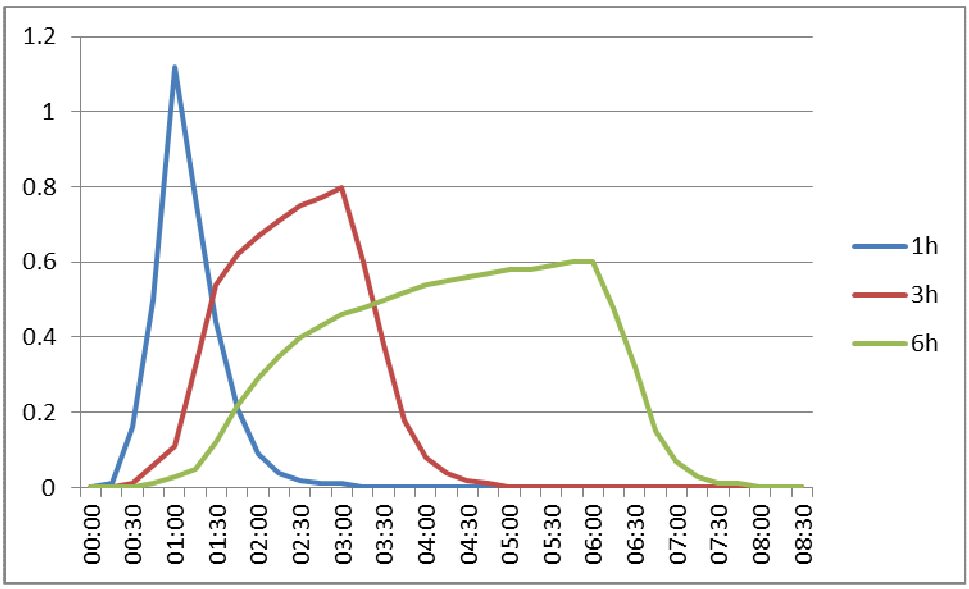
ZAŁĘŻE



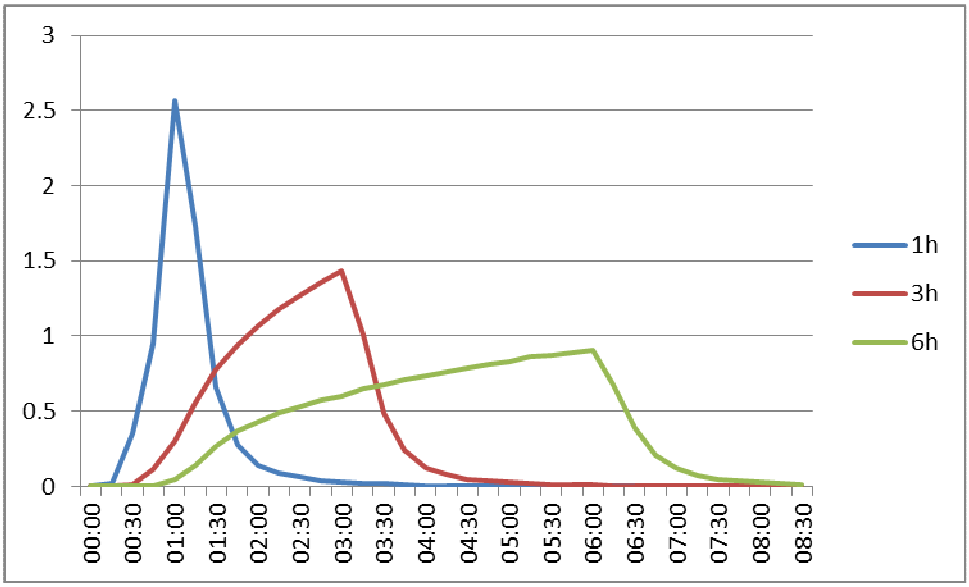
Rys. 37 Hydrogramy - Załęże, P1.



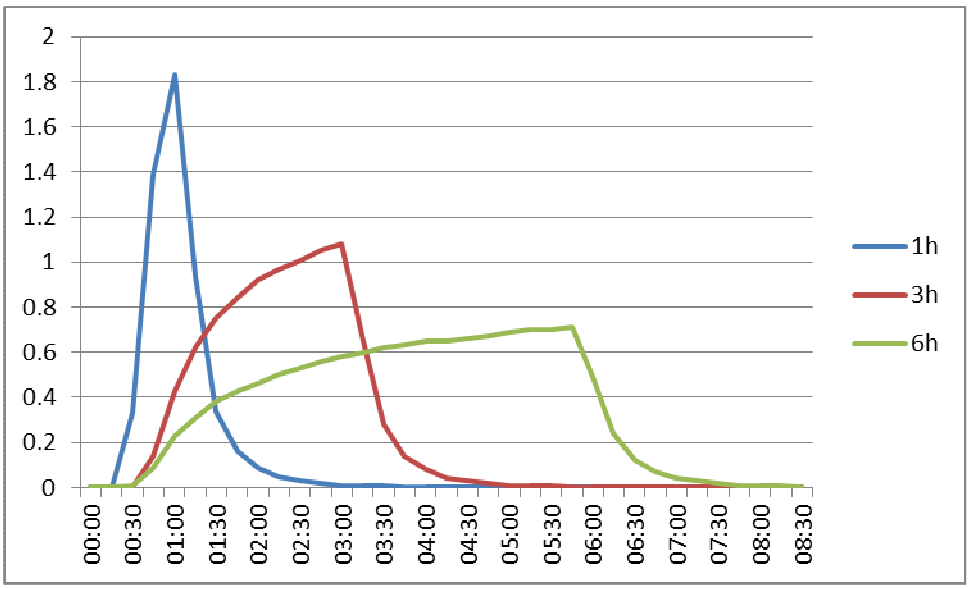
Rys. 38 Hydrogramy - Załęże, P2.



Rys. 39 Hydrogramy - Załęże, P3.



Rys. 40 Hydrogramy - Załęże, P4



Rys. 41 Hydrogramy - Załęże, P5.

3.2.3. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki

Celem tych obliczeń jest określenie charakterystycznych wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w Tarnówce, będącej odbiornikiem wód spływających z rejonu drogi w Załężu. Znajomość tych wartości pozwoli na oszacowanie wpływu poziomu wody na odbiór wód opadowych z przepustów, zlokalizowanych w ciągu drogi powiatowej w Załężu. Analizowany ciek nie jest kontrolowany wodowskazem.

Metoda formuły opadowej, zalecana jest przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej do obliczeń przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach niekontrolowanych o powierzchniach mniejszych niż 50 km^2.

Formuła opadowa:

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

gdzie:

Q_p - przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie p, m^3/s,

f - bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,

F_1 - bezwymiarowy maksymalny moduł odpływu jednostkowego,

φ - bezwymiarowy współczynnik odpływu,

H_1 - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1%, mm,

A - powierzchnia zlewni, km^2,

λ_p bezwymiarowy kwantyl rozkładu dla założonego prawdopodobieństwa p,

δ_j - bezwymiarowy współczynnik redukcji jeziornej.

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

$$I_{r1} = \frac{2000F}{(L+l)^2}$$

gdzie:

I_{r1} - spadek cieku, ‰.

F – powierzchnia pod wykresem sporządzonego profilu, km^2,

L+l - długość cieku głównego wraz z suchą doliną, km,

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:

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

gdzie:

m - miara szorstkości koryta odczytana z tabeli.

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

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

gdzie:

l_s - średnia długość stoków obliczona z obliczona z podanego wzoru w km,

m_s - miara szorstkości stoków odczytana z tabeli,

I_s - średnia długość stoków obliczony z podanego wzoru, km.

$$l_s = \frac{1}{1{,}8\,\rho}$$

gdzie:

ρ - gęstość sieci rzecznej obliczona jako iloraz sumy długości cieku głównego oraz jego dopływów wraz z suchymi dolinami i powierzchni zlewni, 1/km 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 warstwic w m,

k - długość warstwicy w km,

r - liczba warstwic.

Charakterystykę przedmiotowej zlewni (w przekroju Załęża) wraz z parametrami wchodzącymi w skład używanej formuły oraz wyniki obliczeń pokazano w załączniku.

W tabeli 2 zestawiono wyniki obliczeń.

Prawdopodobieństwo p [%]	Przepływ Q_{maxp} [m^3/s]
1	23.2
5	14.8
10	11.2
20	7.9
50	3.4

Tabela 2. Przepływy maksymalne roczne Tarnówki w przekroju Załęże.

Obliczone wartości kulminacji, mimo przyrostu zlewni w stosunku do przekroju poniżej Strzegowej są zbliżone do wartości, obliczonych w ramach modelowania. W przypadku tego typu zlewni, o stromych i głębokich dolinach w źródłowych odcinkach oraz szerokich i płaskich odcinkach poniżej to zjawisko jest często obserwowane.

4. Proponowane rozwiązania techniczne

4.1. Poręba Górna

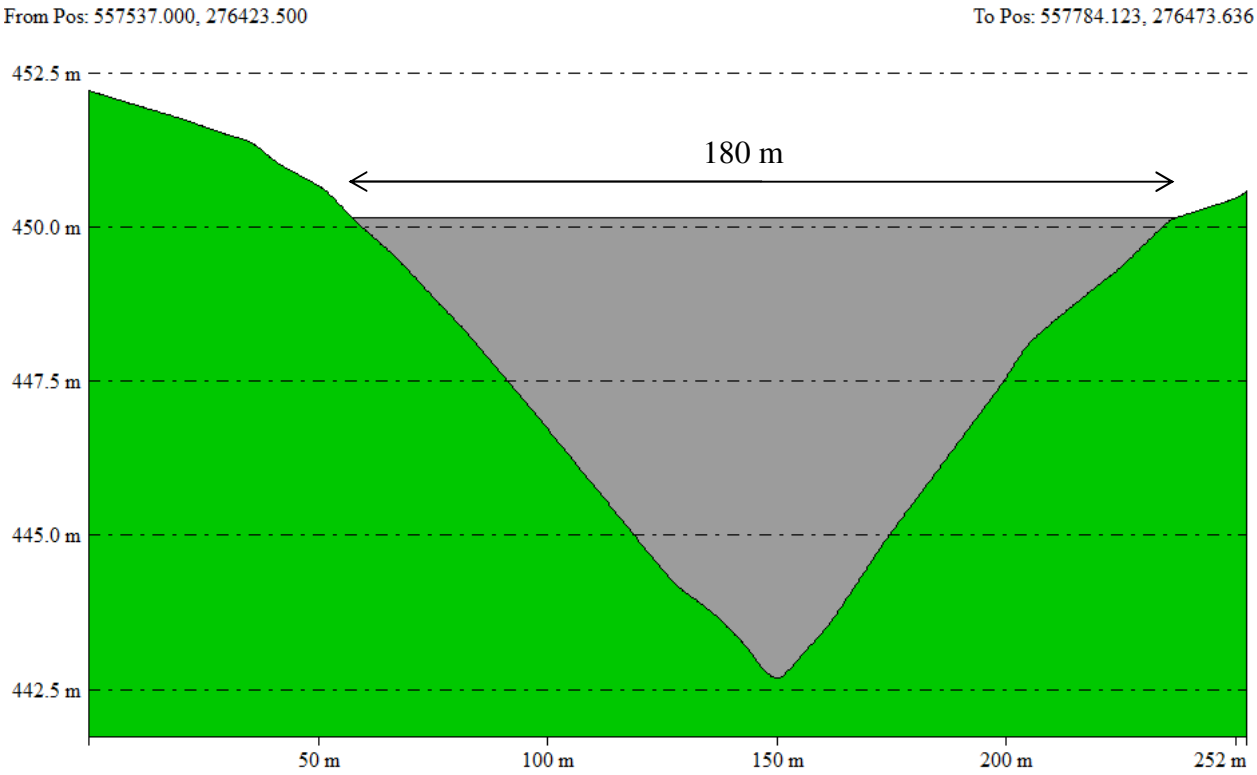
Istniejące uwarunkowania (droga odcinkowo w dnie doliny, zabudowa, zlokalizowana punktowo w dolinie, brak wykształconego koryta cieku, rowy o zbyt małej przepustowości) sprawiają, że w czasie intensywnych opadów formujące się cieki stwarzają zagrożenie podtopieniami, wdzierając się na teren gospodarstw. W ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację dwóch suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinie głównej oraz w na dopływie. Lokalizacja zbiorników poprzedzona była analizą terenu, wielkości przepływów w strugach w dnach dolin, możliwymi do osiągnięcia wielkościami objętości retencyjnej. Przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

Lokalizację zbiorników przedstawiono w części rysunkowej, a poniżej pokazano dolinowe przekroje poprzeczne dla zapór. Wysokość korony zapory wynika z maksymalnej rzędnej zwierciadła wody, powiększonej o 1 metr bezpiecznego wzniesienia.

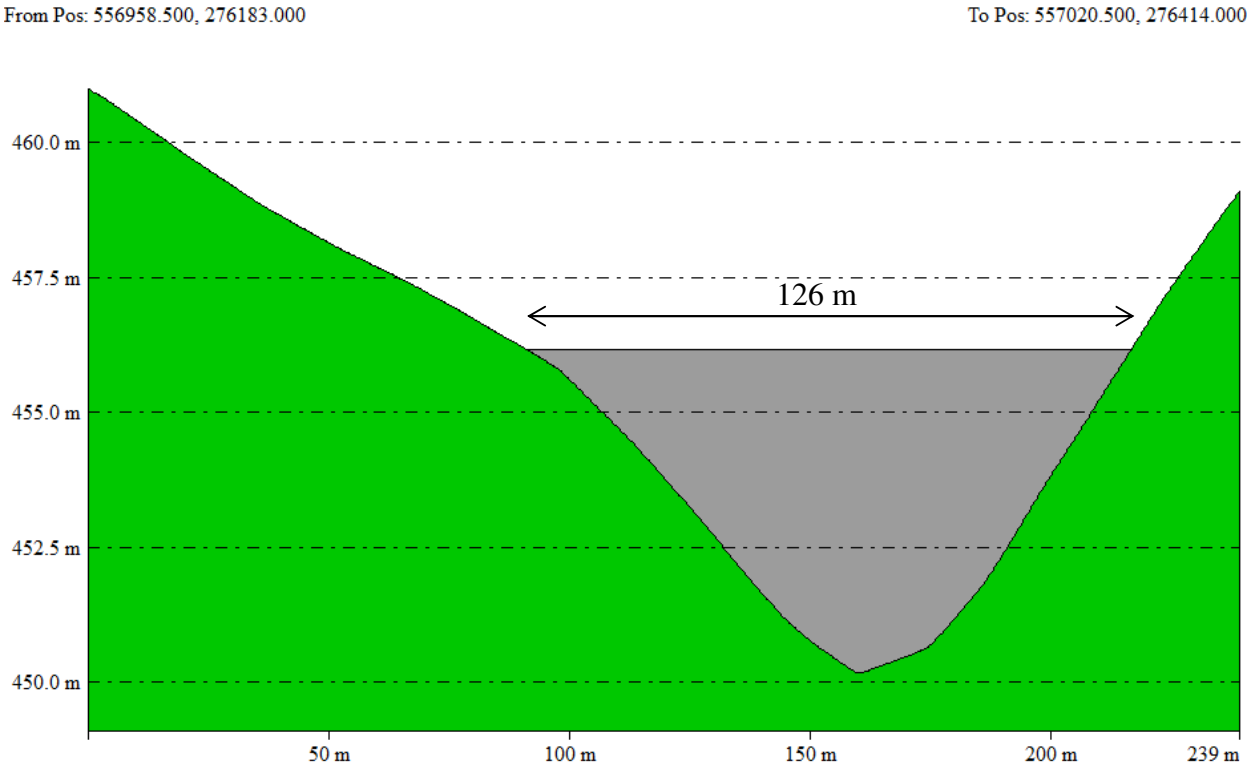
W tabeli poniżej zestawiono wszystkie charakterystyczne wielkości opisujące zbiorniki oraz ich działanie.

Krzywe pojemności poszczególnych zbiorników przedstawiono w załącznikach oraz poniżej.

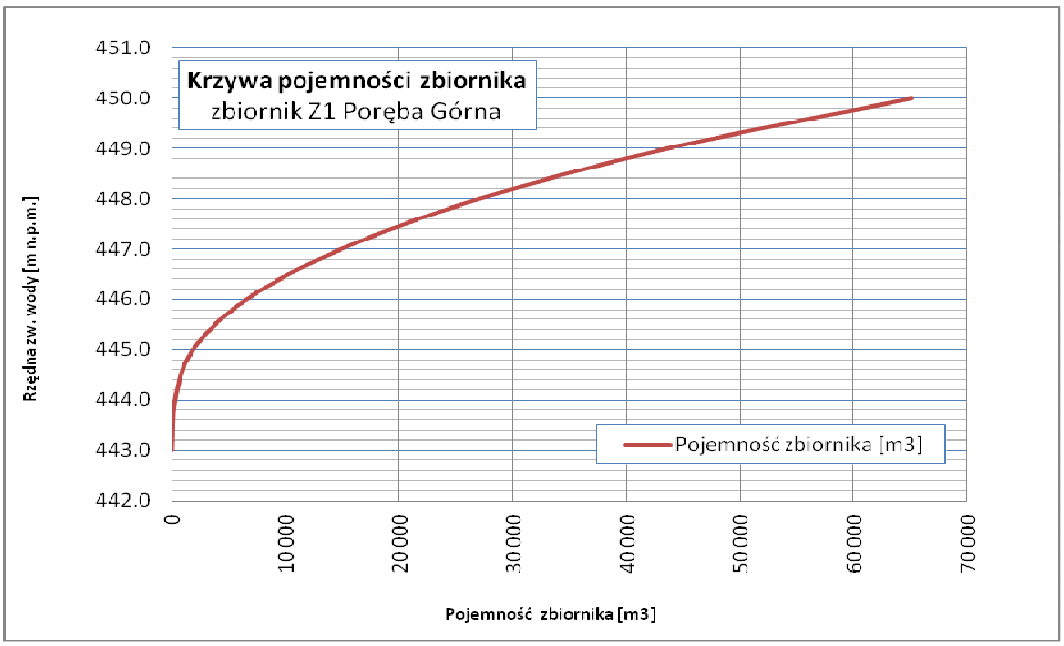
Lokalizację zbiorników przedstawiono w części graficznej.



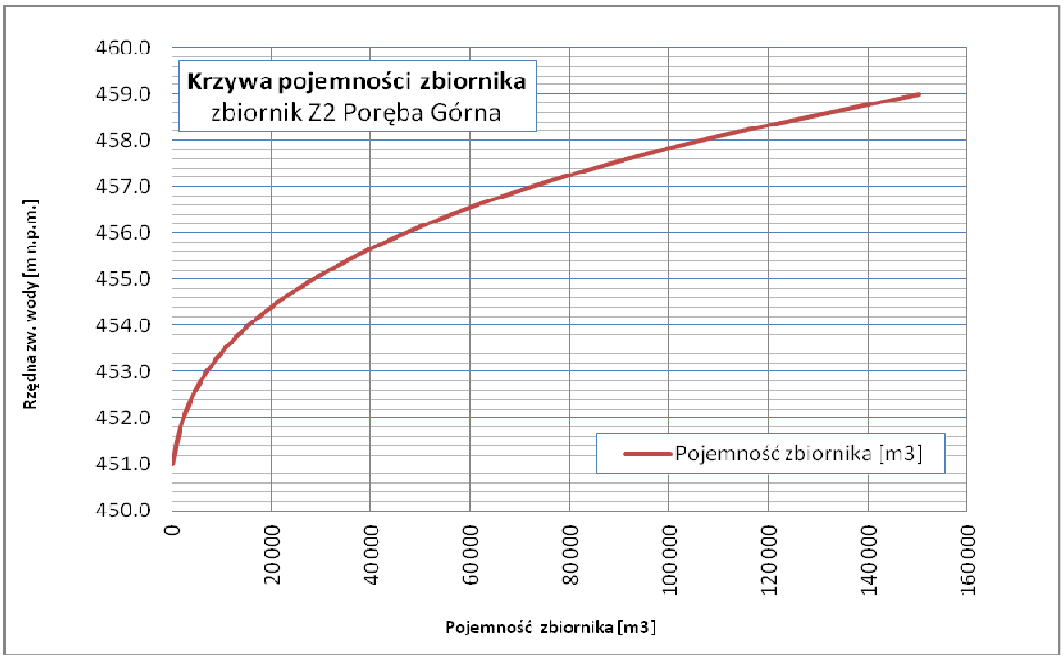
Rys. 42 Przekrój przez zaporę zbiornika Z1



Rys. 43 Przekrój przez zaporę zbiornika Z2



Rys. 44 Krzywa pojemności zbiornika Z1



Rys. 45 Krzywa pojemności zbiornika Z2

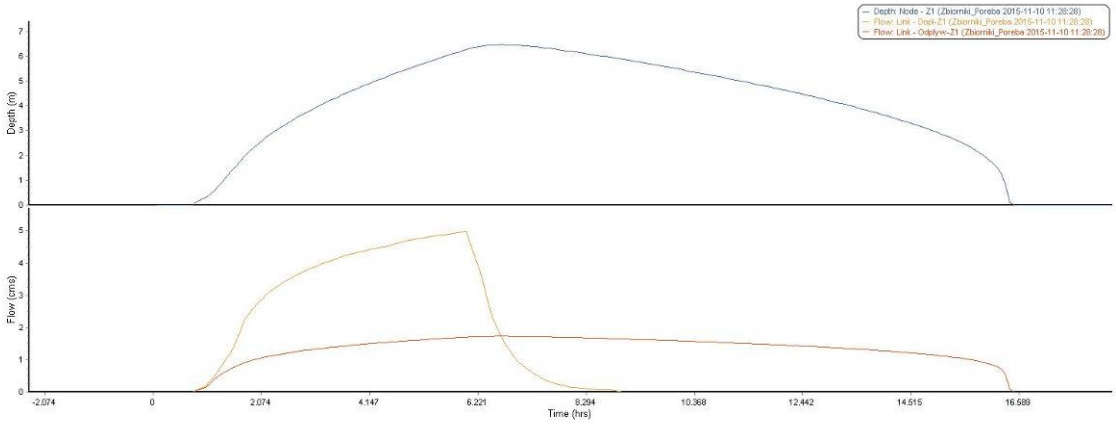
W ramach opracowania analizowano oraz optymalizowano pracę zbiorników retencyjnych w zaproponowanych lokalizacjach. Wyniki symulacji pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

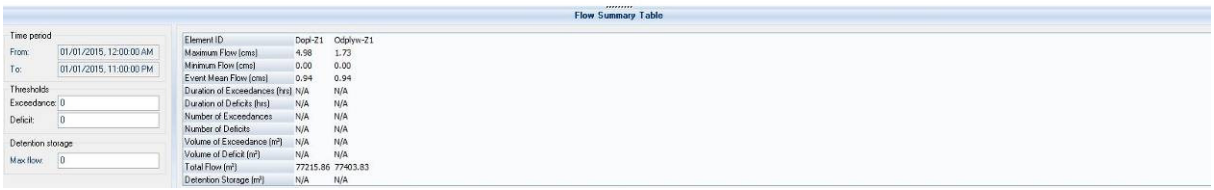
Symulacje wykonano przy pomocy oprogramowania SWMM (*Storm Water Management System*), pozwalającego na modelowanie skomplikowanych układów,

wprowadzanie upustów dennych, przelewów i innych elementów, mających wpływ na hydraulikę układu. Dynamiczne symulacje prowadzono, bazując na otrzymanych w wyniku wcześniej prowadzonych symulacji (oprogramowanie GUAD2D) oraz krzywych objętości zbiornika otrzymanych na podstawie aktualnego numerycznego modelu terenu (technologią skaningu laserowego).

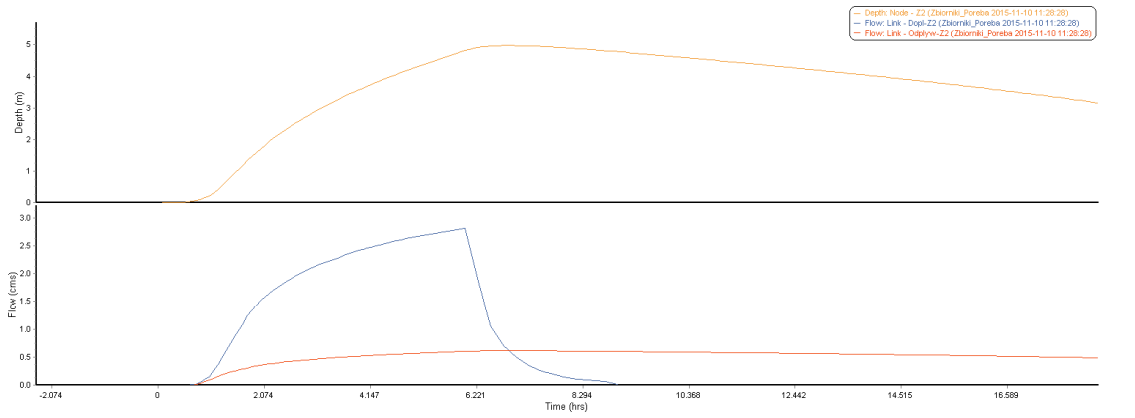
Założono, że odpływ ze zbiornika limitowany będzie przepustowością upustu dennego w komorze wylotowej zbiornika.

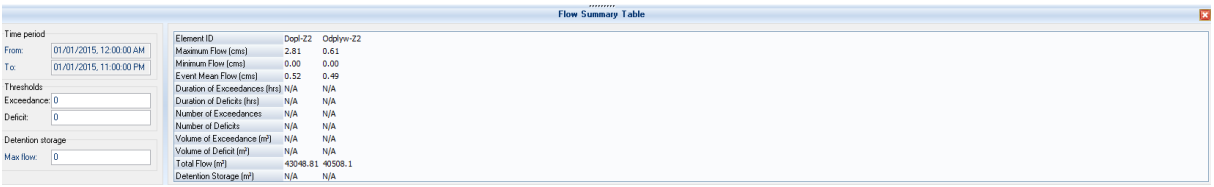
Poniżej zestawiono wyniki analiz dla poszczególnych analizowanych scenariuszy powodziowych oraz średnic rurociągów upustowych (napełnienie zbiornika, dopływ do i odpływ ze zbiornika).



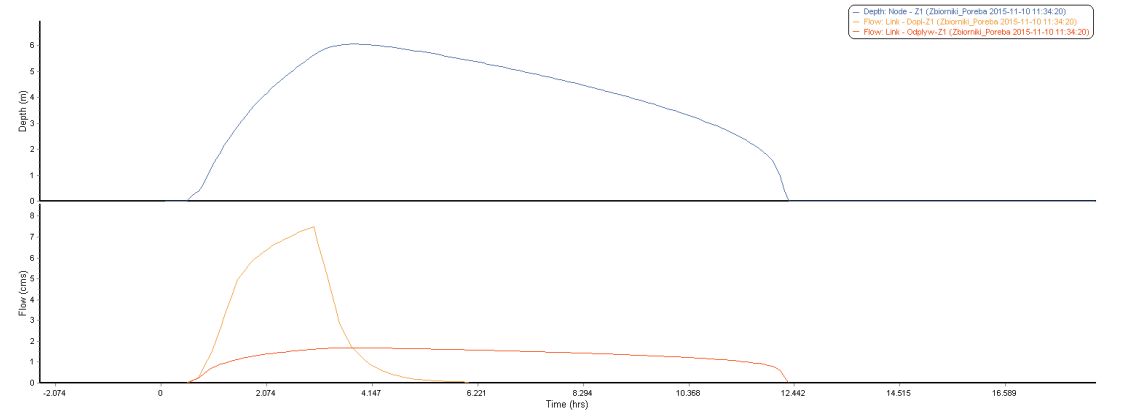


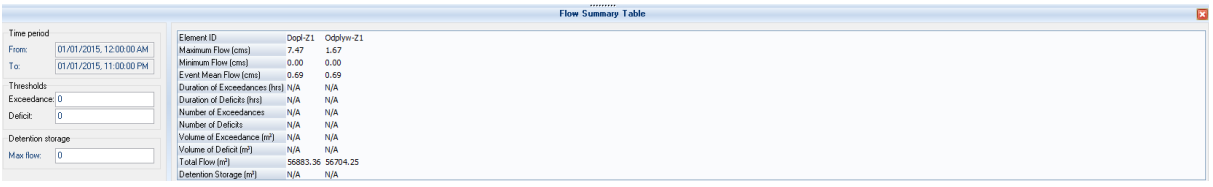
Rys. 46 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=6h



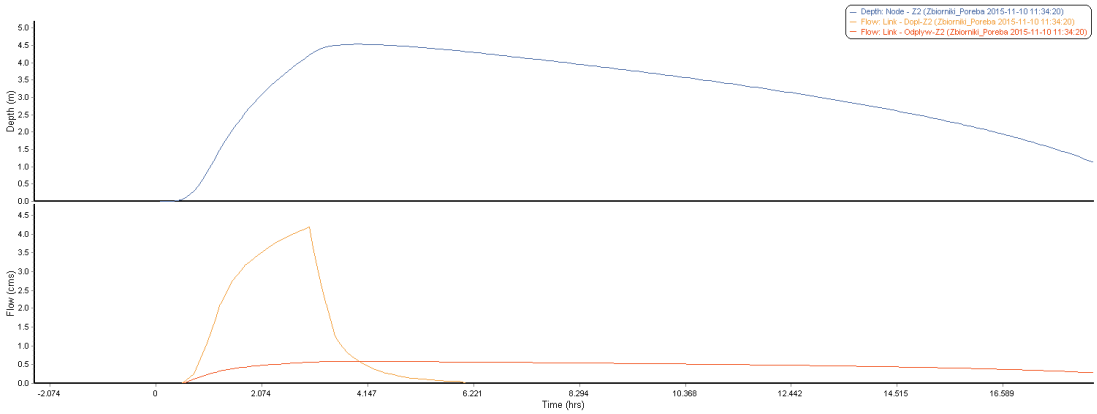


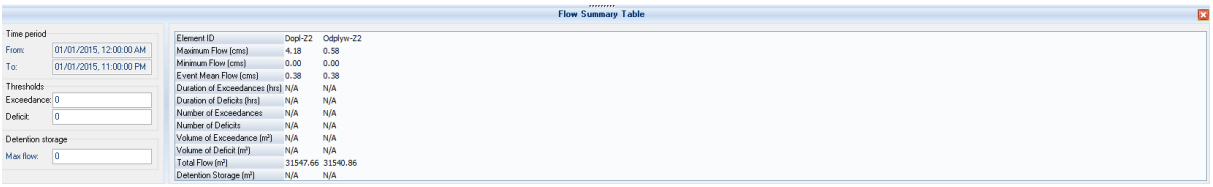
Rys. 47 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=6h



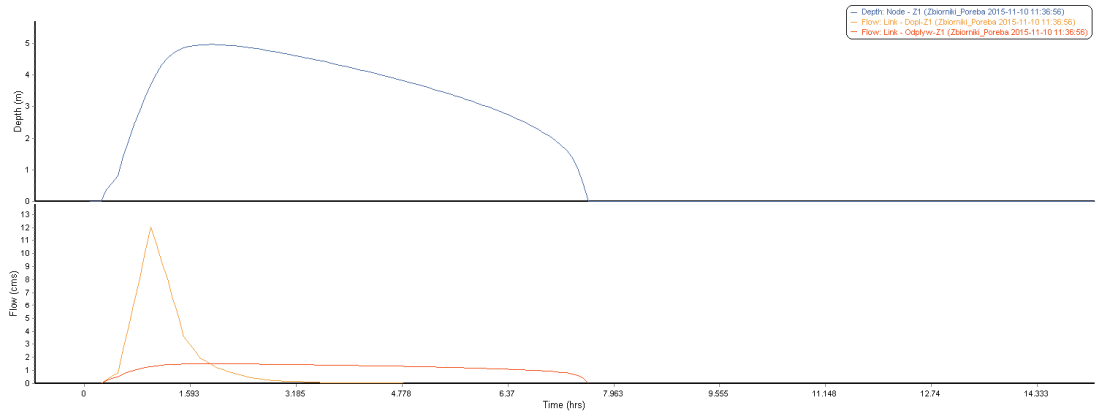


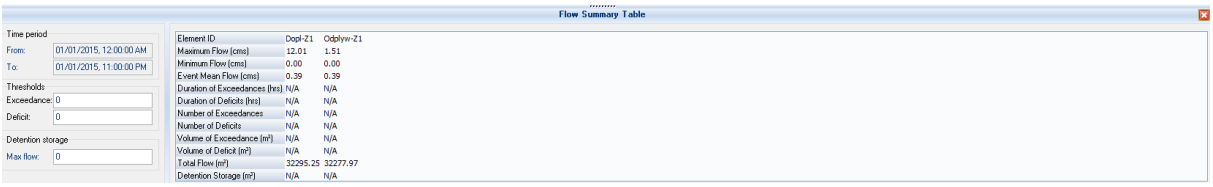
Rys. 48 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=3h



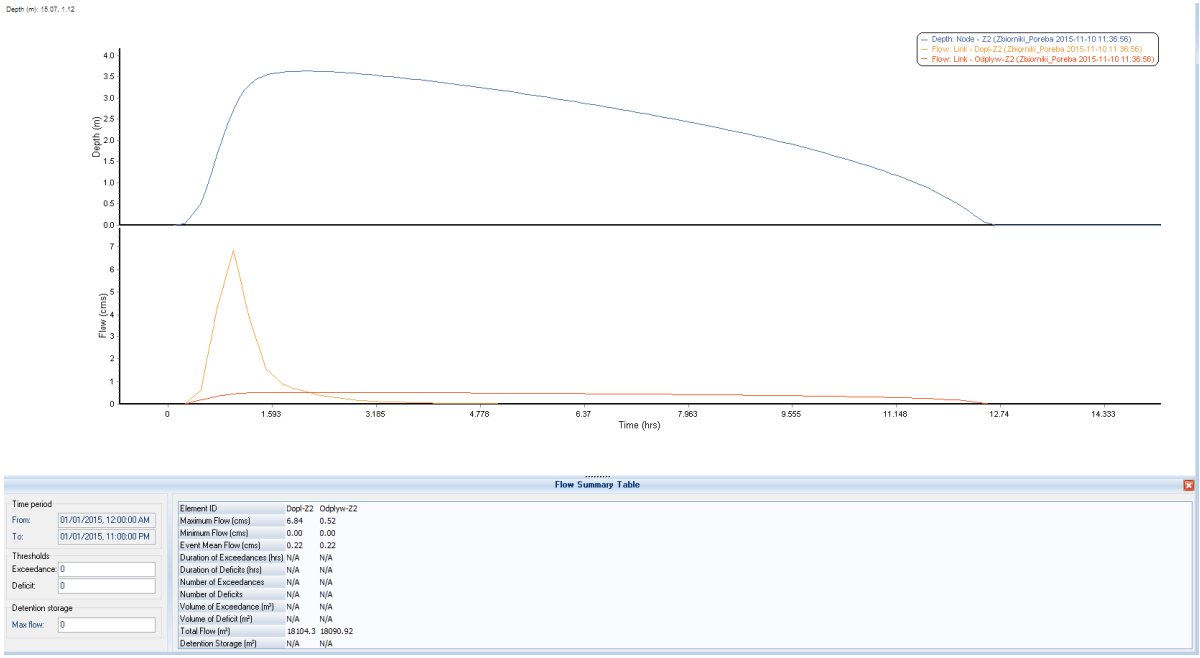


Rys. 49 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=3h





Rys. 50 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=1h



Rys. 51 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=1h

Poniżej w tabeli zestawiono podstawowe parametry pracy zbiorników dla poszczególnych scenariuszy opadowych.

*Tabela 4 Parametry z*biorników Poręba Górna

Zb.	Rzędna dna (m)	Rzędna korony zapory (m)	Wys. Zapory (m)	$Q_{1\%}$ dopływ (m^3/s)			$Q_{1\%}$ odpływ (m^3/s)			Max. Rzędna zw. Wody (m)			Max. Głębokość (m)			Redukcja $Q_{max1\%}$ (%)		
				t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h
Z1	442.68	450.14	7.46	12.01	7.50	5.06	1.51	1.67	1.73	447.65	448.73	449.14	4.97	6.05	6.46	87%	78%	66%
Z2	450.19	456.17	5.98	6.84	4.18	2.81	0.52	0.58	0.61	453.83	454.72	455.17	3.64	4.53	4.98	92%	86%	78%

Oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytami otwartymi, zlokalizowanymi w naturalnym obniżeniu dolin. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie.

W wariancie bez zbiorników proponuje się koryta rowów o przekroju trapezowym o następujących wymiarach:

- rów R1: szerokość w dnie b=2,0 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=1,3 m;

- rów R2: szerokość w dnie b=2,0 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=1,0 m

Dla wariantu ze zbiornikami koryta odpowiednio mniejsze:

- rów R1: szerokość w dnie b=0,5 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=0,6 m;
- rów R2: szerokość w dnie b=0,5 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=0,5 m

W celu przeprowadzenia wód płynących rowem R2 na południową stronę drogi proponuje się budowę przepustu o świetle 3,0 x 1,5 m dla wariantu bez zbiornika i Ø 1,0 m dla wariantu ze zbiornikami.

Proponowane rozwiązania przedstawiono w części rysunkowej.

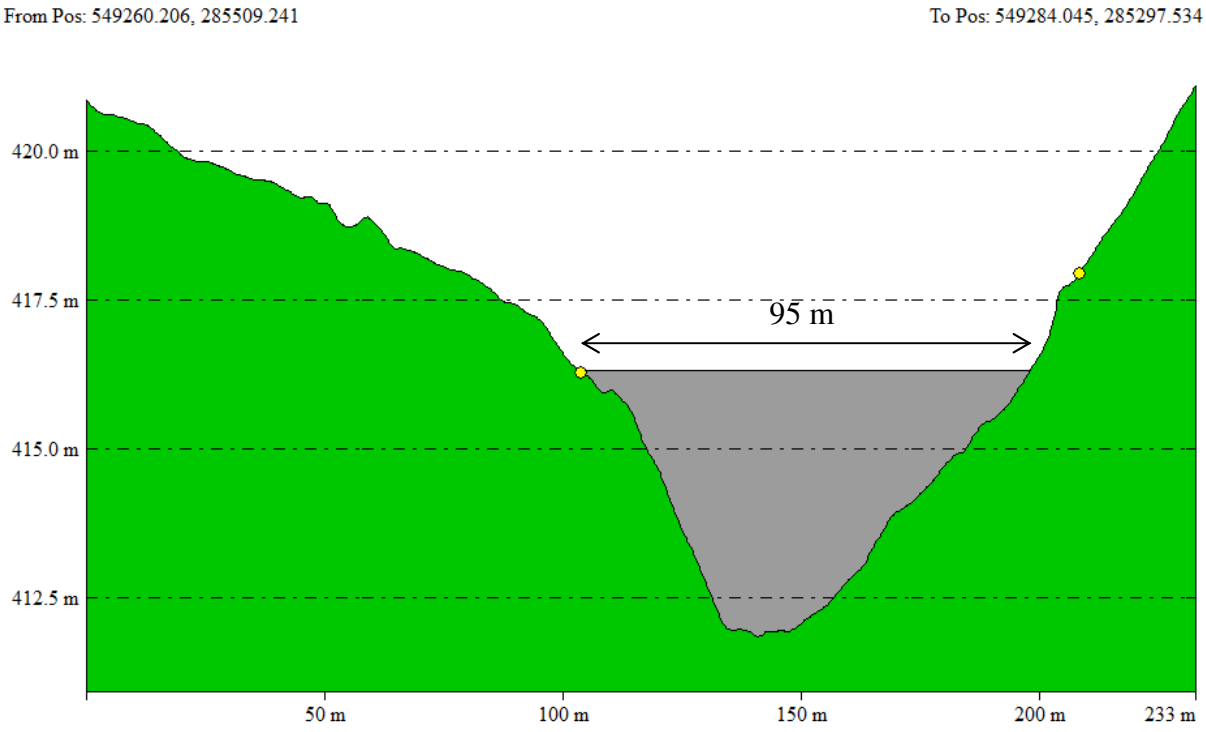
4.2. Obszar Strzegowa

Z punktu widzenia zmniejszenia zagrożenia powodziowego obszar Strzegowej stanowi największy problem. Istniejące uwarunkowania (droga w dnie doliny, intensywna zabudowa) sprawiają, że zakres proponowanych rozwiązań technicznych musi być znaczny. W ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację pięciu suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinkach powyżej zabudowań miejscowości. Lokalizacja zbiorników poprzedzona była analizą terenu, wielkości przepływów w strugach w dnach dolin, możliwymi do osiągnięcia wielkościami objętości retencyjnej. Przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

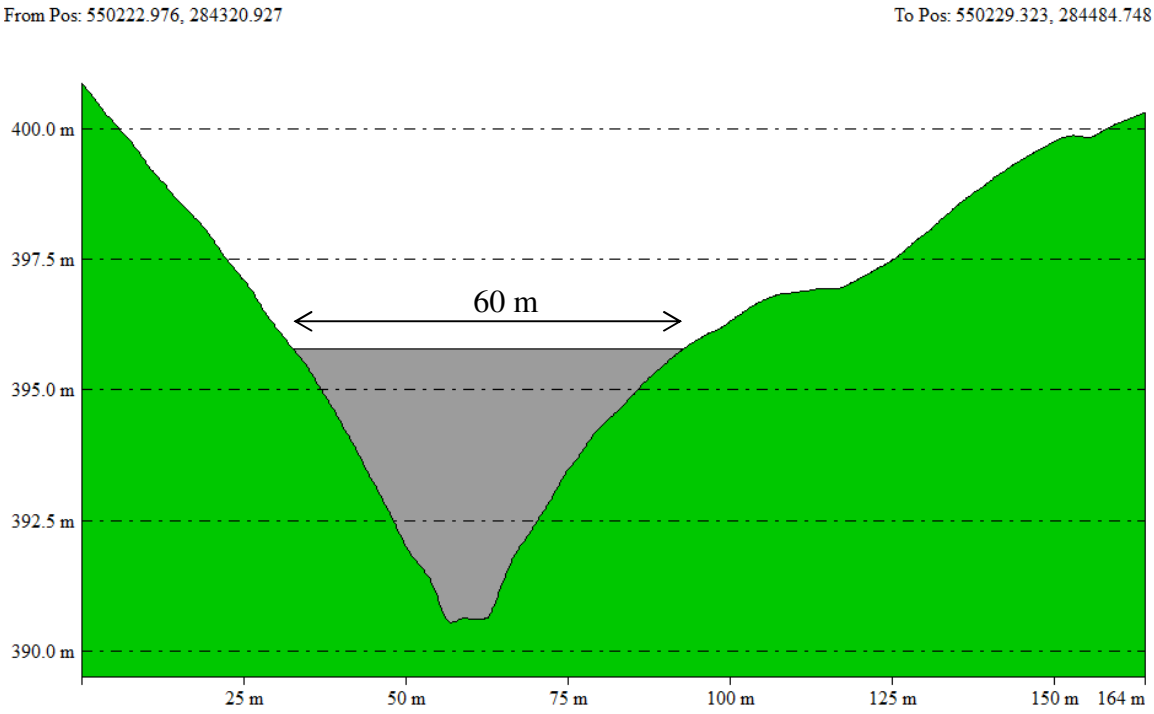
Lokalizację zbiorników przedstawiono w części rysunkowej a poniżej pokazano dolinowe przekroje poprzeczne dla wszystkich zapór. Wysokość korony zapory wynika z maksymalnej rzędnej zwierciadła wody, powiększonej o 1 metr bezpiecznego wzniesienia.

W tabeli poniżej zestawiono wszystkie charakterystyczne wielkości opisujące zbiorniki oraz ich działanie.

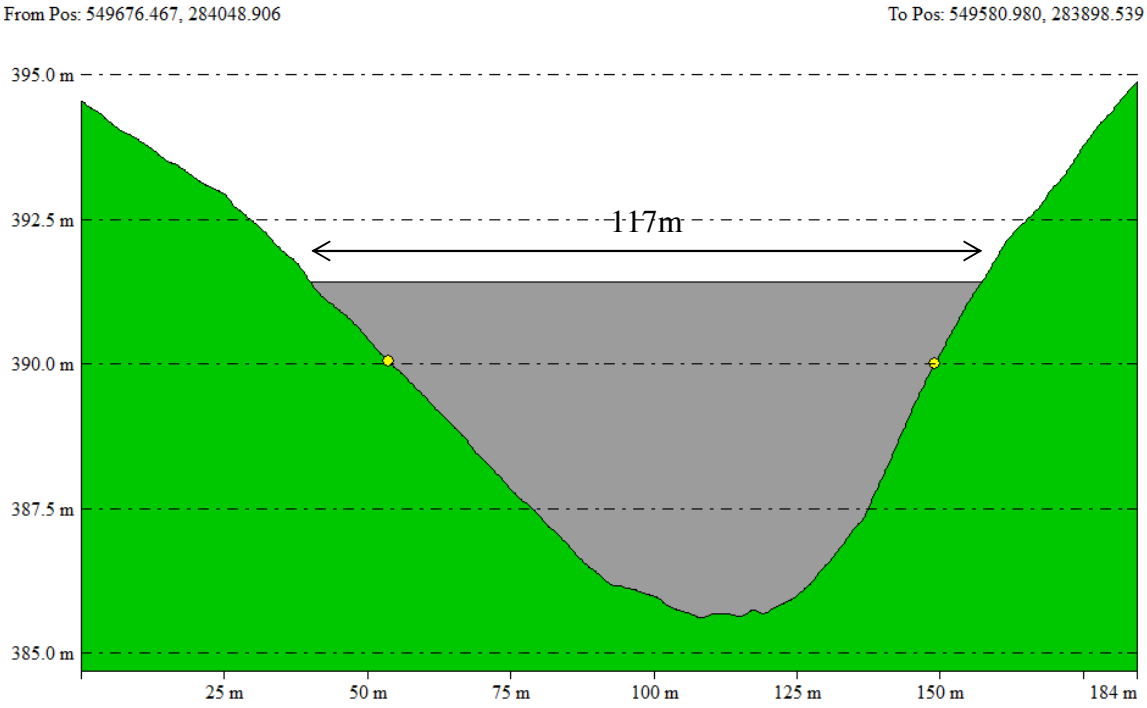
Krzywe pojemności poszczególnych zbiorników przedstawiono w załączeniu.



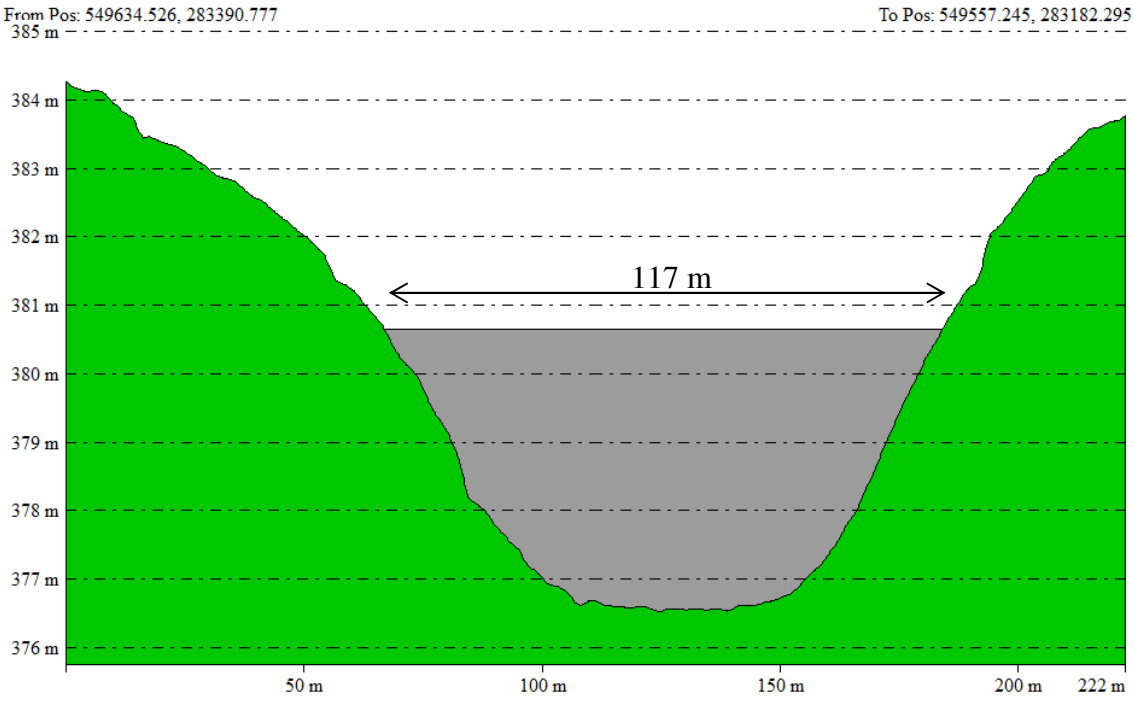
Rys. 52 Przekrój przez zaporę zbiornika Z1



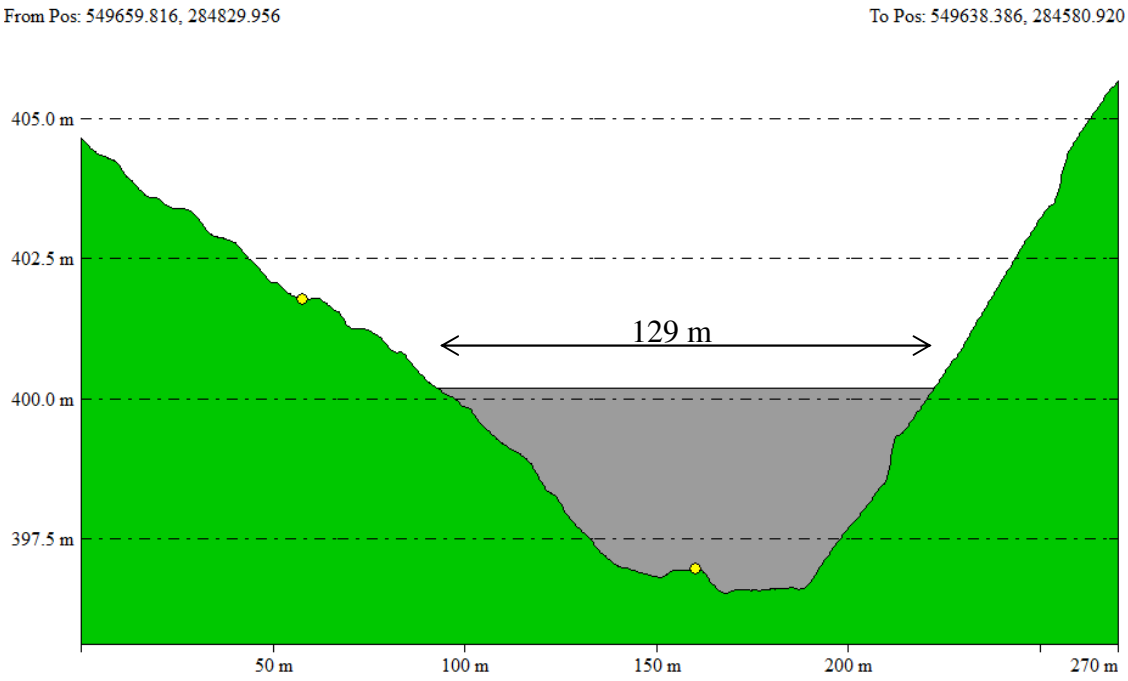
Rys. 53 Przekrój przez zaporę zbiornika Z2



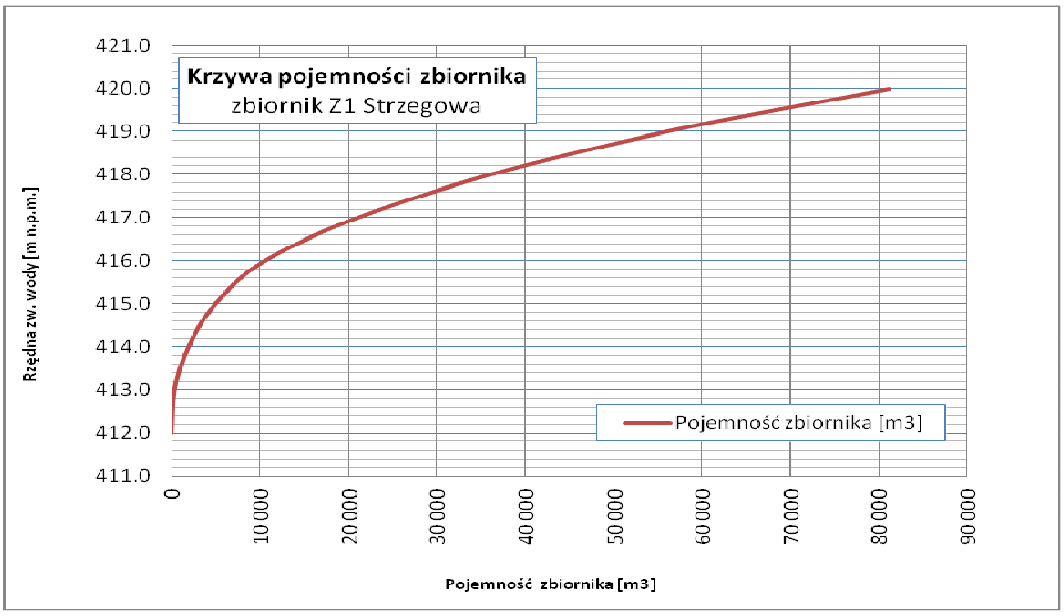
Rys. 54 Przekrój przez zaporę zbiornika Z3



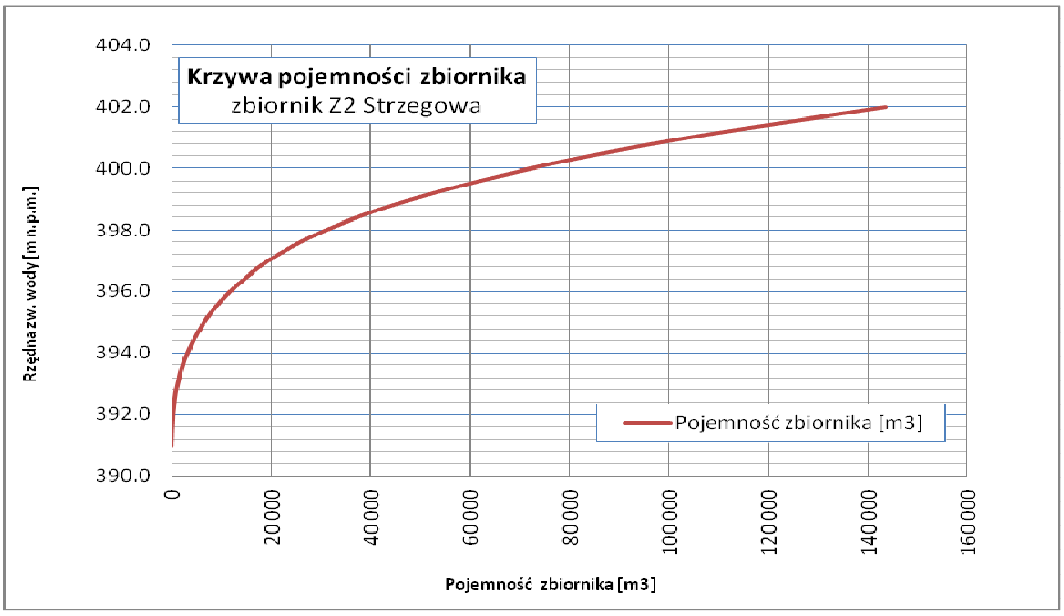
Rys. 55 Przekrój przez zaporę zbiornika Z4



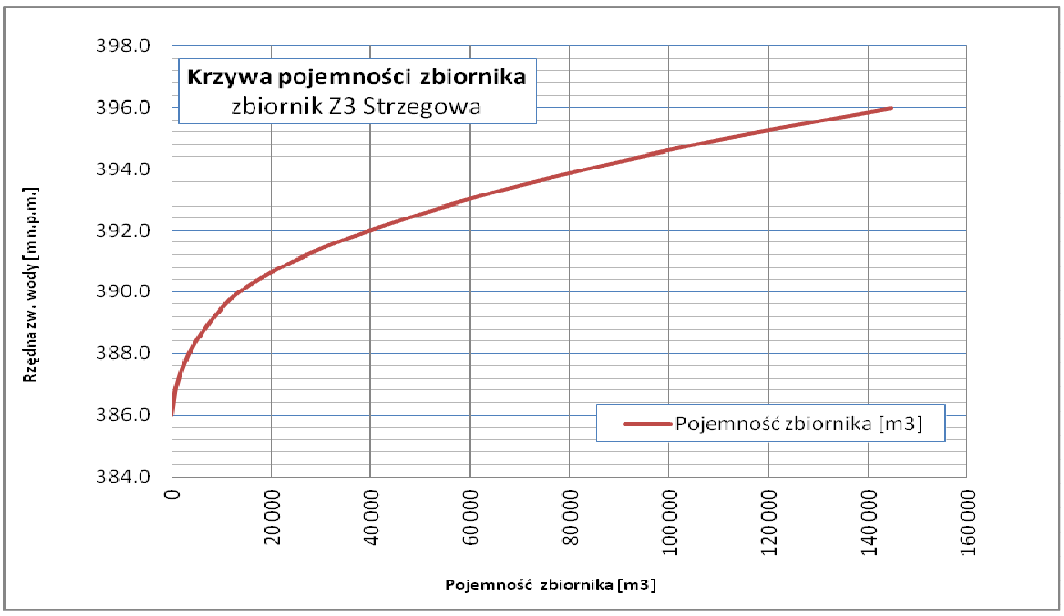
Rys. 56 Przekrój przez zaporę zbiornika Z5



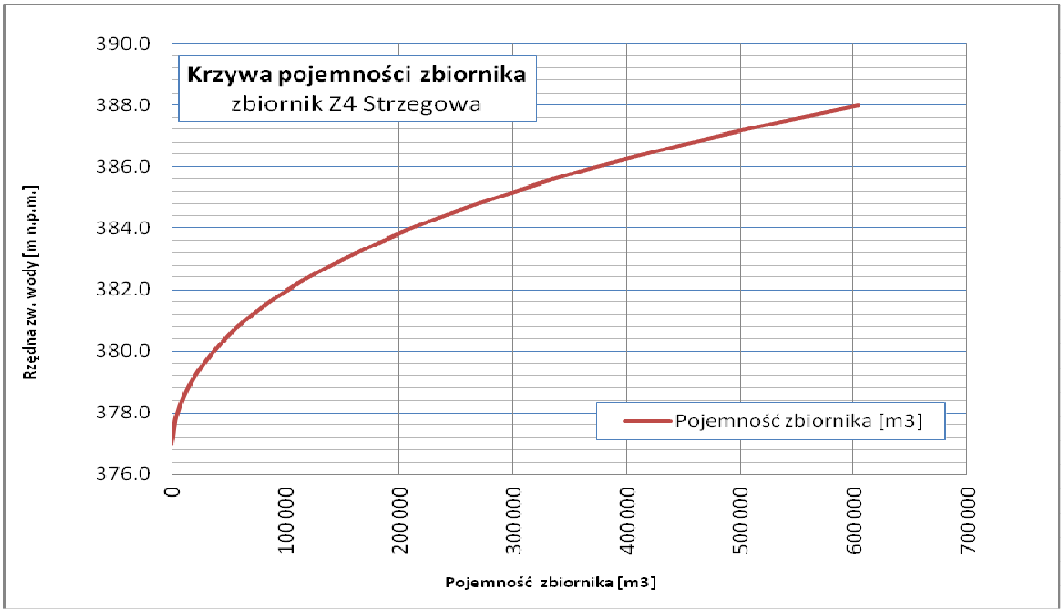
Rys. 57 Krzywa pojemności zbiornika Z1



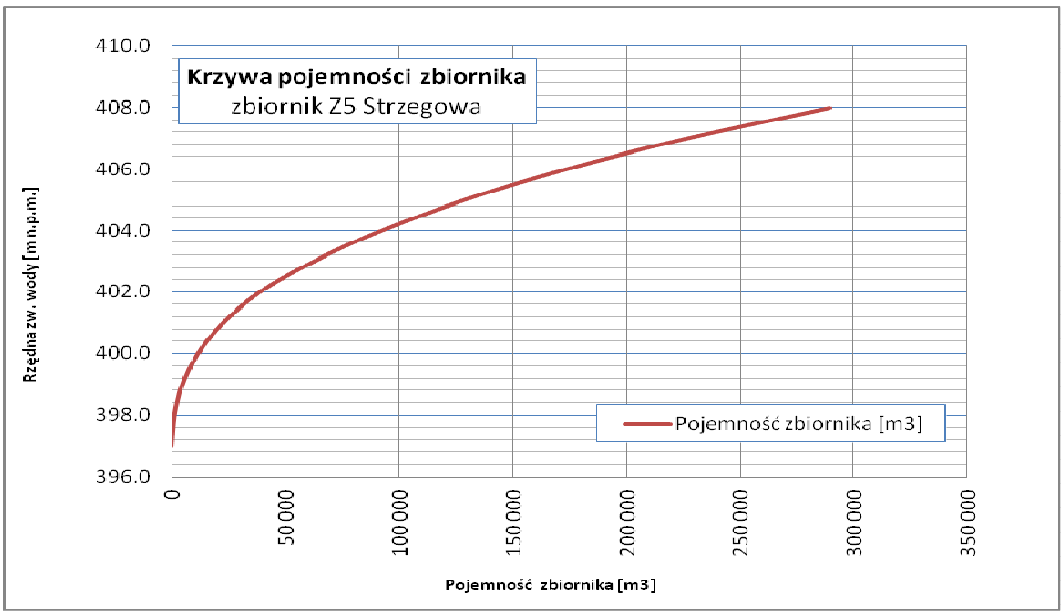
Rys. 58 Krzywa pojemności zbiornika Z2



Rys. 59 Krzywa pojemności zbiornika Z3



Rys. 60 Krzywa pojemności zbiornika Z4



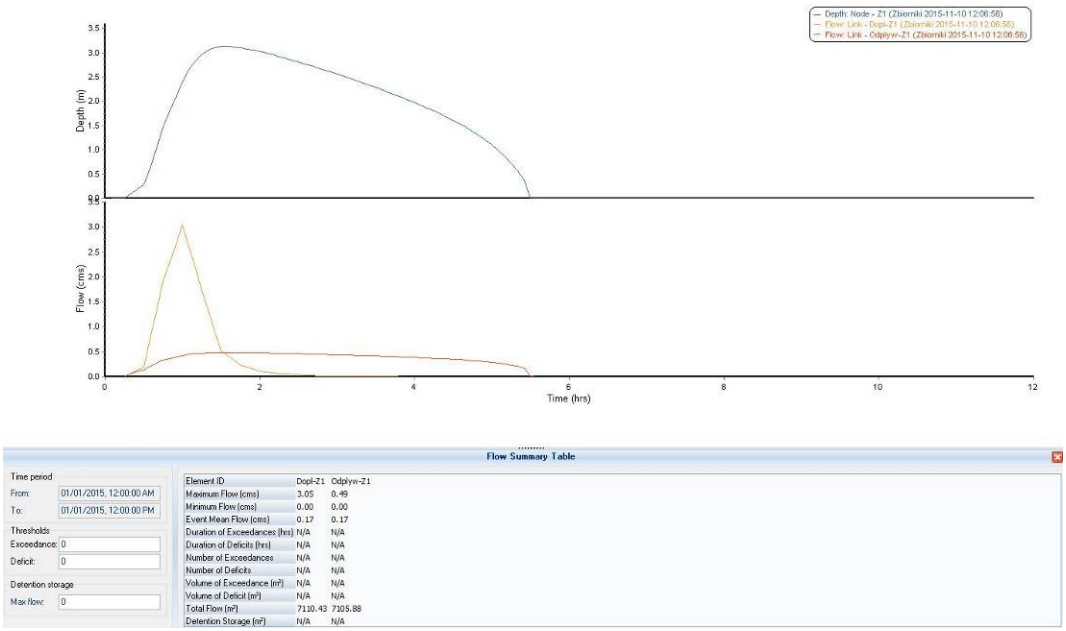
Rys. 61 Krzywa pojemności zbiornika Z5

W ramach opracowania analizowano oraz optymalizowano pracę zbiorników retencyjnych w zaproponowanych lokalizacjach. Wyniki symulacji pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

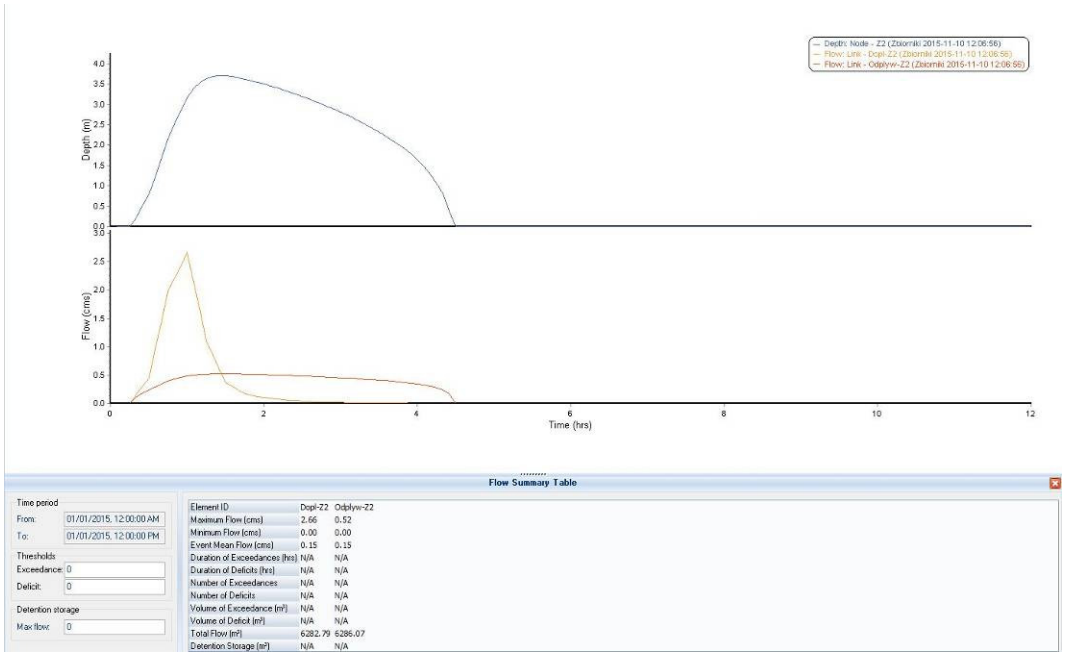
Symulacje wykonano przy pomocy oprogramowania SWMM (*Storm Water Management System*), pozwalającego na modelowanie skomplikowanych układów, wprowadzanie upustów dennych, przelewów i innych elementów, mających wpływ na hydraulikę układu. Dynamiczne symulacje prowadzono, bazując na otrzymanych w wyniku wcześniej prowadzonych symulacji (oprogramowanie GUAD2D) oraz krzywych objętości zbiornika otrzymanych na podstawie opracowanej koncepcji technicznej oraz aktualnego numerycznego modelu terenu (technologią skaningu laserowego).

Założono, że odpływ ze zbiornika limitowany będzie przepustowością upustu dennego w komorze wylotowej zbiornika.

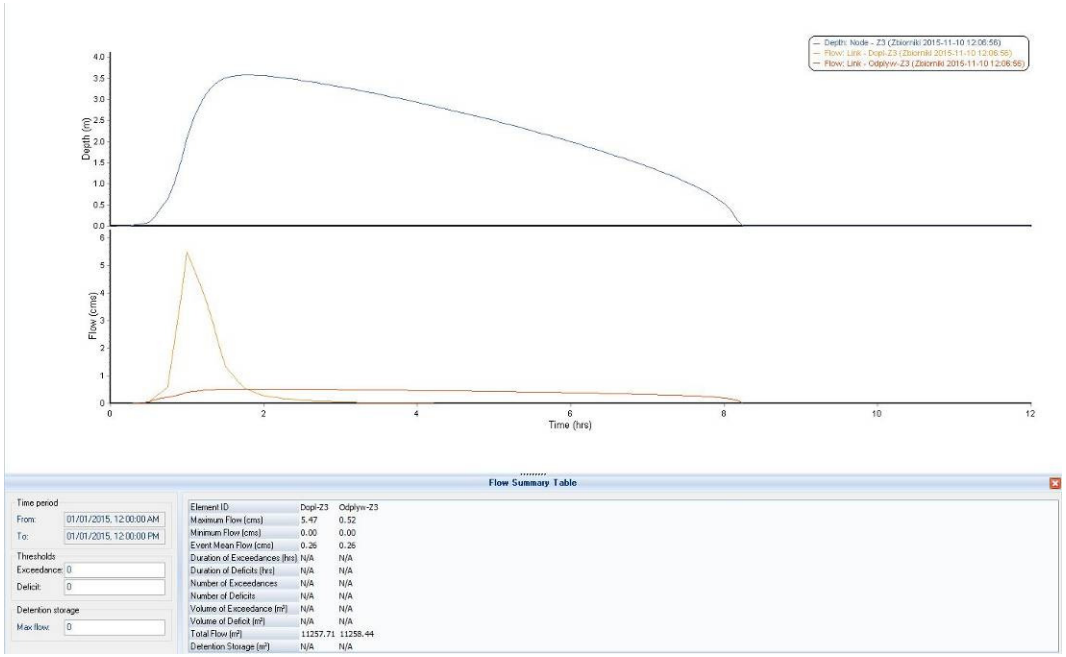
Poniżej zestawiono wyniki analiz dla poszczególnych analizowanych scenariuszy powodziowych oraz średnic rurociągów upustowych (napełnienie zbiornika, dopływ do i odpływ ze zbiornika).



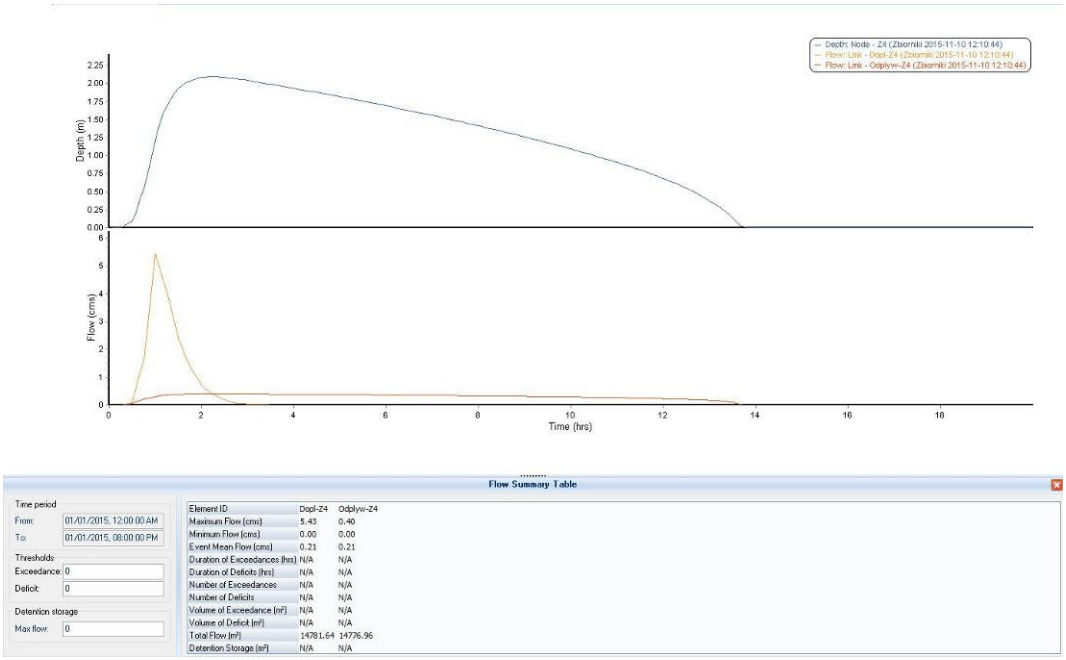
Rys. 62 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=1h



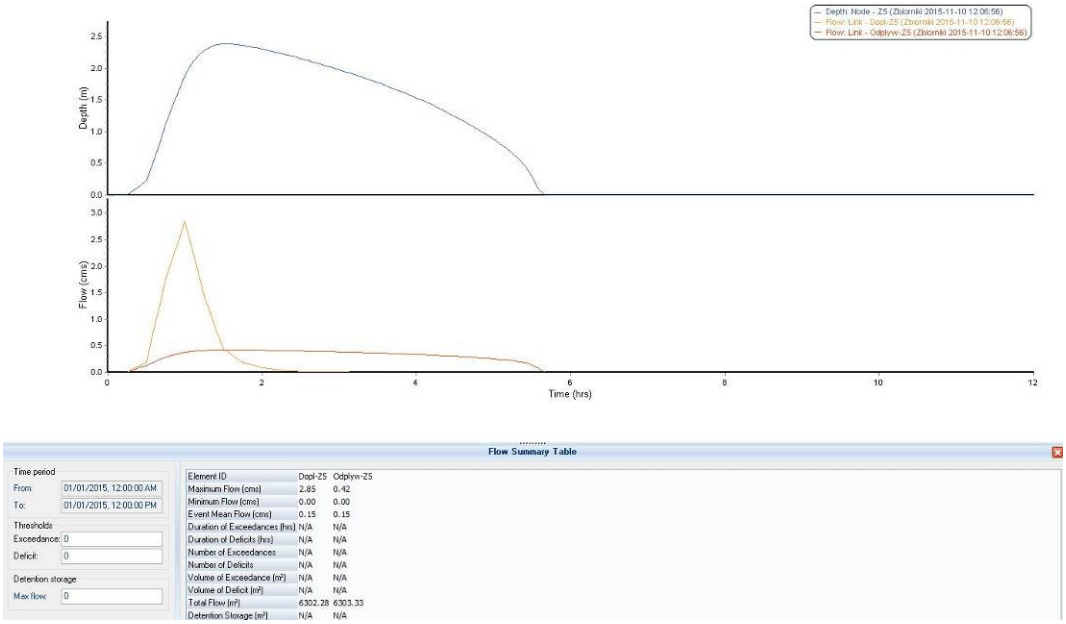
Rys. 63 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=1h



Rys. 64 Wykres pracy zbiornika Z3 , opad t=1h



Rys. 65 Wykres pracy zbiornika Z4 , opad t=1h



Rys. 66 Wykres pracy zbiornika Z5 , opad t=1h

*Tabela 5 Parametry z*biorników Strzegowa

Zb.	Rzędna dna (m)	Rzędna korony zapory (m)	Wys. zapory (m)	$Q_{1\%}$ dopływ (m^3/s)			$Q_{1\%}$ odpływ (m^3/s)			Max. Rzędna zw. Wody (m)			Max. Głębokość (m)			Redukcja $Q_{max1\%}$ (%)		
				t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h
Z1	411.86	416.32	4.46	3.05	1.54	0.99	0.49	0.51	0.51	414.99	415.30	415.32	3.13	3.44	3.46	84%	67%	48%
Z2	390.58	395.79	5.21	2.66	1.54	0.81	0.52	0.56	0.52	394.28	394.79	394.23	3.70	4.21	3.65	80%	64%	36%
Z5	396.56	400.18	3.62	2.85	1.44	0.85	0.42	0.44	0.44	398.94	399.18	399.13	2.38	2.62	2.57	85%	69%	48%
Z3	385.62	391.42	5.80	5.48	3.35	2.06	0.52	0.59	0.60	389.20	390.25	390.42	3.58	4.63	4.80	91%	82%	71%
Z4	376.52	380.65	4.13	5.45	3.94	2.74	0.40	0.46	0.49	378.61	379.28	379.65	2.09	2.76	3.13	93%	88%	82%

Podsumowanie redukcji przepływów dla scenariuszy ze zbiornikami

Jak wskazują obliczenia dla przyjętych, proponowanych objętości retencyjnych stopień redukcji wartości kulminacji przepływów powodziowych dla poszczególnych zbiorników jest znaczny. Natomiast redukcja przepływów w przekrojach drogi jest nieco mniejsza. Ostatecznie w przekroju obliczeniowym Zb4 dr wartość przepływu $Q_{1\%}$= 33,24 m^3/s zostaje zredukowano do wartości $Q_{1\%}$= 21,15 m^3/s. Poniżej przedstawiono zestawienie wielkości przepływów w poszczególnych przekrojach obliczeniowych dla stanu istniejącego oraz dla wariantu ze zbiornikami.

Tabela 6 Zestawienie przepływów dla stanu istniejącego i ze zbiornikami

Przekrój	$Q_{max1\%}$ [m^3/s]	
	Stan istniejący	Wariant ze zbiornikami
Zb1	3.05	0.49
Zb2	2.66	0.52
Zb3	5.48	0.52
Zb4	5.45	0.4
Zb5	2.85	0.42
Zb1 dr	6.27	6.27
Zb5 dr	14.08	11.52
Zb2 dr	19.54	14.84
Zb3 dr	22.91	15.78
Zb4 dr	33.24	21.15

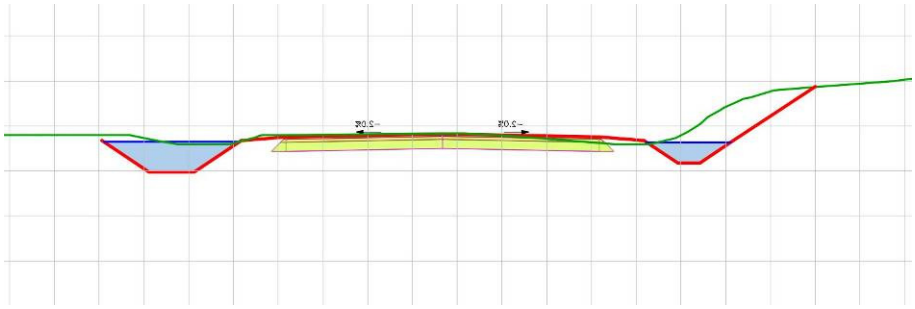
W związku z faktem, że nie istnieją obowiązujące odpowiednie unormowania prawne ani wytyczne w zakresie ustalania wymaganych stopni redukcji przepływów dla zbiorników retencyjnych tego typu, wybór ich wielkości, pojemności retencyjnej oraz szczegółowe rozwiązania techniczne zależą od Inwestora zadania. Rozwiązania te winny być przedmiotem szczegółowej koncepcji technicznej. Niniejsze opracowanie daje kompletne informacje, wymagane dla projektanta w zakresie uwarunkowań hydrologicznych w analizowanym rejonie.

Oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytem lub korytami, zlokalizowanymi w naturalnym dnie doliny, wzdłuż drogi wojewódzkiej. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie. Na fotografii poniżej pokazano skutek ulewnych opadów w dolinie. Spływające wody nie mieszczą się w korytach rowów drogowych, zalewają w całości jezdnię drogi i formują ciek o szerokości zwierciadła wody dochodzącej do kilkunastu metrów(!).

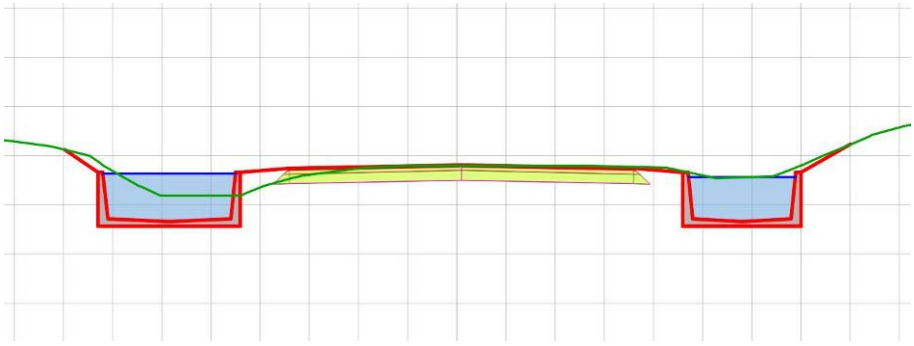
Fot. 1 Droga wojewódzka w centrum Strzegowej w czasie opadów (*źródło: www.youtube.pl*).

Na długości doliny (drogi) w obrębie miejscowości wydzielono 6 odcinków, dla których zwymiarowano wymagane przekroje koryt, zależne od lokalnych spadków i od opowiadających im przepływów, gwarantujące bezpieczne przeprowadzenie wód powodziowych. Obliczenia wykonano w wariancie bez zbiorników oraz w wariancie z funkcjonowaniem proponowanych zbiorników.

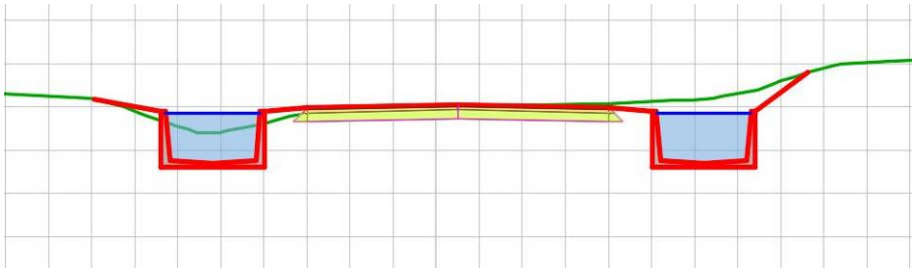
Proponowane przekroje koryt biegnących wzdłuż dogi wojewódzkiej:



Rys. 67 Propozycja przekroju – odcinek 1

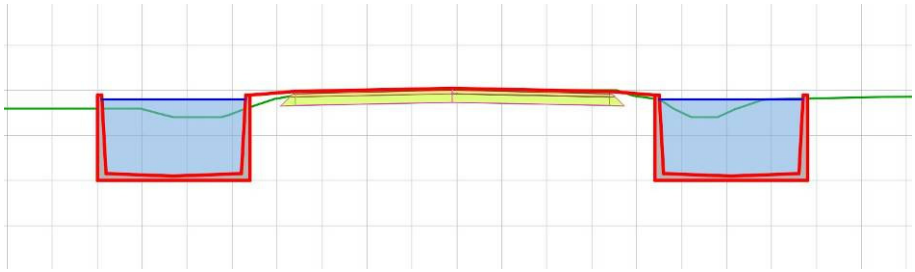


Rys. 68 Propozycja przekroju – odcinek 2



Rys. 69 Propozycja przekroju – odcinek 3

Rys. 70 Propozycja przekroju – odcinek 4



Rys. 71 Propozycja przekroju – odcinek 5

Na odcinku 1, zlokalizowanym w górnym rejonie zlewni zagrożenie jest niewielkie i tam przekroje koryt są najmniejsze, tutaj wystarczy udrożnienie rowów i niewielka korekta przekroju poprzecznego. Na kolejnych odcinkach (idąc na południe) przepływy rosną, a istniejące rowy są zbyt małe aby bezpiecznie przeprowadzić wody powodziowe.

Ze względu na ograniczone możliwości pozyskania terenu, projektowane rowy budowane muszą być w formie żelbetowych koryt o ścianach pionowych. W zależności od odcinka i strony po której zlokalizowany jest rów wymiary koryt zwiększają swój przekrój poprzeczny od szerokości w dnie 2,0 m i głębokości 1,0 m do szerokości w dnie 4,0 m i głębokości 2,0 m.

W ramach przebudowy rowów koniecznym staje się również przebudowa większości przejazdów do posesji (po lewej ok. 80 szt., po prawej ok. 91 szt.). Istniejące przepusty kołowe należy zastąpić płytami żelbetowymi tak aby nie zawężały światła projektowanego rowu.

Wymiary koryt zostały przyjęte na podstawie obliczonych przepływów (Q=6,27 ÷ 33,21 m^3/s) i uśrednionych spadków podłużnych na poszczególnych odcinkach (i=3% ÷ 0,6%) i są tylko przykładem jakich rozmiarów powinny być koryta. Dokładne parametry tych koryt powinny zostać określone w kolejnych etapach prac projektowych w zależności od przyjętych rozwiązań technicznych, po szczegółowej inwentaryzacji geodezyjnej oraz analizie uwarunkowań terenowych (istniejące sieci uzbrojenia terenu, ogrodzenia, zabudowa itp.).

4.3. Obszar Załęże

Z punktu widzenia zmniejszenia zagrożenia powodziowego obszar Załęża stanowi najmniejszy problem. Istniejące zagrożenie powodziowe wynika głównie ze złego stanu technicznego istniejących przepustów i rowów drogowych lub ich odcinkowego braku. Jak wskazują symulacje również odbiór wód do koryta Tarnówki nie stanowi problemu. To sprawia, że zakres proponowanych rozwiązań technicznych nie musi być znaczny. W ramach niniejszego opracowania zaproponowano lokalizację i rozmiary przepustów drogowych, sprawiających, że strugi wody, spływające ze stoku wzgórz w stronę zabudowań zostaną bezpiecznie przeprowadzone dalej. Na załączniku graficznym przedstawiono również proponowane kierunki spływu wód rowami przydrożnymi wraz z ich wymiarami.

Lokalizacja i parametry przepustów została przedstawiona w części rysunkowej.

5. Podsumowanie i wnioski

W ramach przeprowadzonych symulacji obliczeniowych uzyskano szczegółowe informacje na temat głębokości, poziomów wód oraz dotyczących kierunków przepływu wody w analizowanym rejonie.

Oobliczenia wykonano dla opadów o prawdopodobieństwie p=1% (raz na 100 lat).

Pod dokonaniu inwentaryzacji stanu zagrożenia powodziowego analizowanego terenu, wykonaniu odpowiednich obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych, nasuwają sią następujące wnioski:

5.1. Obszar Poręba Wielka

- istniejące uwarunkowania (droga odcinkowo w dnie doliny, zabudowa, zlokalizowana punktowo w dolinie, brak wykształconego koryta cieku, rowy o zbyt małej przepustowości) sprawiają, że w czasie intensywnych opadów formujące się cieki stwarzają zagrożenie podtopieniami, wdzierając się na teren gospodarstw,
- w ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację dwóch suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinie głównej oraz w na dopływie,
- przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych. Redukcja przepływów maksymalnych wyniesie od 66% do 92%,
- oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytami otwartymi, zlokalizowanymi w naturalnym obniżeniu dolin. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie albo też nie ma ich wcale.

5.2. Obszar Strzegowa

- analizowany obszar położony jest wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 oraz terenów zabudowanych skoncentrowanych wzdłuż niej. W związku z faktem, że droga leży w dnie wyraźnej doliny, w czasie intensywnych opadów w dnie doliny formuje się naturalny, okresowy ciek, który z uwagi na istniejące, intensywne zagospodarowanie stwarza znaczne zagrożenie powodziowe,
- wyniki obliczeń potwierdzają stan obserwowany w czasie intensywnych opadów tzn. w warunkach opadów nawalnych istniejące rowy biegnące w wzdłuż drogi mają niewystarczającą przepustowość i korytarz drogowy zamienia się w rwący strumień (rzekę) zalewając przyległy teren.

- zabudowa doliny (droga, ogrodzenia posesji, zjazdy) bez pozostawienia miejsca dla rzeki jest głównym czynnikiem powodziogennym na tym obszarze,
- w ramach niniejszego opracowania przeanalizowano dwa warianty działań przeciwdziałania skutkom powodzi. Pierwszy z nich to ograniczenie spływu wód poprzez budowę suchych zbiorników przeciwpowodziowych, a drugi to budowa wzdłuż drogi wojewódzkiej rowów (koryt cieków) o parametrach pozwalających na bezpieczne przeprowadzenie tych wód,
- wariant „zbiornikowy" zakłada budowę 5 zbiorników zaporowych, które pozwolą na redukcję kulminacji przepływów podczas wezbrań. Założono, że projektowane zbiorniki powstaną w wyniku budowy zapór ziemnych o wysokości od 3,6 m do 5,8 m i długości od 60 do 129 m. Redukcja przepływów maksymalnych na zbiornikach wyniesie od 36% do 93%, niemniej jednak same zbiorniki nie są w stanie ograniczyć spływu wód tak aby wzdłuż drogi wojewódzkiej nie wystąpiło zjawisko powodzi. Zatem równolegle z budową zbiorników konieczna jest przebudowa rowów przydrożnych wraz z przepustami pod zjazdami do posesji.
- w wariancie drugim proponuje się przebudowę rowów przydrożnych o odpowiednim przekroju poprzecznym umożliwiający bezpieczne przejęcie i spływ wód powodziowych. W ramach tego wariantu koniecznym staje się również przebudowa większości przejazdów do posesji (po lewej ok. 80 szt., po prawej ok. 91 szt.). Istniejące przepusty kołowe należy zastąpić płytami żelbetowymi tak aby nie zawężały światła projektowanego rowu. Ze względu na ograniczone możliwości pozyskania terenu, projektowane rowy budowane muszą być w formie żelbetowych koryt o ścianach pionowych.

5.3. Obszar Załęże

- w analizowanej zlewni istnieją niekorzystne warunki spływu powierzchniowego, występującego w czasie intensywnych opadów. Formujące się strugi powodują lokalne podtopienia już na trasie swojego spływu, a następnie w rejonie drogi powiatowej, mając utrudniony odpływ powodują kolejne podtopienia. W chwili obecnej infrastruktura (brak sprawnego rowu wzdłuż drogi, brak możliwości sprawnego odprowadzania wód do potoku Tarnówka) nie zapewnia odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa powodziowego,
- jak wskazują symulacje odbiór wód do koryta Tarnówki nie stanowi problemu,
- w ramach niniejszego opracowania zaproponowano lokalizację i rozmiary przepustów drogowych, sprawiających, że strugi wody, spływające ze stoku wzgórz w stronę zabudowań zostaną bezpiecznie przeprowadzone dalej.

Przedstawione w niniejszym opracowaniu propozycje działań przeciwpowodziowych, wymagają szczegółowej analizy technicznej i ekonomicznej np. w postaci opracowania wielowariantowej koncepcji technicznej, która oprócz aspektów technicznych uwzględni również potencjalne straty powodziowe oraz określi koszty działań przeciwpowodziowych. Na podstawie tak przygotowanych materiałów można będzie zdecydować o wyborze wariantu najkorzystniejszego, a następnie przygotować projekty budowlane dla przyjętych rozwiązań.

Niniejsze opracowanie daje kompletne informacje, wymagane do koncepcji bądź projektu technicznego w zakresie uwarunkowań hydrologicznych w analizowanym rejonie.

OLBRYCH-MALIK
MIKOŁAJ OLBRYCH, MICHAŁ MALIK S.C.
ul. Strzelców 6A/1, 31-422 Kraków
NIP:6783104752, REGON: 121180764

Inwestor: **Gmina Wolbrom**
ul. Krakowska 1, 32-340 Wolbrom

Tytuł opracowania: **ANALIZA HYDROLOGICZNO-HYDRAULICZNEA, DOTYCZĄCA NIEKONTROLOWANEGO SPŁYWU WÓD POWIERZCHNIOWYCH W MIEJSCOWOŚCIACH PORĘBA GÓRNA, STRZEGOWA I ZAŁĘŻE**

Opracowanie:

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

Spec. konstrukcyjno-budowlana
466/2001

mgr inż. **Mikołaj Olbrych**
Kwalifikacje do wykonywania dokumentacji hydrologicznych
Świadectwo nr 43/2004

mgr inż. Dagmara Piekarczyk

mgr inż. Joanna Walencik

mgr inż. Urszula Mazur

Kraków, listopad 2015

SPIS ZAWARTOŚCI

1. Wstęp 2
1.1. Przedmiot i zakres opracowania 2
1.2. Materiały źródłowe 3
2. Inwentaryzacja stanu istniejącego, charakterystyka hydrograficzna 3
2.1. Obszar Poręba Górna 4
2.2. Obszar Strzegowa 7
2.3. Obszar Załęże 10
3. Analiza zagrożenia powodziowego. Stan istniejący 13
3.1. Inwentaryzacja terenów zalewowych dla przepływów o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia 13
3.2. Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne 13
3.2.1. Symulacje hydrologiczne i hydrauliczne zlewni 14
3.2.2. Model transformacji opadu 16
3.2.3. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki 36
4. Proponowane rozwiązania techniczne 39
4.1. Poręba Górna 39
4.2. Obszar Strzegowa 47
4.3. Obszar Załęże 59
5. Podsumowanie i wnioski 60
5.1. Obszar Poręba Wielka 60
5.2. Obszar Strzegowa 60
5.3. Obszar Załęże 61

SPIS RYSUNKÓW

Rys. 1. Orientacja, Skala 1:50000;

Rys. 2.1 Obszar Poręba Górna - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 2.2 Obszar Strzegowa - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 2.3 Obszar Załęże - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 3.1 Obszar Poręba Górna – Propozycje działań, Skala 1:5000;

Rys. 3.2 Obszar Strzegowa – Propozycje działań, Skala 1:10000;

Rys. 3.3 Obszar Załęże – Propozycje działań, Skala 1:5000;

Rys. 4 Obszar Strzegowa - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h - głębokości, Skala 1:5000

ZAŁĄCZNIKI

- obliczenia przepływów maksymalnych prawdopodobnych rzeki Tarnówki,
- krzywe pojemności zbiorników,
- batymetrie zbiorników.

1. Wstęp

Niniejsze opracowanie „Analiza hydrologiczno-hydrauliczna, dotycząca niekontrolowanego spływu wód powierzchniowych w miejscowościach Poręba Górna, Strzegowa i Załęże" powstało z uwagi na konieczność podjęcia działań przeciwpowodziowych we wskazanych rejonach gminy Wolbrom. W związku z intensywnym i postępującym zagospodarowaniem i urbanizacją analizowanych zlewni oraz niekorzystnymi warunkami geomorfologicznymi (stoki wzgórz, zabudowane dna naturalnych dolin) obserwowane są liczne i częste podtopienia terenów. Niniejsze opracowanie zawiera z jednej strony szczegółową analizę hydrologiczną i hydrauliczną, a z drugiej stanowi wstępną koncepcję techniczną działań inwestycyjnych, ograniczających niebezpieczeństwo podtopień.

1.1. Przedmiot i zakres opracowania

Przedmiotem zamówienia jest wykonanie odpowiednich prac, związanych z opracowaniem „Analizy hydrologiczno-hydraulicznej, dotyczącej niekontrolowanego spływu wód powierzchniowych w miejscowościach Poręba Górna, Strzegowa i Załęże". Opracowanie obejmuje koncepcję ograniczenia spływu powierzchniowego z analizowanych zlewni, położonych powyżej obszarów zurbanizowanych z uwzględnieniem budowy: suchych zbiorników retencyjnych, właściwego ukierunkowania spływu wód, a także inne możliwe działania obniżające zagrożenie powodziowe.

Opracowanie zawiera:

- Inwentaryzację istniejącego zagospodarowania terenu i terenów zalewowych w formie opisowej i graficznej obejmującą między innymi mapę orientacyjną z zaznaczonymi zlewniami terenowymi.
- Dokumentację fotograficzną obrazującą stan istniejący.
- Opracowanie sposobu zabezpieczenia analizowanego terenu.
- Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne z odniesieniem do przyjętych do obliczeń przepływów oraz do faktycznie zarejestrowanych stanów katastrofalnych.

Zgodnie z Umową w zakresie opracowania znalazły się:

- przygotowanie numerycznego modelu terenu,
- pozyskanie danych opadowych,
- wykonanie modelu opad-odpływ,
- analiza zagrożenia powodziowego w stanie istniejącym,
- analiza możliwości zastosowania rozwiązań technicznych chroniących przed negatywnym oddziaływaniem wód powodziowych (w tym lokalizacji małych zbiorników retencyjnych, rowów opaskowych),

- hydrodynamiczne modelowanie pracy zbiorników retencyjnych dla kilku scenariuszy opadowych,
- wnioski i zalecenia.

1.2. Materiały źródłowe

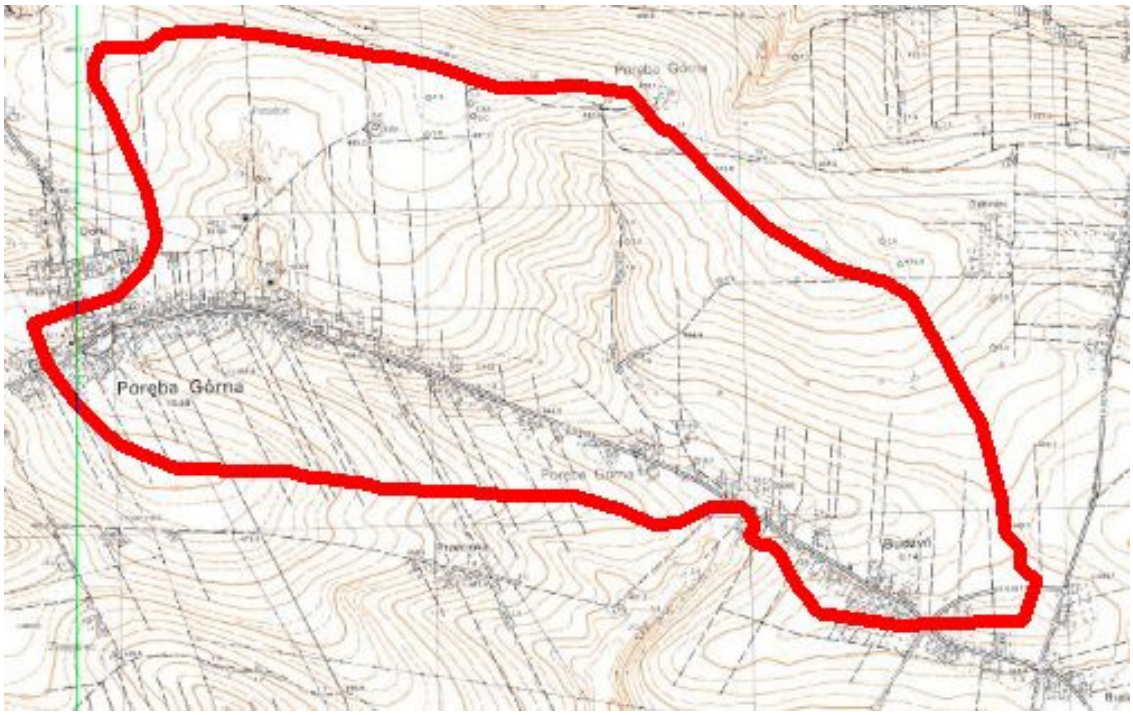
1. Zlecenie Urzędu Gminy,
2. *Obliczenia Przepływów Maksymalnych Rocznych O Określonym Prawdopodobieństwie*, J. Fal, B. Fal, H. Czarnecka; Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej,
3. *Ocena Przepływów Wielkich Wód Małych Zlewni Górnej Wisły*, J. Punzet,
4. *Dorzecze Wisły, monografia powodzi maj, czerwiec 2010 r.*, IMGW,
5. *Dorzecze Wisły, monografia powodzi lipiec 1997 r.*, IMGW,
6. *Modelowanie matematyczne w hydrologii*, B. Więzik,
7. *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, K. Banasik,
8. *Wyznaczanie hydrogramów wezbrań powodziowych w małych zlewniach rolniczych*, K. Banasik,
9. Ustawa Prawo Wodne,
10. Mapa topograficzna Polski w skali 1:10 000,
11. Mapa hydrograficzna w skali 1:50000,
12. Atlas podziału Hydrograficznego Polski,
13. Numeryczny model terenu – CODGiK, Geoxy2009, 2011, 2015
14. *Hydrologia*, A. Byczkowski,
15. *Hydrologia*, Cz. Król,
16. *Corine Land Cover*, European Environment Agency,
17. *GUAD2D User's manual*,
18. *Storm Water management System User's manual*,
19. Mapa zasadnicza,
20. Ustalenia własne.

2. Inwentaryzacja stanu istniejącego, charakterystyka hydrograficzna

Każdy z analizowanych trzech rejonów różni się pod względem przyczyn zagrożenia powodziowego, posiada inne lokalne uwarunkowania. Każdy z obszarów analizowano pod względem zagospodarowania terenu i pokrycia rodzajem gleb (klasyfikacja wg SCS, opisana w dalszej części opracowania).

2.1. Obszar Poręba Górna

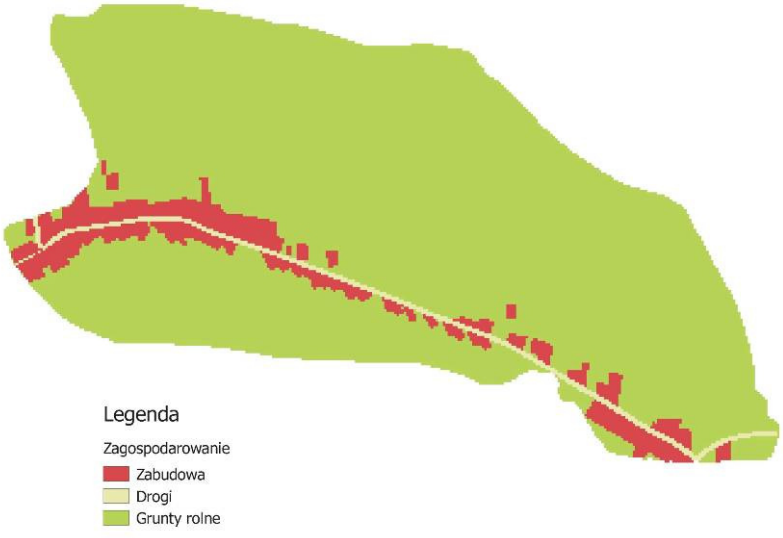
Powierzchnia analizowanej zlewni do przekroju wyraźnego odbiornika wynosi 3,44 km^2. Długość głównej strugi spływu to około 3 km, a średni spadek zlewni ok 2%. W chwili obecnej wody opadowe spływają ze stoku wzgórza przez tereny rolnicze oraz wzdłuż drogi w kierunku terenów zabudowanych poniżej. W związku z faktem, że jezdnia ulicy leży w dolinie zlewni woda przelewa się przez jezdnię i powoduje kolejne podtopienia na terenach zabudowanych. Część gospodarstw zlokalizowanych jest na dnie zwykle suchej doliny, która w czasie intensywnych opadów stwarza zagrożenie powodziowe. Problemem jest brak ukształtowanego koryta cieku – woda płynie bezpośrednio przez pola uprawne, pomiędzy budynkami, wpada do rowów drogowych oraz rowów opaskowych, wybudowanych przez mieszkańców.



Rys. 1 *Zlewnia. Poręba Górna.*

Na terenie zlewni występują gleby wytworzone z lessów. Obszar zlewni pokrywają przede wszystkim tereny rolnicze oraz luźna zabudowa wzdłuż istniejącej drogi.

Rys. 2 Rodzaje gleb w zlewni. Poręba Górna.

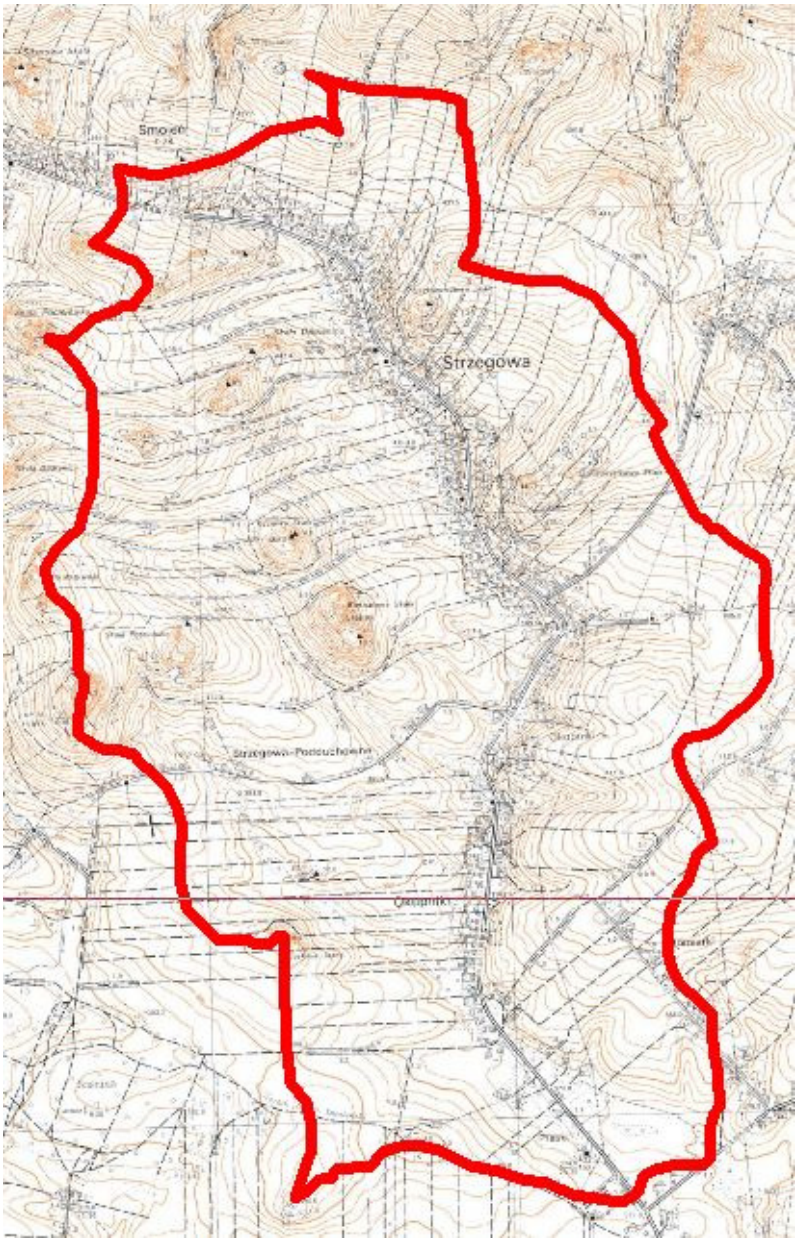


Rys. 3 Zagospodarowanie terenu w zlewni. Poręba Górna.

Rys. 4 Wartości CN w zlewni. Poręba Górna.

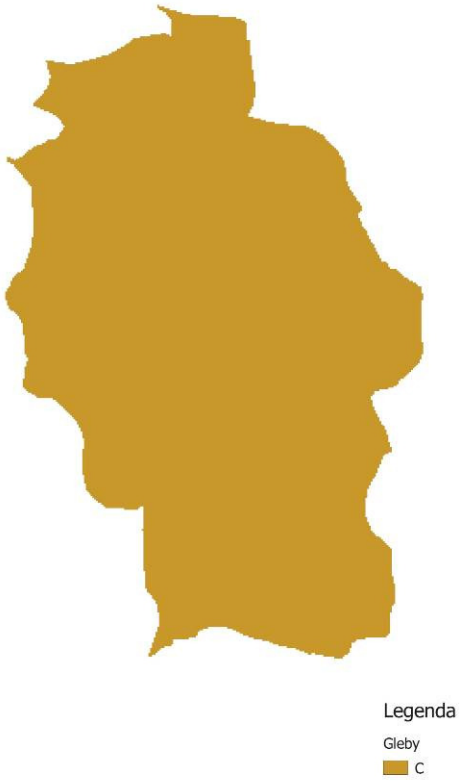
2.2. Obszar Strzegowa

Powierzchnia analizowanej zlewni wynosi 5,82 km^2. Długość głównej strugi spływu to około 4,5 km, a średni spadek zlewni ok 2%. W chwili obecnej wody opadowe spływają ze stromych stoków wzgórz przez tereny rolnicze oraz wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 przez tereny zabudowane skoncentrowane wzdłuż niej. W związku z faktem, że jezdnia leży w dnie wyraźnej doliny, woda przelewa się przez jezdnię i powoduje kolejne podtopienia na terenach zabudowanych. Analizowany obszar stanowi wyraźną krasową dolinę. W czasie intensywnych opadów w dnie doliny formuje się naturalny, okresowy ciek, który z uwagi na istniejące, intensywne zagospodarowanie stwarza znaczne zagrożenie powodziowe. Istniejące rowy drogowe nie są w żaden sposób bezpiecznie przeprowadzić zbierających się wód opadowych.



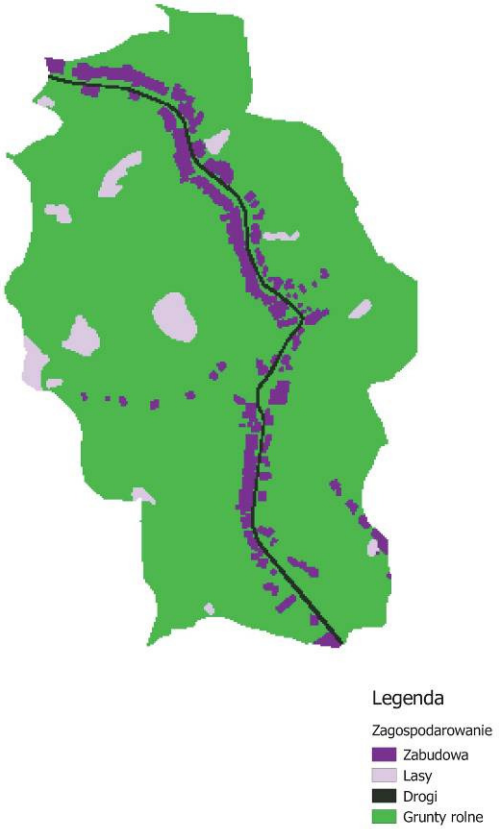
Rys. 5 Zlewnia. Strzegowa.

Zlewnia leży na glebach wytworzonych z lessów.

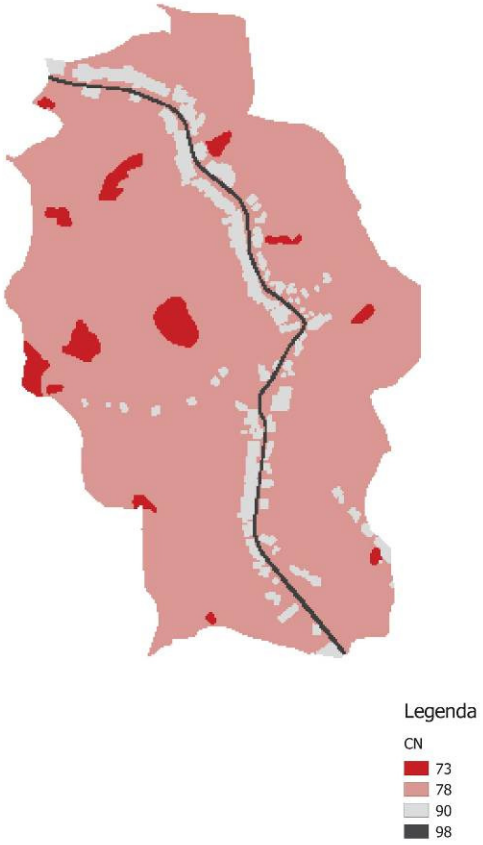


Rys. 6 Rodzaje gleb w zlewni. Strzegowa.

Na obszarze zlewni przeważają grunty rolne, jedynie głównie przez środek wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 występuje pas zabudowy luźnej.



Rys. 7 Zagospodarowanie terenu w zlewni. Strzegowa.

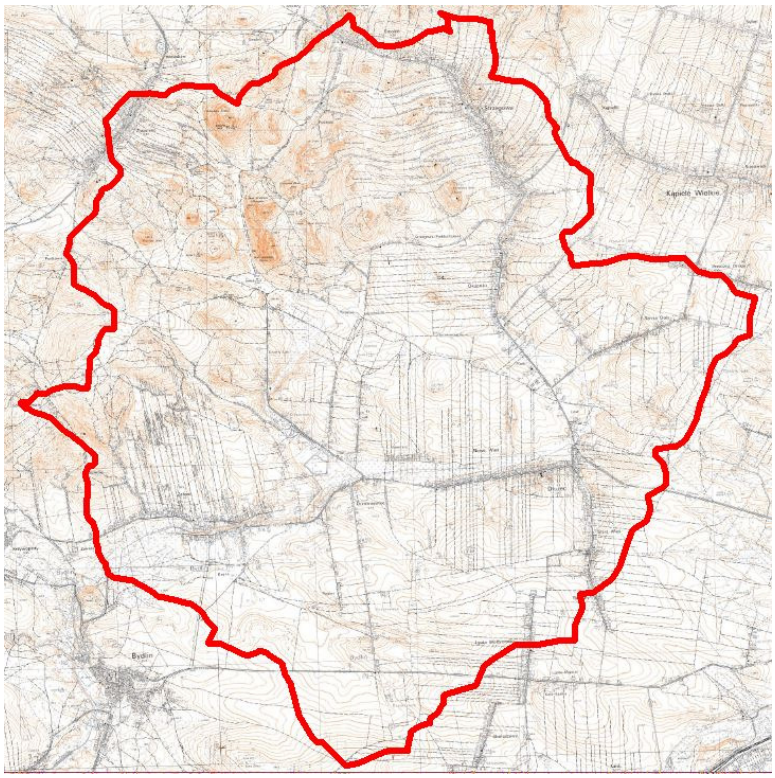


Rys. 8 Wartości CN w zlewni. Strzegowa.

2.3. Obszar Załęże

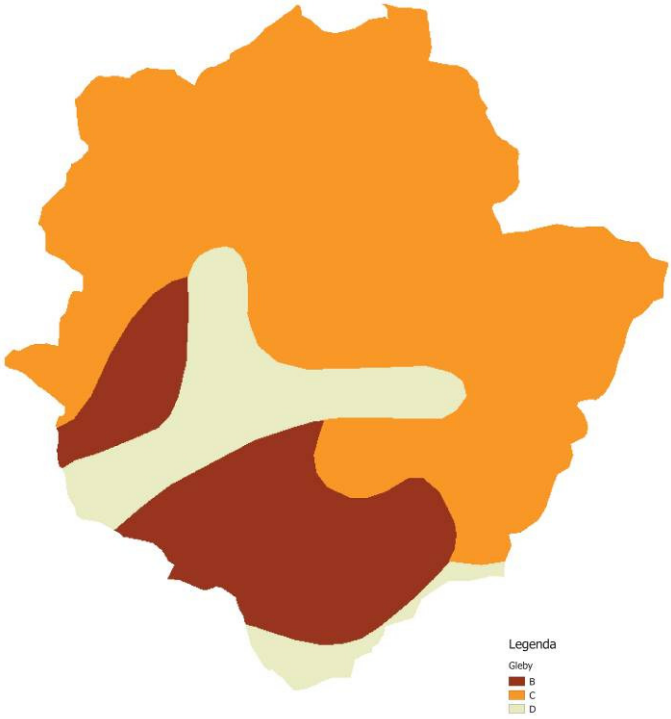
Tarnówka jest prawobrzeżnym dopływem Białej Przemszy do której uchodzi w miejscowości Golczowice. Powierzchni zlewni w analizowanym przekroju wynosi 32,9 km^2. Rzeka wypływa ze źródeł leżących na wysokości 360 m n.p.m. w miejscowości Nowa Wieś. W obrębie Wyżyny Częstochowskiej Tarnówka płynie w kierunku południowo-zachodnim. Całkowita długość rzeki wynosi 10,5 km, a średni spadek 3,6 %.

Na rzeźbę terenu zlewni Tarnówki składają się wyżyny i płaskowyże z resztkami zrównań oraz pogórza przeważnie o wyrównanej powierzchni.



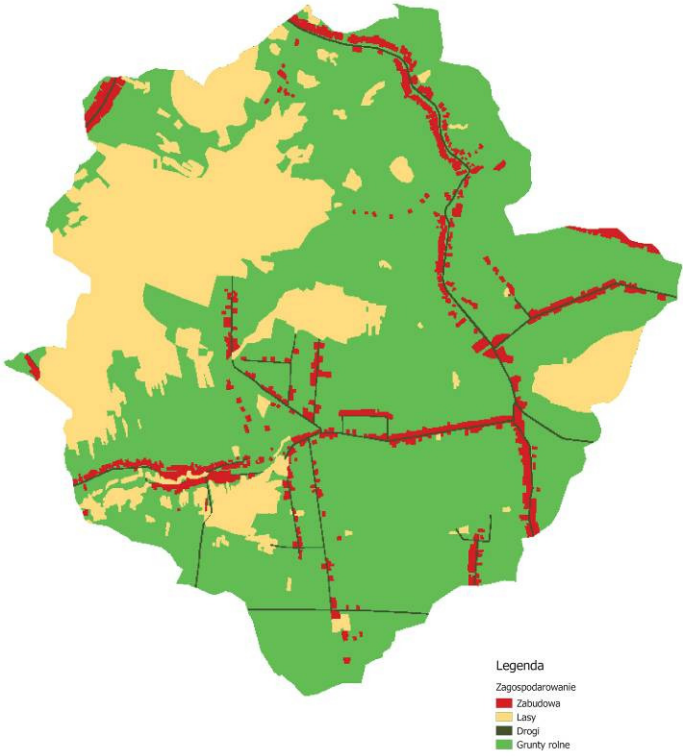
Rys. 9 Zlewnia rzeki Tarnówki

Na terenie zlewni występują w większości gleby wytworzone z lessów. W południowo-wschodniej części wytworzył się kompleks gleb brunatnych i rędzin oraz gleby glejowe z piasków i glin wapiennych.

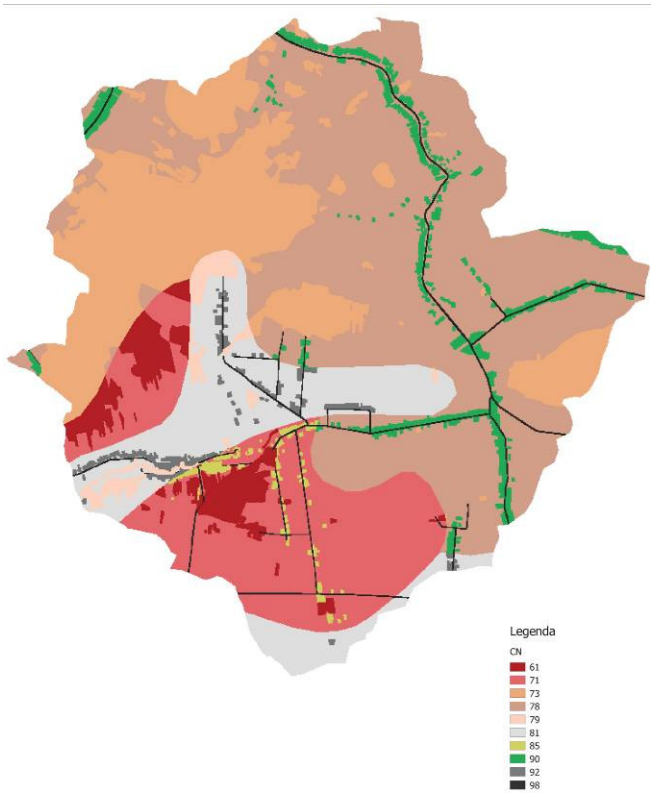


Rys. 10 *Rodzaje gleb w zlewni. Załęże.*

Na obszarze zlewni przeważają grunty rolne, lasy w większości występują w jej północno - zachodniej części.



Rys. 11 *Zagospodarowanie terenu w zlewni. Załęże.*



Rys. 12 Wartości CN w zlewni. Załęże.

W ramach niniejszego opracowania skoncentrowano się na wskazanym przez Zamawiającego obszarze, obejmującym wieś Załęże. W rejonie tym w chwili obecnej wody opadowe spływają ze stoku wzgórza powyżej (na północ) głównej drogi powiatowej w większości w sposób niekontrolowany przez tereny rolnicze (górne partie wzgórza) w kierunku terenów zabudowanych poniżej. Strugi spływu powierzchniowego, formującego się w trakcie opadów długotrwałych lub nawalnych kierują się na południe w stronę zabudowań. W związku z faktem, że jezdnia ulicy stanowi na większości swojej długości barierę spływu wód, rów drogowy przy ulicy istnieje jedynie fragmentarycznie, a kilka istniejących przepustów jest w złym stanie technicznym, posiadających niewystarczającą przepustowość woda zbiera się powyżej jezdni, następnie przelewa się przez nią.

3. Analiza zagrożenia powodziowego. Stan istniejący

3.1. Inwentaryzacja terenów zalewowych dla przepływów o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia

Inwentaryzację terenów zalewowych dla przepływu o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia na obszarze analizowanych terenów przedstawiono w części rysunkowej w skali 1:10000. Określono tereny zagrożone powodzią dla przepływu $Q_{maxp1\%}$ (tzw. woda stuletnia)

Wyniki przeprowadzonych symulacji pozwalają na formułowanie wniosków dotyczących położenia charakterystycznych głębokości, poziomów wód oraz dotyczących kierunków przepływu wody w analizowanym rejonie.

Na rysunkach w części rysunkowej przedstawiono rozkład spływu powierzchniowego na analizowanych terenach, wskazując miejsca najbardziej narażone na podtopienia. Analiza tego rozkładu pozwala na określenie przepływów w dowolnie wybranym przekroju dla każdego z analizowanych scenariuszy opadowych.

3.2. Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne

Przedmiotem obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych jest analiza warunków, panujących w analizowanych zlewniach oraz ciekach i rowach.

W ramach obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych wykonano szereg odpowiednich analiz:

- wykonanie modelu całości zlewni (stan aktualny) w celach modelowania opadu w odpływ i określenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w dowolnym przekroju,

- obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki w przekroju miejscowości Załęże, metodą formuły opadowej,
- optymalizacja lokalizacji ewentualnych lokalizacji zbiorników retencyjnych (określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej, określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych),
- optymalizacja pracy zaproponowanych zbiorników retencyjnych w różnych wariantach,
- obliczenia warunków hydraulicznych panujących na analizowanych obszarach tj. w rowach, korytach cieków dla stanu istniejącego oraz dla proponowanych rozwiązań koncepcyjnych,

3.2.1. Symulacje hydrologiczne i hydrauliczne zlewni

Dla jak najlepszego odwzorowania warunków hydrologicznych i hydraulicznych zdecydowano się wykonać matematyczne modele analizowanych zlewni opierające się na numerycznym modelu terenu. W taki sposób wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia mogą być w sposób dokładny określone w każdym przekroju analizowanego obszaru.

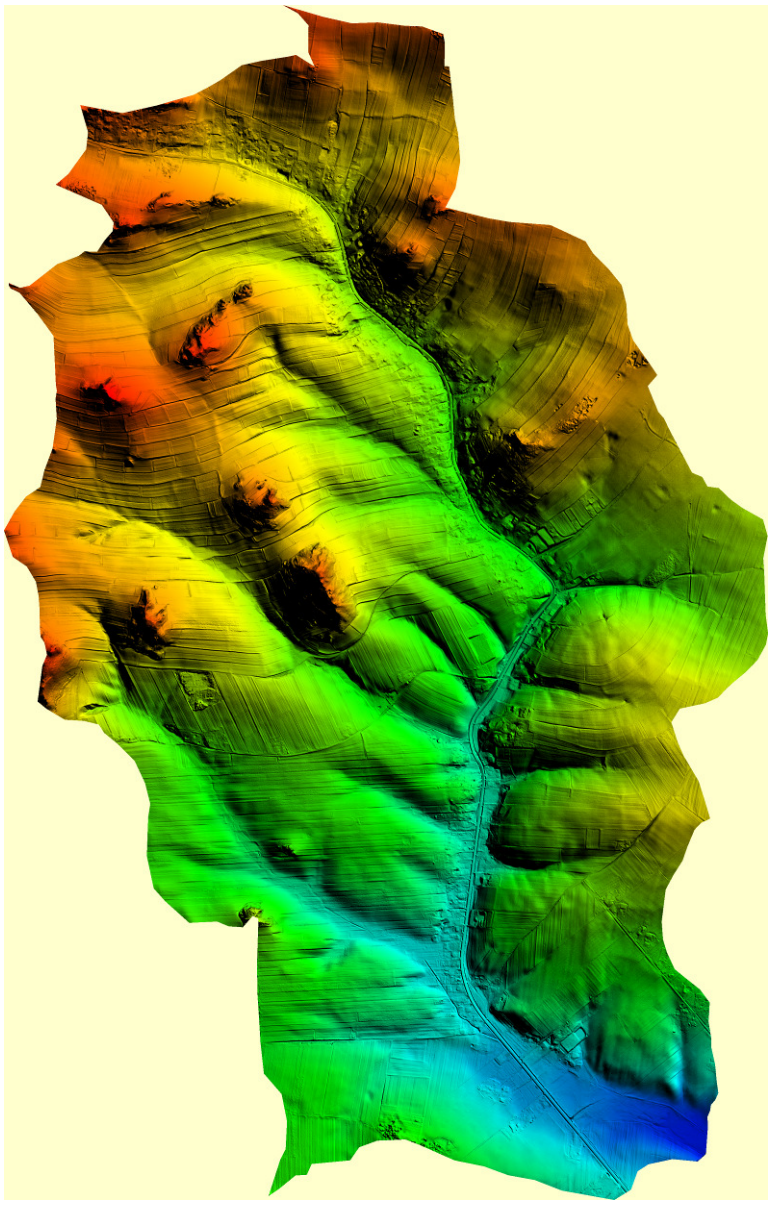
W opracowaniu oparto się zarówno na numerycznym modelu terenu (NMT):

- dla Załęża i Strzegowej - dostępnym w Centralnym Ośrodku Geodezji i Kartografii (model ten powstał w ramach programu ISOK i cechuje go bardzo wysoka dokładność – został wykonany techniką LIDAR skaningu laserowego (naloty w 04.2013 r., 4 punkty pomiarowe na 1 m^2),

- dla Poręby Wielkiej – w związku z faktem że w okresie wykonywania opracowania nie był dostępny jeszcze model w Centralnym Ośrodku Geodezji i Kartografii zdecydowano się zlecić opracowanie numerycznego modelu terenu specjalistycznej firmie, wykonującej naloty i opracowującej model metodą ortofotogrametryczną (wielkość piksela 2 cm).

W obliczeniach zastosowano połączony model hydrologiczny i hydrauliczny. Dla celów modelowania transformacji opadu całkowitego w opad efektywny wybrano szeroko stosowaną na świecie metodę SCS.

Poniżej przedstawiono przykładowy NMT dla obszaru Strzegowa.



Rys. 13 Numeryczny Model Terenu. Obszar (zlewnia) Strzegowa

Symulacje hydrauliczne analizowanego układu zlewni i koryt wykonano przy pomocy specjalistycznego oprogramowania, służącego do analiz hydraulicznych. GUAD|2D jest aplikacją, która rozwiązuje najbardziej złożone problemy w branży dwuwymiarowych modeli hydraulicznych. Większość modeli, w przeciwieństwie do GUAD|2D, posiada ograniczone możliwości symulacji (np. ze względu na brak możliwości rozwiązania numerycznego pewnych przypadków) lub są dedykowane mało zróżnicowanym terenom. Program GUAD|2D opiera się na najnowszych rozwiązaniach obliczeń numerycznych.

Przepływ wody jest regulowany przez podstawowe prawa zachowania masy i pędu przy założeniu tzw. „płytkiej wody". Oznacza to, że proces wyrównywania średniej głębokości wiąże się z założeniem rozkładu pionowego ciśnienia hydrostatycznego. Wyrażenie ma

postać zbioru hiperbolicznych równań nieliniowych, które w dwu wymiarach, wiążą głębokość wody, jak również dwie składowe prędkości,

$$\frac{\partial \mathrm{U}}{\partial t}+\frac{\rho}{\nabla \mathrm{E}}=\frac{\partial \mathrm{U}}{\partial t}+\frac{\partial \mathrm{F}}{\partial x}(\mathrm{U})+\frac{\partial \mathrm{G}}{\partial y}(\mathrm{U})=\mathrm{S}(x,y,\mathrm{U})$$

$$\mathbf{U}=(h,q_x,q_y)^T \qquad \mathbf{F}=\left(q_x,\frac{q_x^2}{h}+\frac{gh^2}{2},\frac{q_xq_y}{h}\right)^T \qquad \mathbf{G}=\left(q_y,\frac{q_xq_y}{h},\frac{q_y^2}{h}+\frac{gh^2}{2}\right)^T$$

gdzie:

qx=uh, qy=vh – przepływy jednostkowe, jako składowe kartezjańskie kierunków

h – głębokość wody ,

g – przyspieszenie ziemskie,

(u,v) – średnie składowe wartości prędkości (wektora U).

Obszar symulacji w celach obliczeniowych jest zdyskretyzowany w siatce tzw „gridu” – prostokątnej siatce numerycznej, który podlega następnie triangularyzacji do siatki nieregularnych trójkątów. Struktury sieci kartezjańskich są prostsze, natomiast niestrukturalne sieci trójkątów oferują większe zdolności obliczeniowe.

Każde oczko siatki obliczeniowej (w symulacjach przyjęto wielkość jej boku jako 1 m) posiada zdefiniowaną, odpowiednią szorstkość terenu (n=0,02 – 0,06).

W symulacjach jako dolny warunek brzegowy przyjęto przepływ krytyczny w przekroju zamykającym analizowany odcinek.

W opracowaniu przyjęto scenariusze dla opadów o różnym czasie trwania (od 15 minut do 6 godzin) i prawdopodobieństwie przewyższenia p=1%.

3.2.2. Model transformacji opadu

Opadem efektywnym nazywamy tę część średniego opadu całkowitego, która poprzez spływ powierzchniowy kształtuje hydrogram odpływu powierzchniowego. Wysokość opadu efektywnego obliczono modelem o parametrach rozłożonych, odejmując od opadu całkowitego wysokość intercepcji, infiltracji i lokalną retencję powierzchniową.

W metodzie SCS opad efektywny Ht uzależniony jest od średniego opadu całkowitego Pt oraz rodzaju gleb, sposobu użytkowania terenu zlewni i wilgotności gleby w okresie poprzedzającym opad. Wszystkie te czynniki ujmuje bezwymiarowy parametr CN (CurveNumber), związany z maksymalną retencją zlewni S, o wartościach zmieniających się w zakresie od 0 do 100:

$$S = 25.4\,(\frac{1000}{CN} - 10\,)$$

Opad efektywny Ht po czasie t = i Δt (gdzie Δt jest przyjętym przedziałem czasowym, a i jest liczbą przedziałów) obliczamy ze wzoru:

$$\begin{cases} H_t = \sum_{j=1}^{i} \Delta H_j = 0 & gdy \quad (P_t - 0.2S) \le 0 \\ H_t = \sum_{j=1}^{i} \Delta H_j = \dfrac{(P_t - 0.2S)^2}{P_t + 0.8S} & gdy \quad (P_t - 0.2S) > 0 \end{cases}$$

gdzie: Ht - wysokość średniego w zlewni opadu efektywnego w przedziale czasu (0, t) w mm,

Pt - wysokość opadu średniego w zlewni w przedziale czasu (0, t,) w mm,

ΔHj - wysokość opadu efektywnego w przedziale Δt w mm,

Z podanych zależności obliczono opad efektywny, przyjmując wartość parametru CN zależną od rodzaju gleb i użytkowania powierzchni z tablic opracowanych przez SCS.

Dla każdej zlewni obliczono wartość retencji S dla średniej wartości parametru CN zależnej od rodzaju pokrycia i sposobu użytkowania powierzchni zlewni oraz rodzaju gleb.

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

gdzie: CNsr - średnia wartość parametru CN,

CNr - wartość parametru CN,

Ar - powierzchnia cząstkowa zlewni w km2,

A - całkowita powierzchnia zlewni w km2.

Zgodnie z przyjętą klasyfikacją, gleby podzielono na cztery grupy:

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 iły piaszczyste

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

W przypadku analizowanych zlewni przyjęto kategorie gleb według mapy hydrograficznej Polski, a sposób zagospodarowania według ortofotomapy.

Przy zróżnicowanym rodzaju gleb i pokryciu zlewni, parametr CN zwykle oblicza się jako wartość średnią z wagą określoną jako stosunek powierzchni jednorodnych do całkowitej powierzchni zlewni. W wykorzystanym modelu komputerowym nie ma konieczności używania średniej ważonej – poszczególne węzły obliczeniowe mają przypisaną unikalną wartość parametru CN. Mapę rozkładu parametru CN w zlewniach przedstawiono w rozdziale 2.

W symulacjach zadano opady nawalne o różnych czasach i prawdopodobieństwie przewyższenia p=1%.

Natężenia deszczu miarodajnego obliczono wg metody opracowanej przez Błaszczyka:

$$q = \frac{6{,}631 * \sqrt[3]{H^2 C}}{t^{0{,}67}}$$

gdzie t – czas trwania opadu [min],

H – wysokość średniego opadu z wielolecia [700 mm],

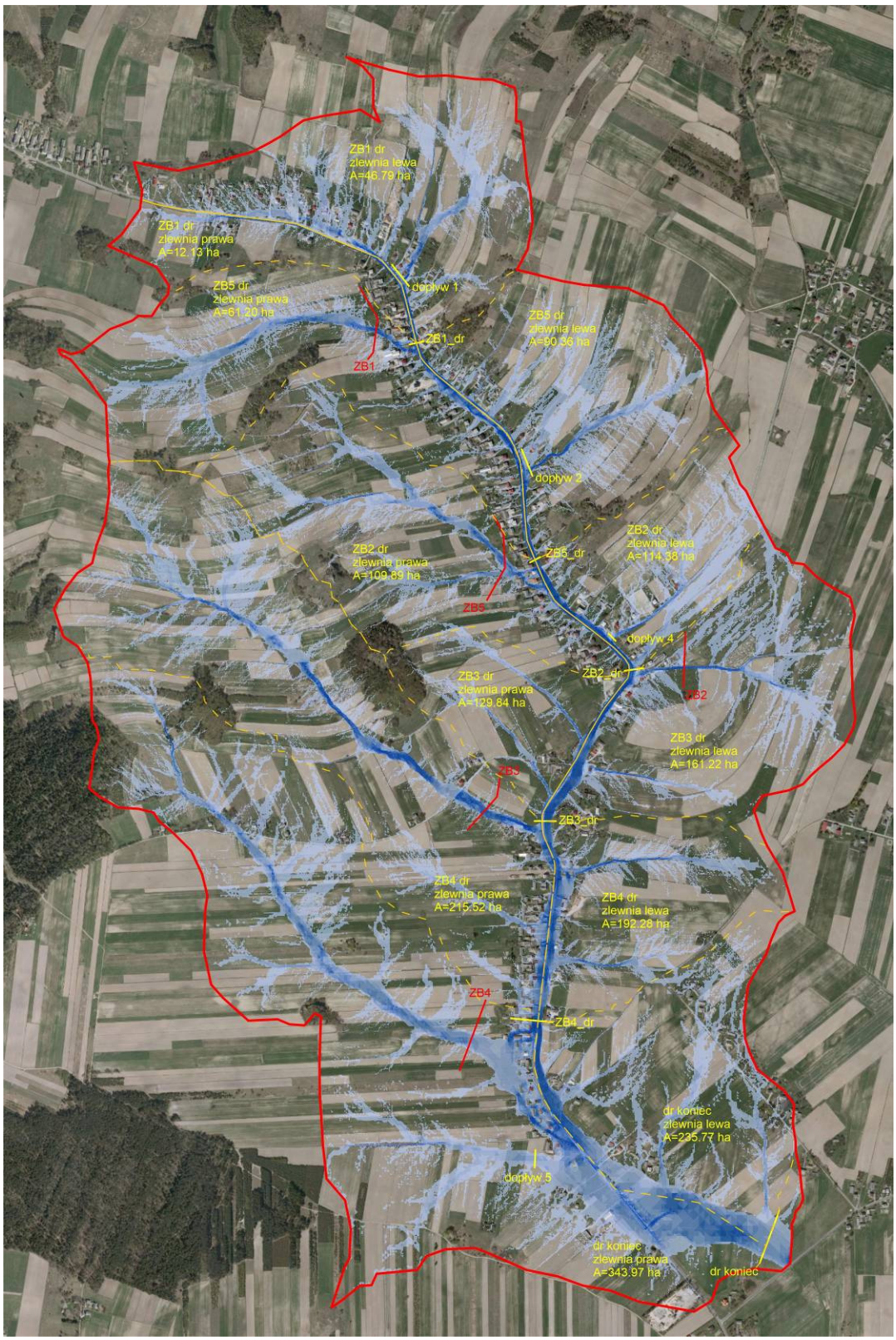
C = 100/p – częstość występowania deszczu.

Natężenia oraz wysokość opadu przedstawiono w tabeli poniżej.

	15 min	1 h	3 h	6 h
p=1%	399 l/sha, 35.9 mm	158 l/sha, 56.9 mm	76 l/sha, 82.0 mm	48 l/sha, 103.3 mm

Tabela 1. Natężenia deszczów obliczeniowych

W wyniku przeprowadzonych symulacji otrzymano bardzo szczegółowe dane w postaci kierunków i wartości prędkości przepływu, głębokości i poziomów wody dla każdego punktu analizowanego terenu. Poniżej przedstawiono przykładową mapę spływów dla obszaru Strzegowa z podziałem na poszczególne zlewnie.



Rys. 14 Mapa spływów – obszar Strzegowa

Do dalszych analiz wytypowano kilka przekrojów obliczeniowych i dla nich określono odpowiadające im przepływy. Lokalizacje przekrojów oraz przebieg hydrogramów przedstawiono w części rysunkowej (Rysunki. 2.1 – 2.3).

W tabelach poniżej zestawiono wartości kulminacji przepływów w przyjętych lokalizacjach.

Rys. 15 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Poręba

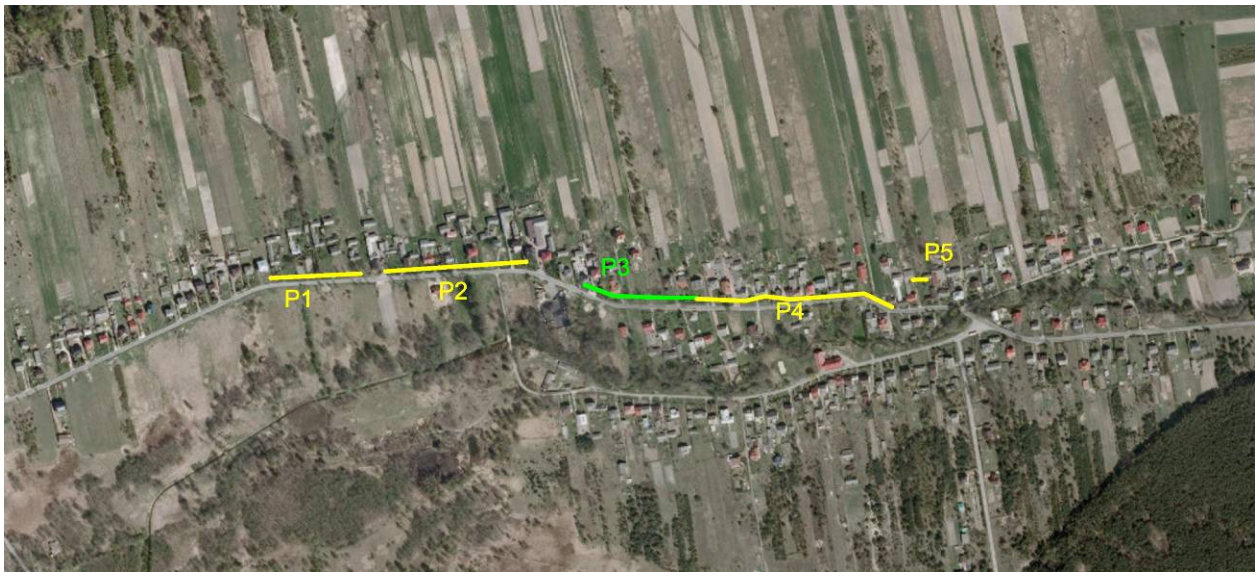
Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
dopływ 1	13.08	8.51	5.41
dopływ 2	7.3	4.43	3.04
dr 1	20.63	13.91	9.27
dr 2	21.49	15.76	10.82

Tabela 1 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach - Poręba Górna.

Rys. 16 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Strzegowa

Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
Zb1	3.05	1.54	0.99
Zb2	2.66	1.54	0.81
Zb3	5.48	3.35	2.06
Zb4	5.45	3.94	2.74
Zb5	2.85	1.44	0.85
Zb1 dr	6.27	3.66	2.33
Zb2 dr	19.54	12.86	8.33
Zb3 dr	22.91	16.5	11.31
Zb4 dr	33.24	22.58	15.62
Zb5 dr	14.08	8.64	5.88
dopływ 1	1.85	1.07	0.66
dopływ 2	2.07	1.23	0.65
dopływ 4	0.91	0.55	0.36
dopływ 5	1.3	0.78	0.5
dr koniec	30.19	30.75	22.21

Tabela 2 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach - Strzegowa.



Rys. 17 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Załęże

Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
P1	6.76	4.5	3.15
P2	1.52	0.91	0.64
P3	1.12	0.8	0.6
P4	2.57	1.43	0.91
P5	1.83	1.08	0.71

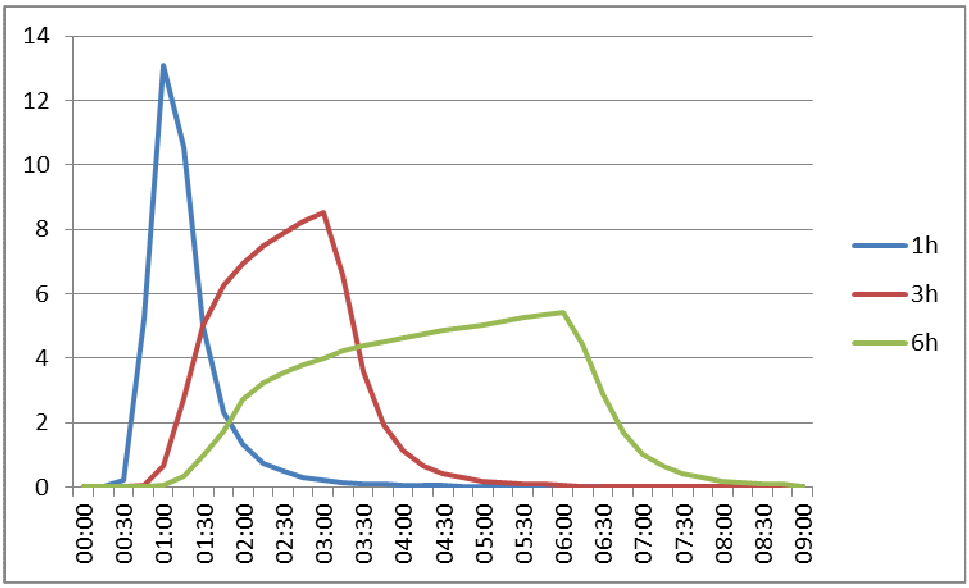
Tabela 3 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach – Załęże.

Symulacje wskazują, że czas koncentracji dla analizowanych zlewni to w większości przypadków 1 godzina.

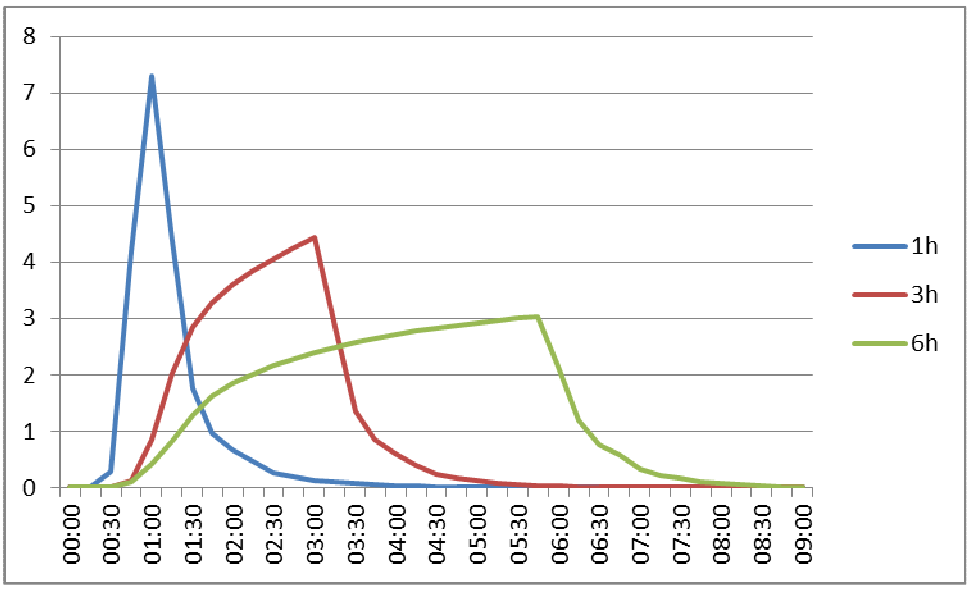
Do dalszych analiz przyjęto właśnie ten przepływ, w przypadku optymalizacji wielkości zbiorników retencyjnych i wymiarów ich spustów pod uwagę wzięto wszystkie hydrogramy (hydrogramy o mniejszej kulminacji, ale o dłuższym czasie trwania dają większą objętość).

Wykresy symulowanych hydrogramów o prawdopodobieństwie przewyższenia p=1% i różnym czasie trwania opadu pokazano poniżej.

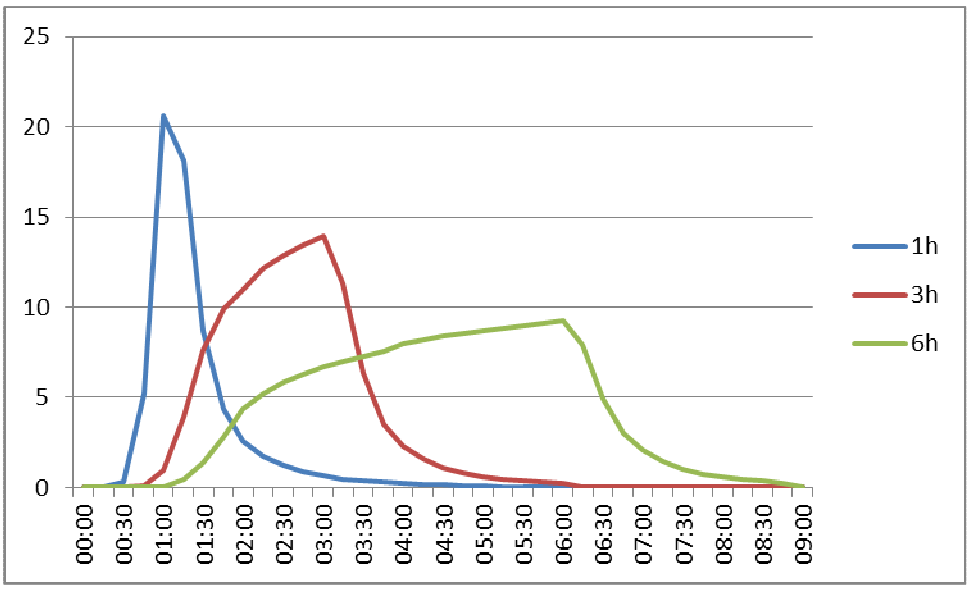
PORĘBA GÓRNA



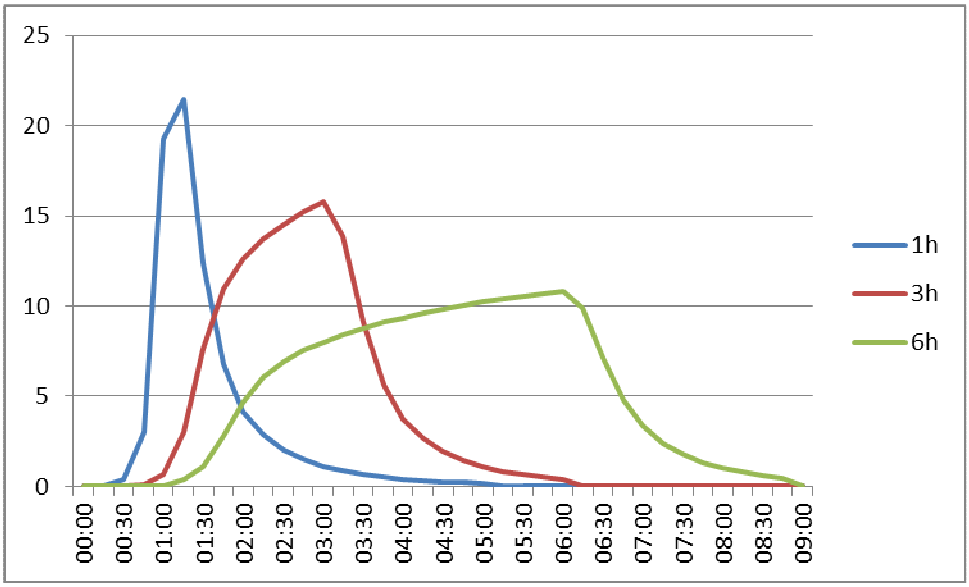
Rys. 18 Hydrogramy – Poręba Górna, dopływ 1.



Rys. 19 Hydrogramy – Poręba Górna, dopływ 2.

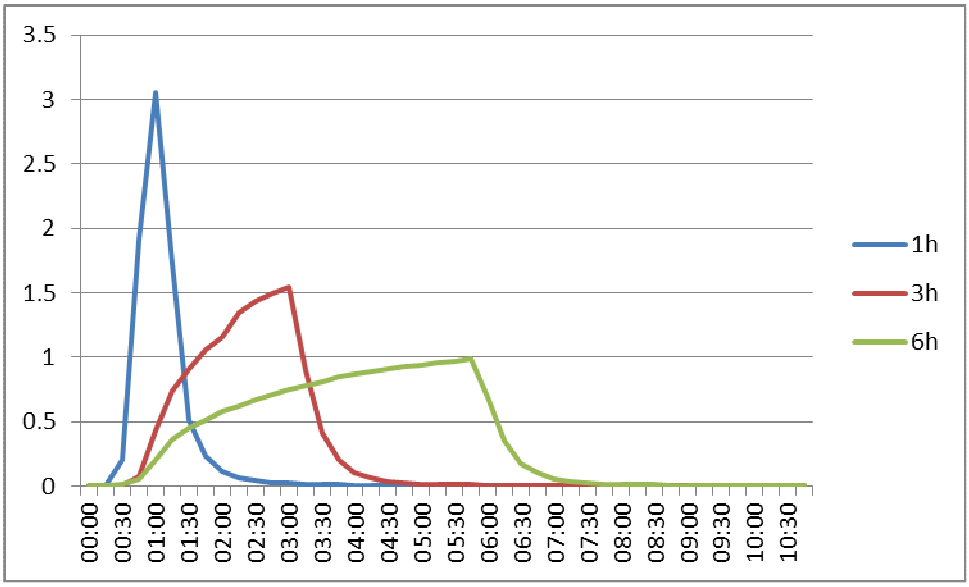


Rys. 20 Hydrogramy – Poręba Górna, dr 1.

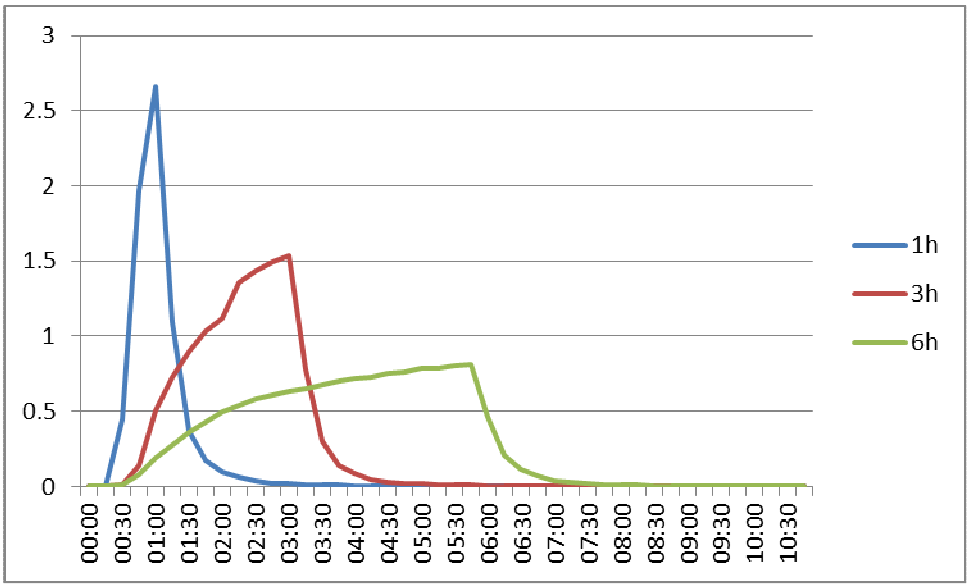


Rys. 21 Hydrogramy – Poręba Górna, dr 1.

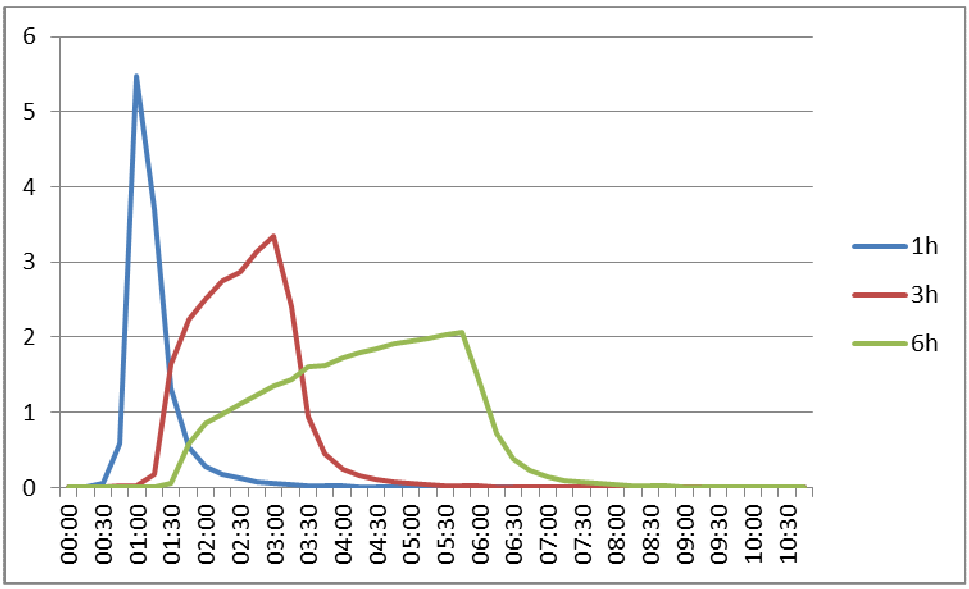
STRZEGOWA



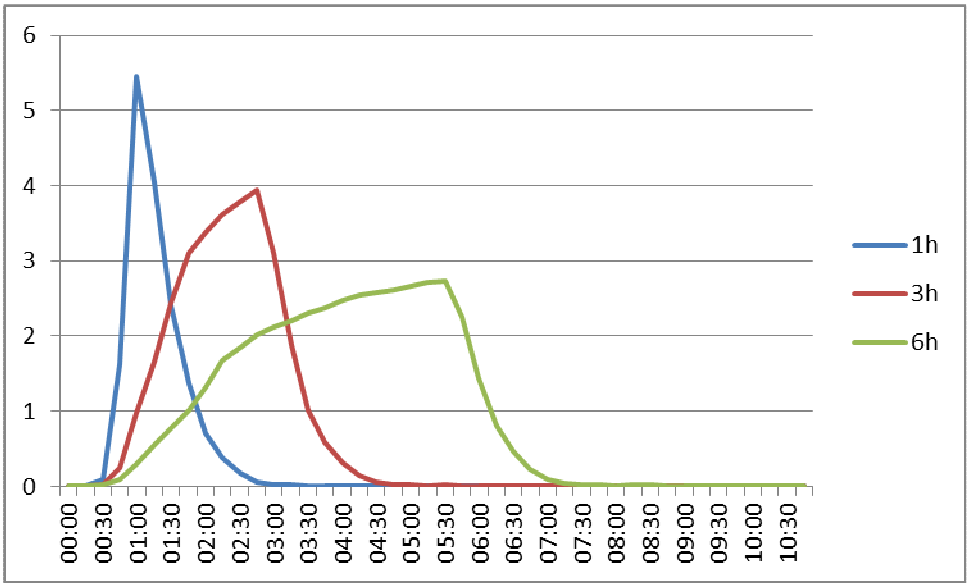
Rys. 22 Hydrogramy - Strzegowa, Zb1.



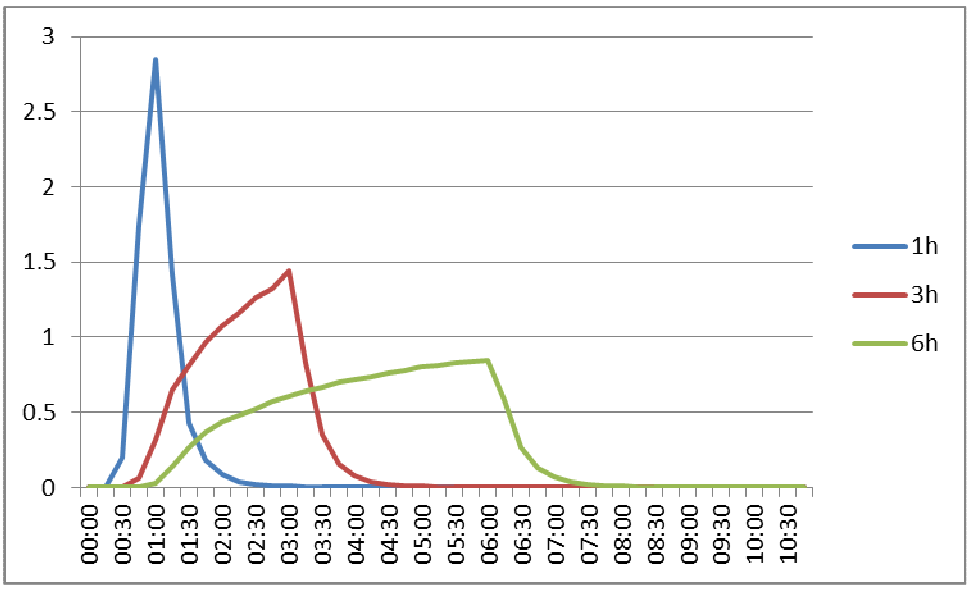
Rys. 23 Hydrogramy - Strzegowa, Zb2.



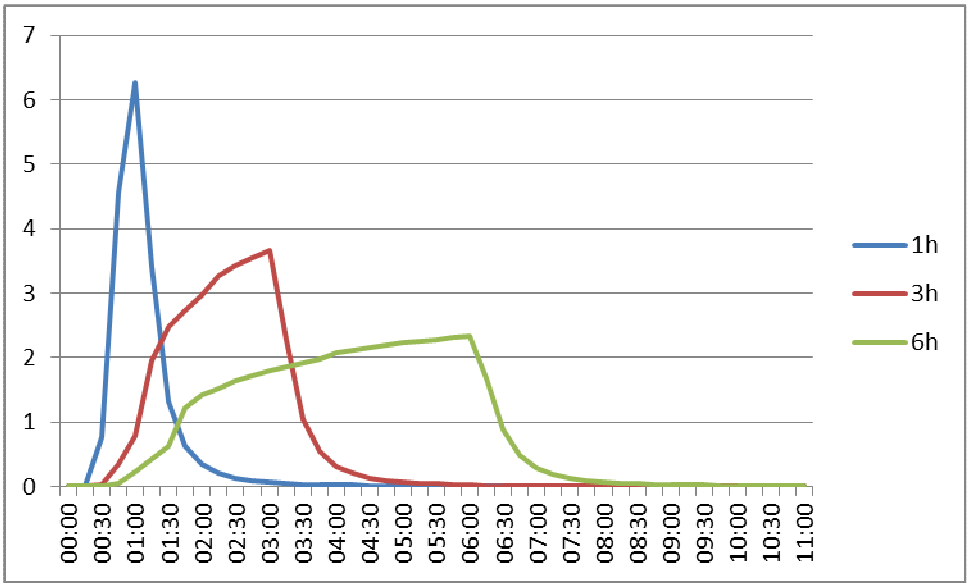
Rys. 24 Hydrogramy - Strzegowa, Zb3.



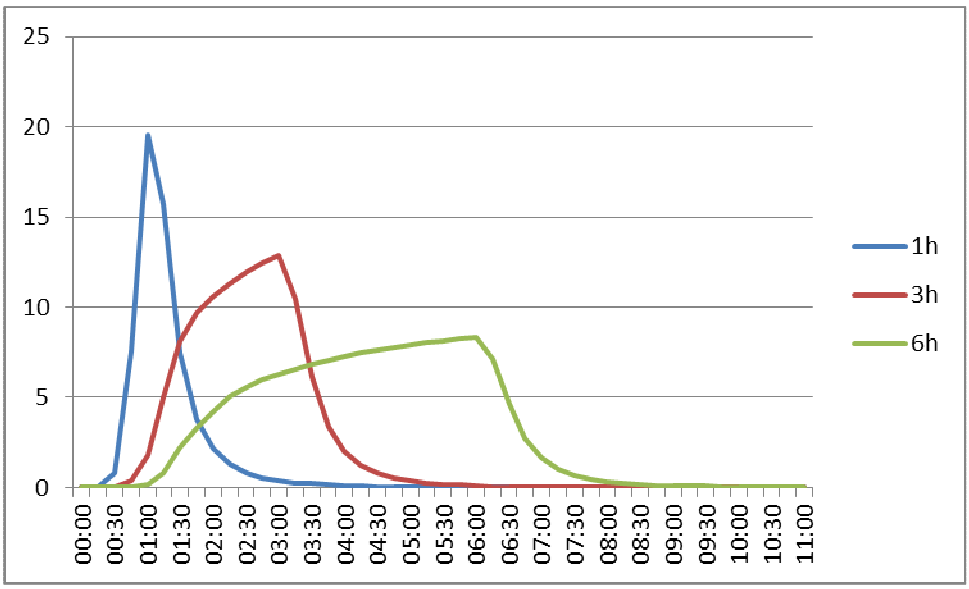
Rys. 25 Hydrogramy - Strzegowa, Zb4.



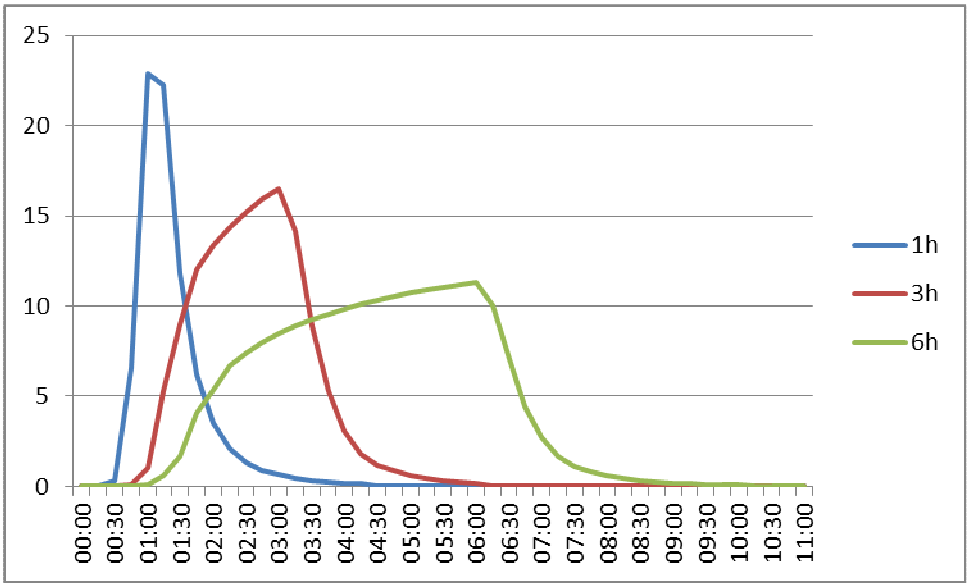
Rys. 26 Hydrogramy - Strzegowa, Zb5.



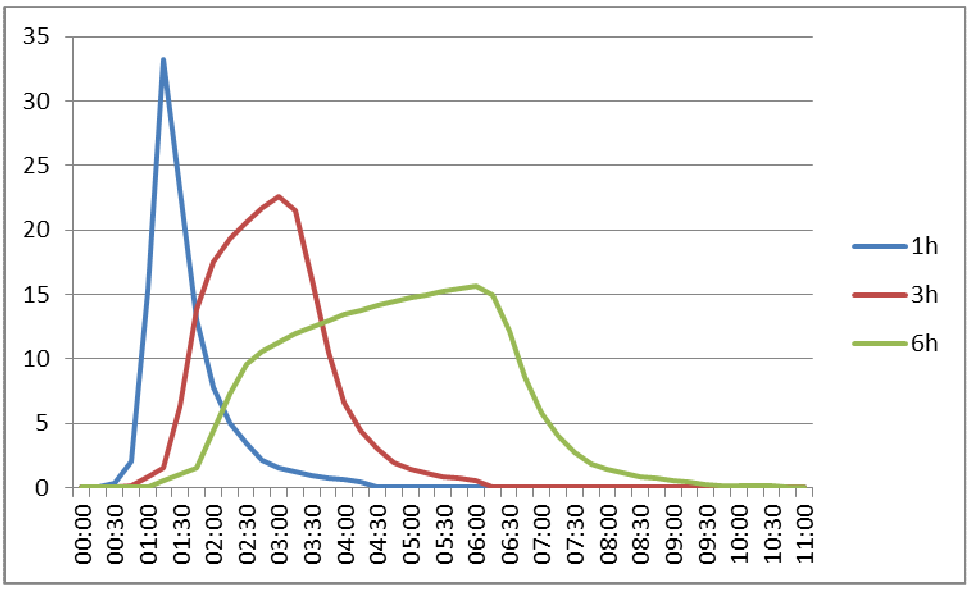
Rys. 27 Hydrogramy - Strzegowa, Zb1 dr.



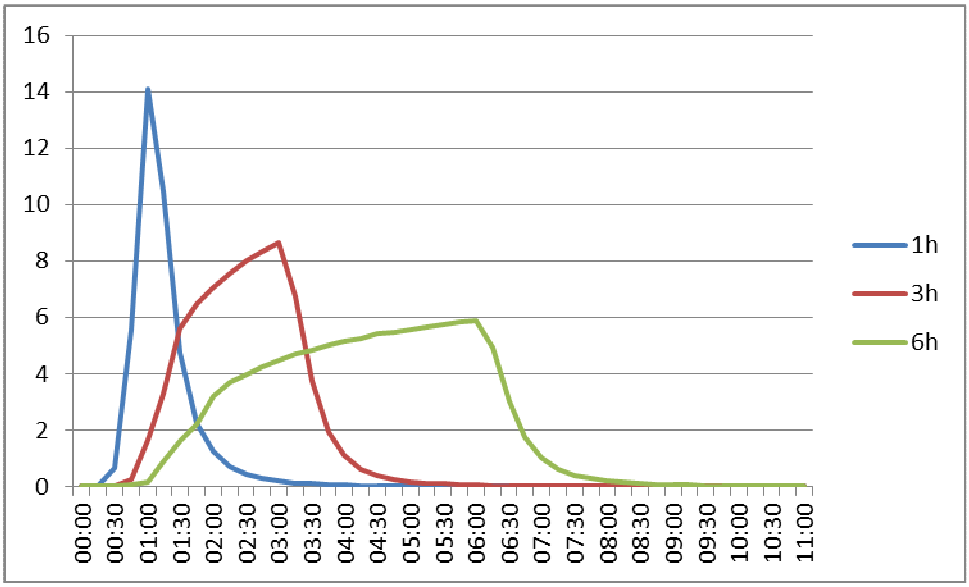
Rys. 28 Hydrogramy - Strzegowa, Zb2 dr.



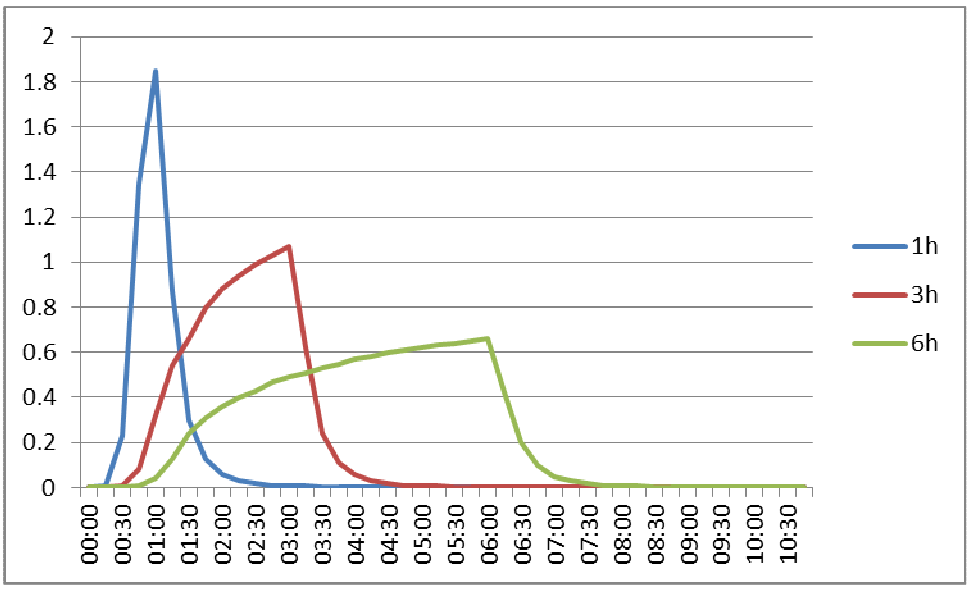
Rys. 29 Hydrogramy - Strzegowa, Zb3 dr.



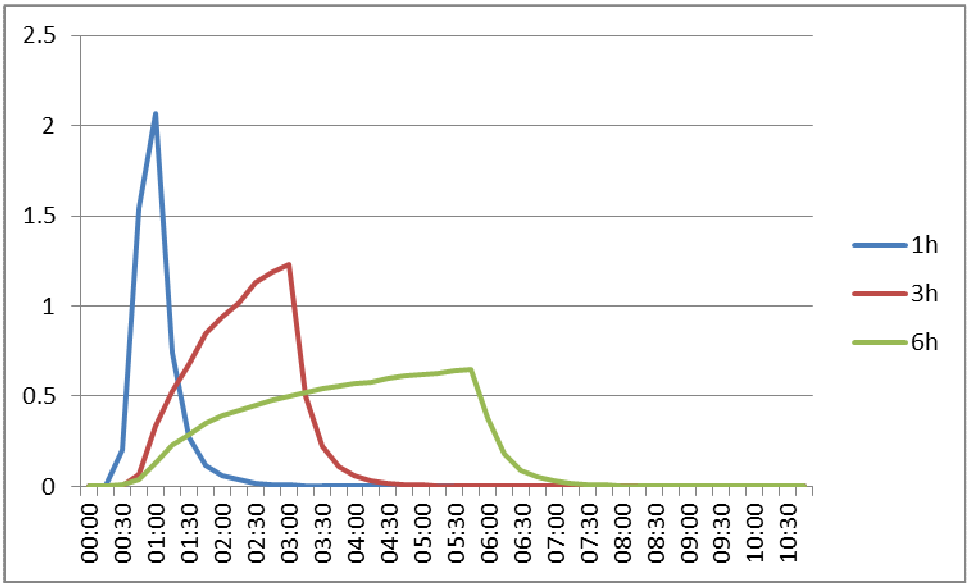
Rys. 30 Hydrogramy - Strzegowa, Zb4 dr.



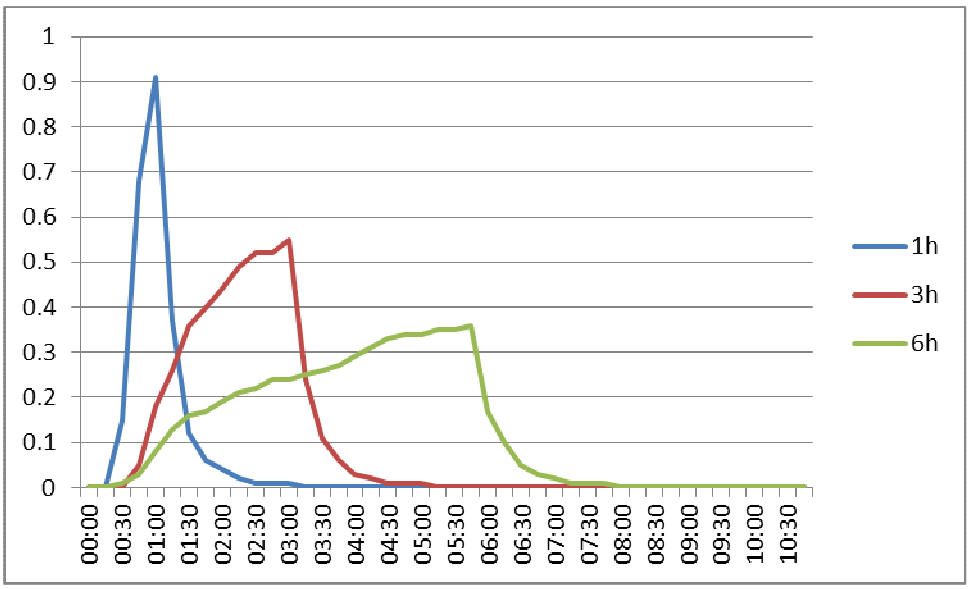
Rys. 31 Hydrogramy - Strzegowa, Zb5 dr.



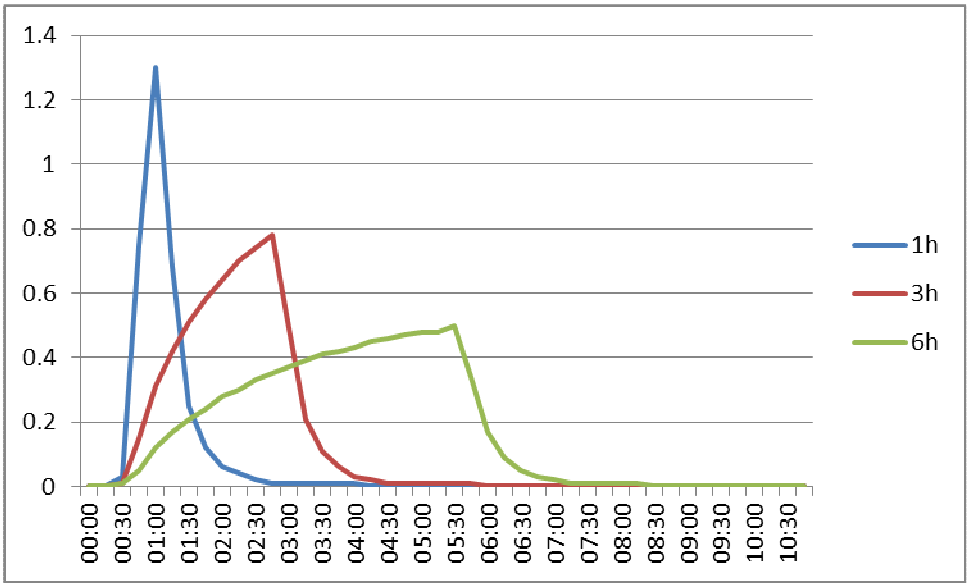
Rys. 32 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 1.



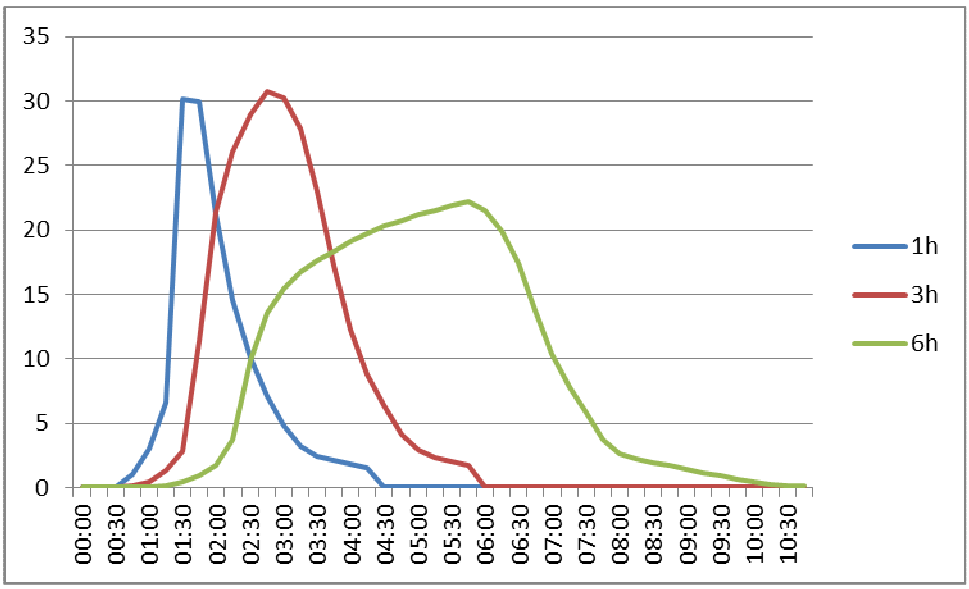
Rys. 33 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 2.



Rys. 34 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 4.

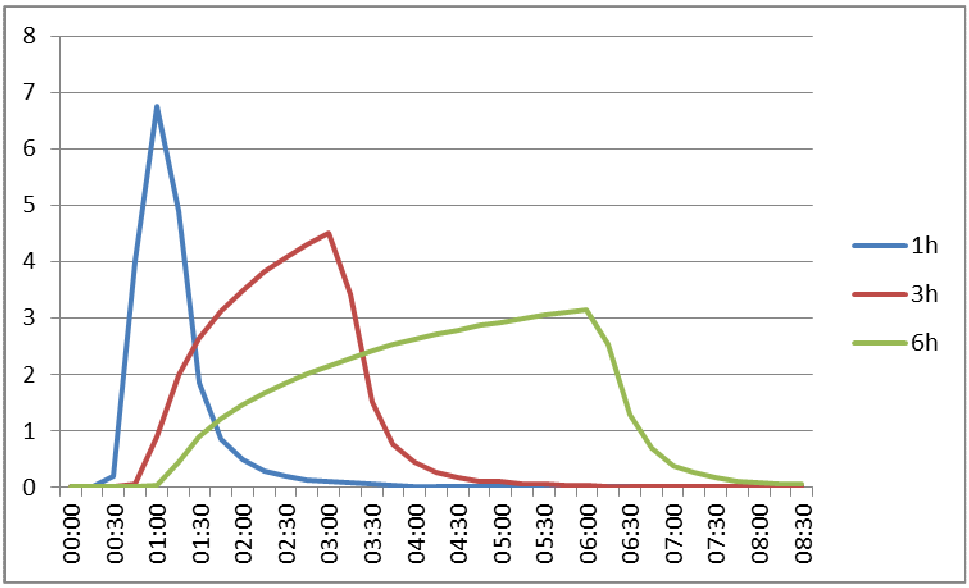


Rys. 35 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 5.

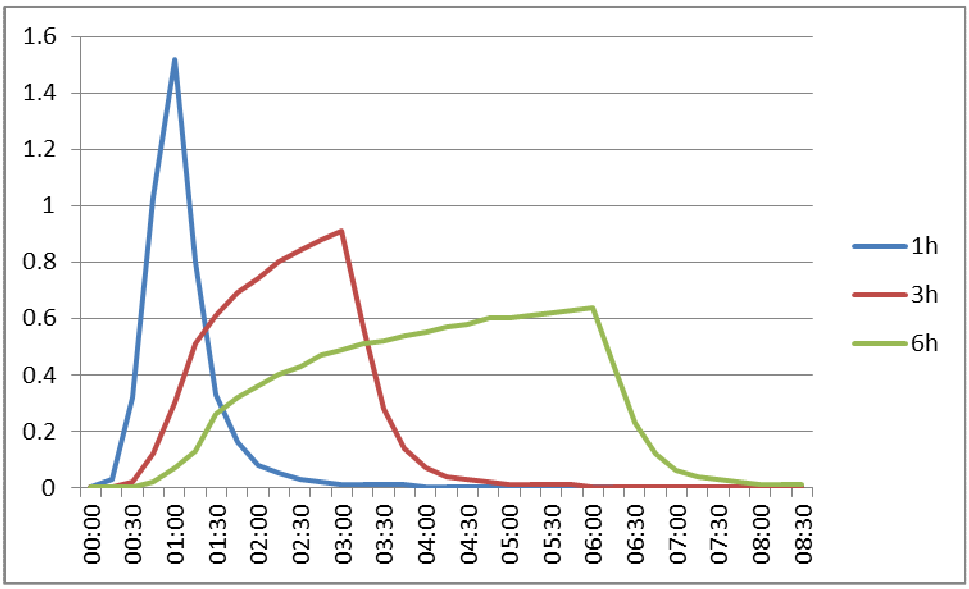


Rys. 36 Hydrogramy - Strzegowa, dr koniec.

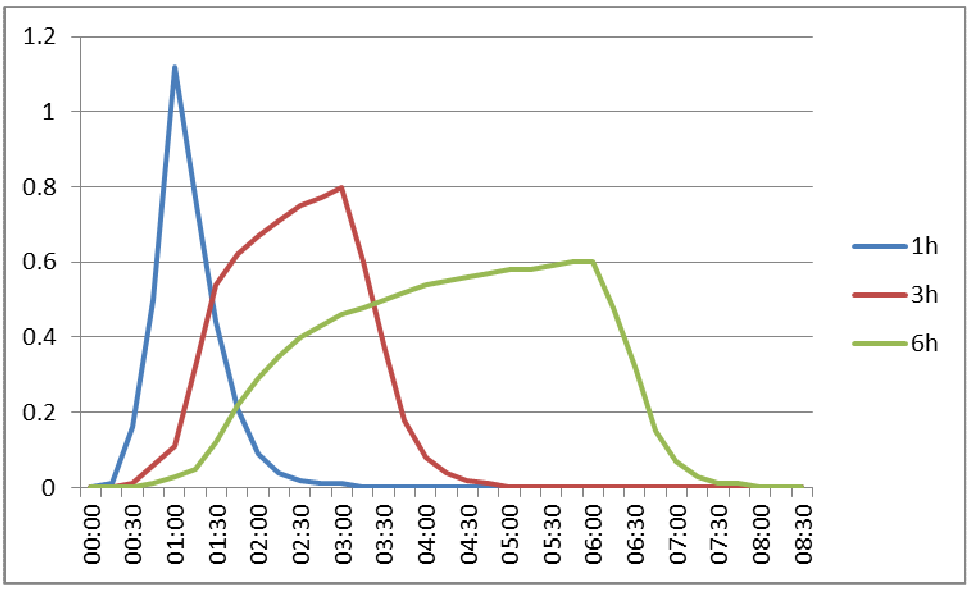
ZAŁĘŻE



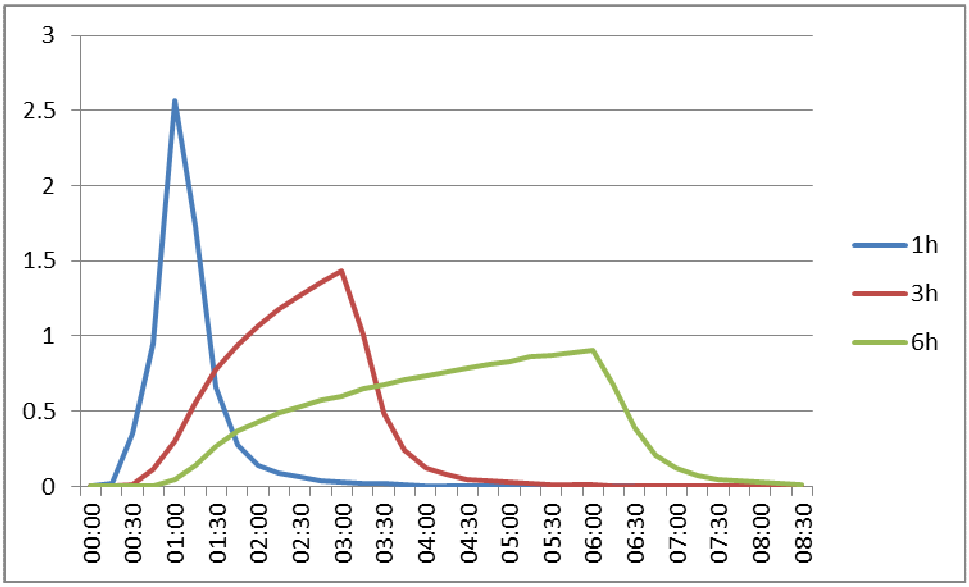
Rys. 37 Hydrogramy - Załęże, P1.



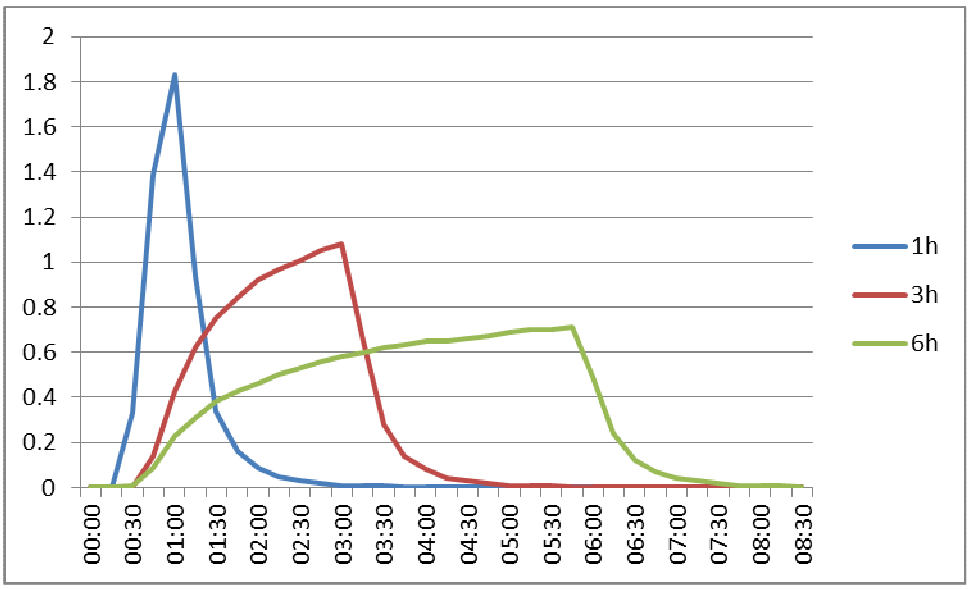
Rys. 38 Hydrogramy - Załęże, P2.



Rys. 39 Hydrogramy - Załęże, P3.



Rys. 40 Hydrogramy - Załęże, P4



Rys. 41 Hydrogramy - Załęże, P5.

3.2.3. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki

Celem tych obliczeń jest określenie charakterystycznych wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w Tarnówce, będącej odbiornikiem wód spływających z rejonu drogi w Załężu. Znajomość tych wartości pozwoli na oszacowanie wpływu poziomu wody na odbiór wód opadowych z przepustów, zlokalizowanych w ciągu drogi powiatowej w Załężu. Analizowany ciek nie jest kontrolowany wodowskazem.

Metoda formuły opadowej, zalecana jest przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej do obliczeń przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach niekontrolowanych o powierzchniach mniejszych niż 50 km^2.

Formuła opadowa:

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

gdzie:

Q_p - przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie p, m^3/s,

f - bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,

F_1 - bezwymiarowy maksymalny moduł odpływu jednostkowego,

φ - bezwymiarowy współczynnik odpływu,

H_1 - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1%, mm,

A - powierzchnia zlewni, km^2,

λ_p bezwymiarowy kwantyl rozkładu dla założonego prawdopodobieństwa p,

δ_j - bezwymiarowy współczynnik redukcji jeziornej.

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

$$I_{r1} = \frac{2000F}{(L+l)^2}$$

gdzie:

I_{r1} - spadek cieku, ‰.

F – powierzchnia pod wykresem sporządzonego profilu, km^2,

L+l - długość cieku głównego wraz z suchą doliną, km,

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:

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

gdzie:

m - miara szorstkości koryta odczytana z tabeli.

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

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

gdzie:

l_s - średnia długość stoków obliczona z obliczona z podanego wzoru w km,

m_s - miara szorstkości stoków odczytana z tabeli,

I_s - średnia długość stoków obliczony z podanego wzoru, km.

$$l_s = \frac{1}{1{,}8\,\rho}$$

gdzie:

ρ - gęstość sieci rzecznej obliczona jako iloraz sumy długości cieku głównego oraz jego dopływów wraz z suchymi dolinami i powierzchni zlewni, 1/km 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 warstwic w m,

k - długość warstwicy w km,

r - liczba warstwic.

Charakterystykę przedmiotowej zlewni (w przekroju Załęża) wraz z parametrami wchodzącymi w skład używanej formuły oraz wyniki obliczeń pokazano w załączniku.

W tabeli 2 zestawiono wyniki obliczeń.

Prawdopodobieństwo p [%]	Przepływ Q_{maxp} [m^3/s]
1	23.2
5	14.8
10	11.2
20	7.9
50	3.4

Tabela 2. Przepływy maksymalne roczne Tarnówki w przekroju Załęże.

Obliczone wartości kulminacji, mimo przyrostu zlewni w stosunku do przekroju poniżej Strzegowej są zbliżone do wartości, obliczonych w ramach modelowania. W przypadku tego typu zlewni, o stromych i głębokich dolinach w źródłowych odcinkach oraz szerokich i płaskich odcinkach poniżej to zjawisko jest często obserwowane.

4. Proponowane rozwiązania techniczne

4.1. Poręba Górna

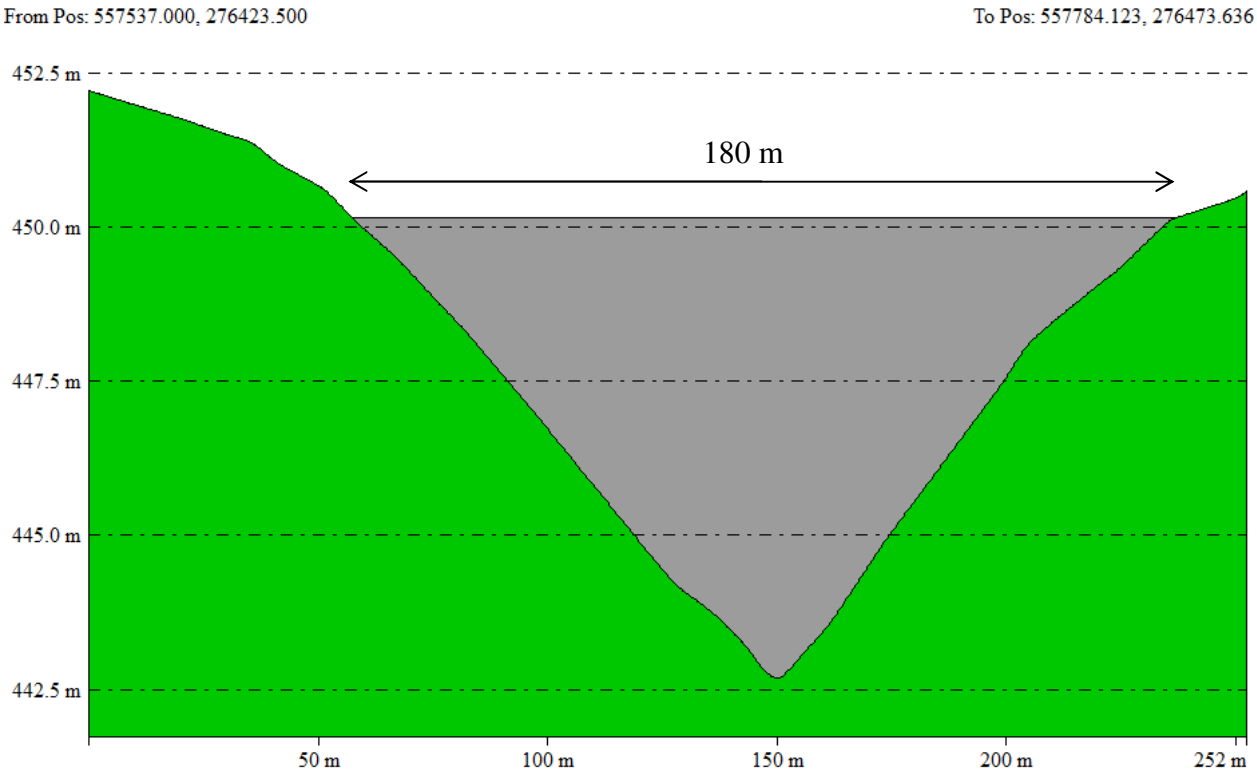
Istniejące uwarunkowania (droga odcinkowo w dnie doliny, zabudowa, zlokalizowana punktowo w dolinie, brak wykształconego koryta cieku, rowy o zbyt małej przepustowości) sprawiają, że w czasie intensywnych opadów formujące się cieki stwarzają zagrożenie podtopieniami, wdzierając się na teren gospodarstw. W ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację dwóch suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinie głównej oraz w na dopływie. Lokalizacja zbiorników poprzedzona była analizą terenu, wielkości przepływów w strugach w dnach dolin, możliwymi do osiągnięcia wielkościami objętości retencyjnej. Przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

Lokalizację zbiorników przedstawiono w części rysunkowej, a poniżej pokazano dolinowe przekroje poprzeczne dla zapór. Wysokość korony zapory wynika z maksymalnej rzędnej zwierciadła wody, powiększonej o 1 metr bezpiecznego wzniesienia.

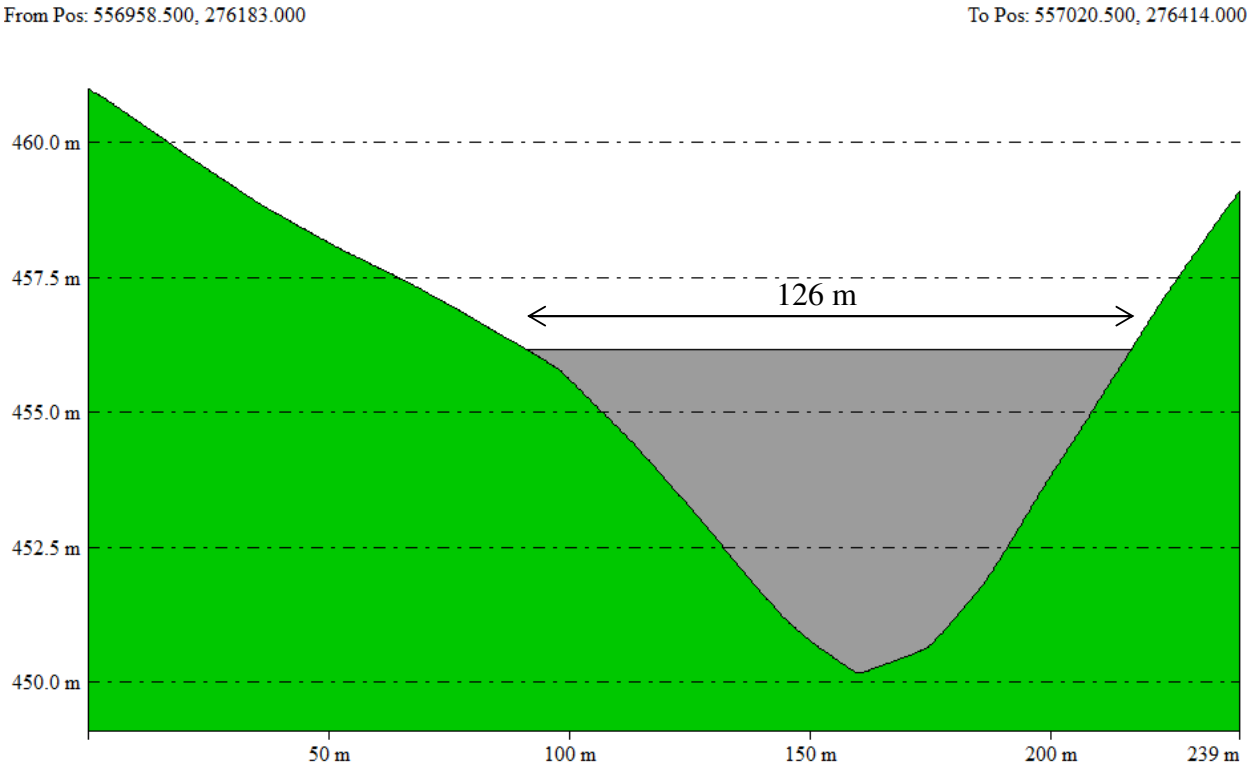
W tabeli poniżej zestawiono wszystkie charakterystyczne wielkości opisujące zbiorniki oraz ich działanie.

Krzywe pojemności poszczególnych zbiorników przedstawiono w załącznikach oraz poniżej.

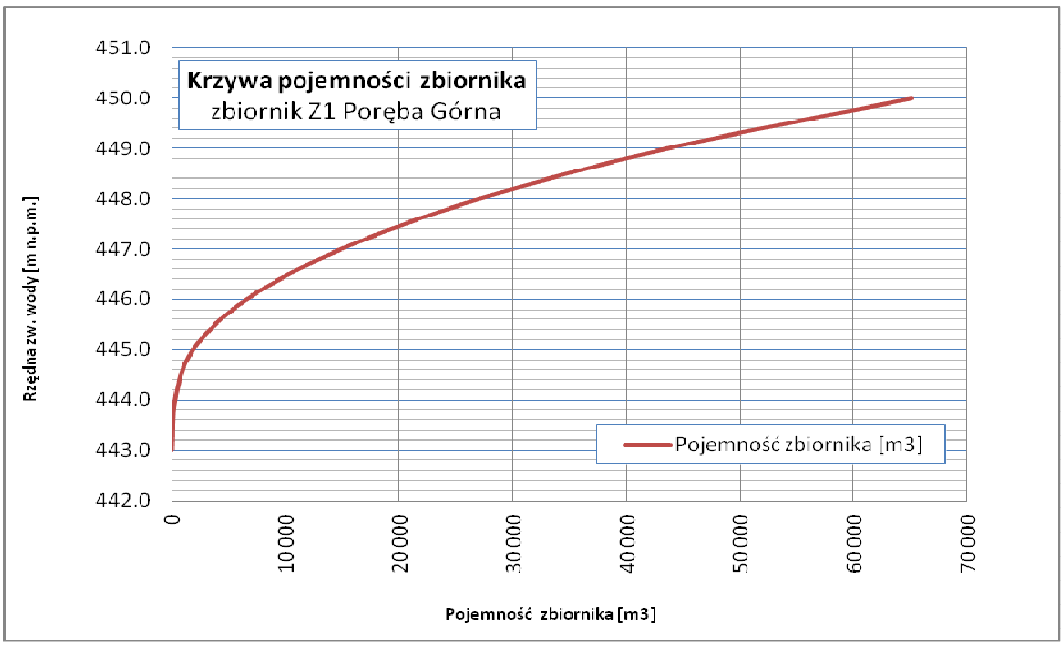
Lokalizację zbiorników przedstawiono w części graficznej.



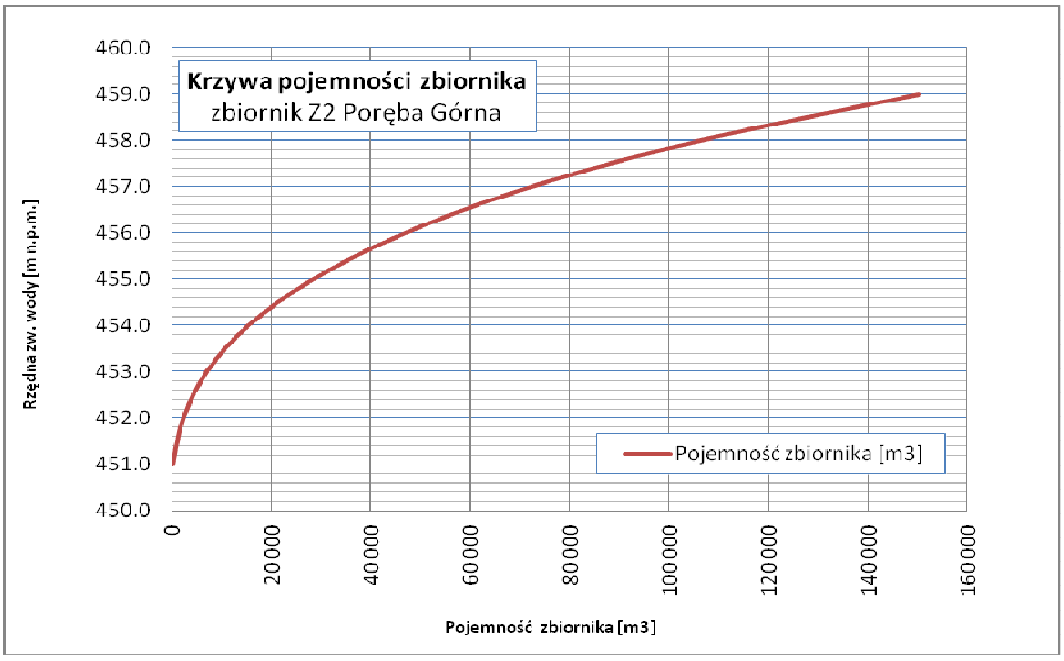
Rys. 42 Przekrój przez zaporę zbiornika Z1



Rys. 43 Przekrój przez zaporę zbiornika Z2



Rys. 44 Krzywa pojemności zbiornika Z1



Rys. 45 Krzywa pojemności zbiornika Z2

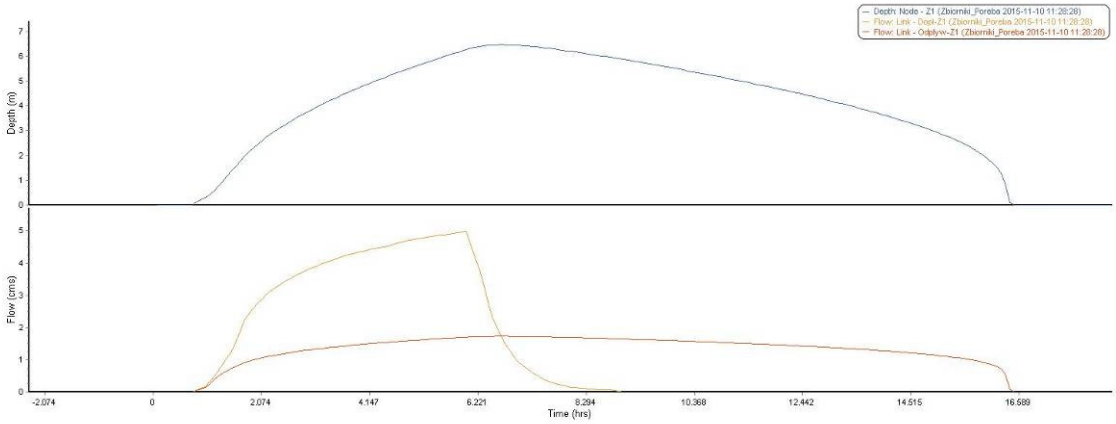
W ramach opracowania analizowano oraz optymalizowano pracę zbiorników retencyjnych w zaproponowanych lokalizacjach. Wyniki symulacji pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

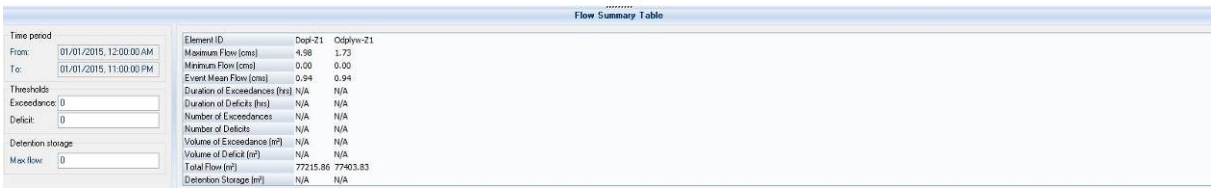
Symulacje wykonano przy pomocy oprogramowania SWMM (*Storm Water Management System*), pozwalającego na modelowanie skomplikowanych układów,

wprowadzanie upustów dennych, przelewów i innych elementów, mających wpływ na hydraulikę układu. Dynamiczne symulacje prowadzono, bazując na otrzymanych w wyniku wcześniej prowadzonych symulacji (oprogramowanie GUAD2D) oraz krzywych objętości zbiornika otrzymanych na podstawie aktualnego numerycznego modelu terenu (technologią skaningu laserowego).

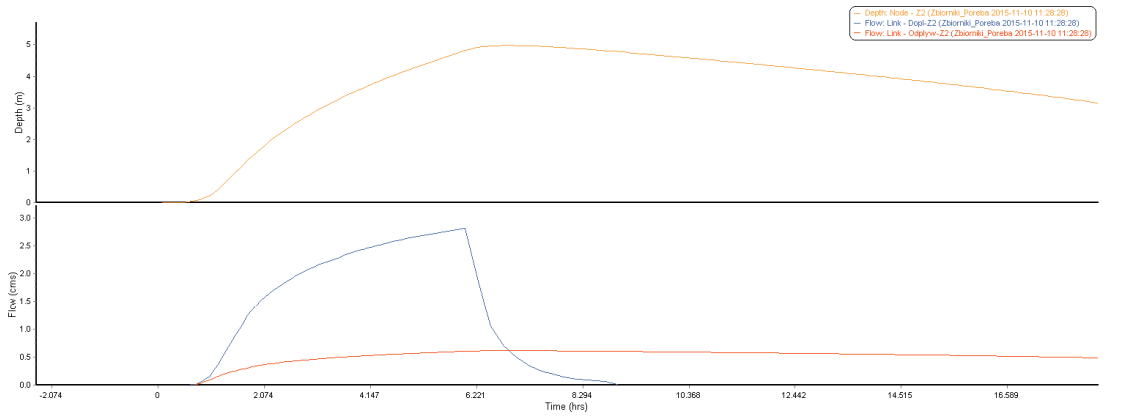
Założono, że odpływ ze zbiornika limitowany będzie przepustowością upustu dennego w komorze wylotowej zbiornika.

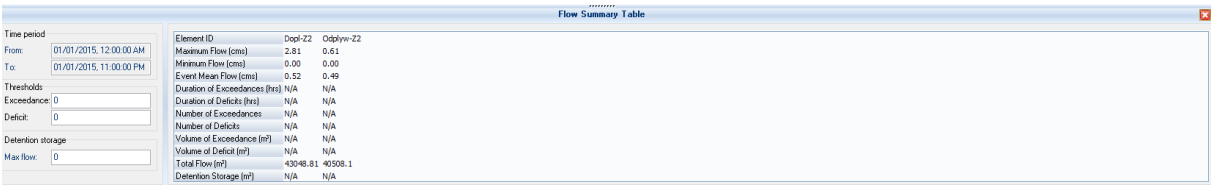
Poniżej zestawiono wyniki analiz dla poszczególnych analizowanych scenariuszy powodziowych oraz średnic rurociągów upustowych (napełnienie zbiornika, dopływ do i odpływ ze zbiornika).



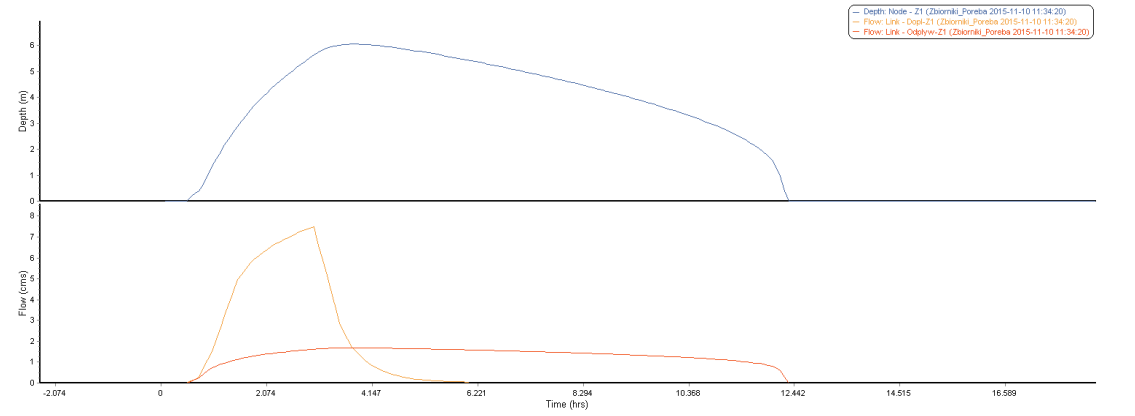


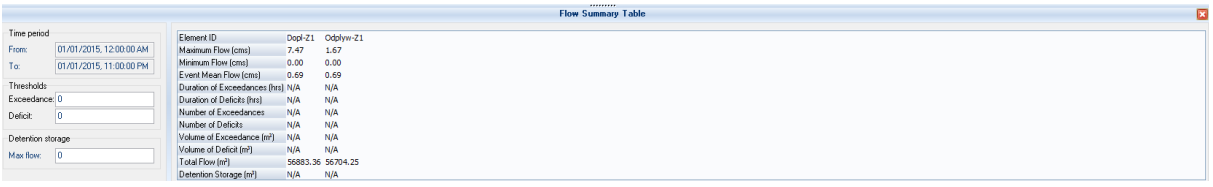
Rys. 46 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=6h



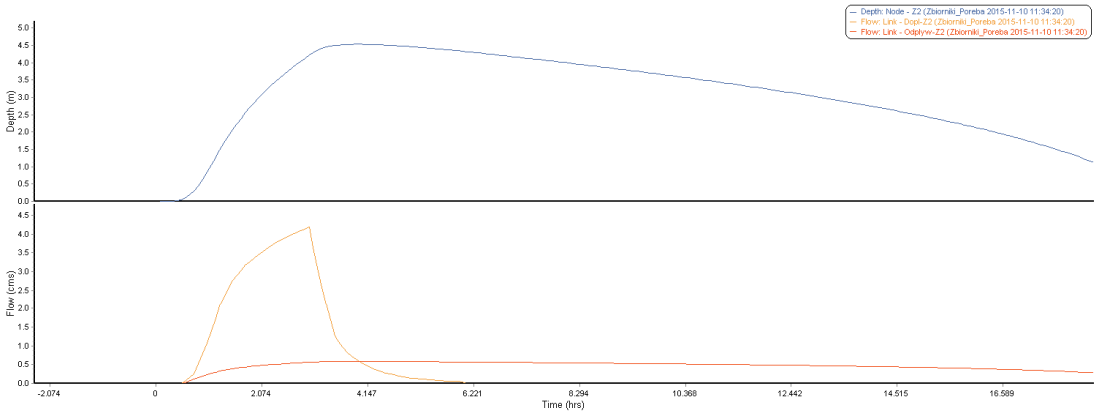


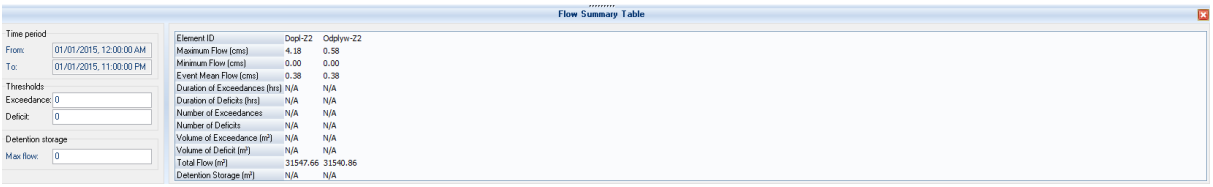
Rys. 47 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=6h



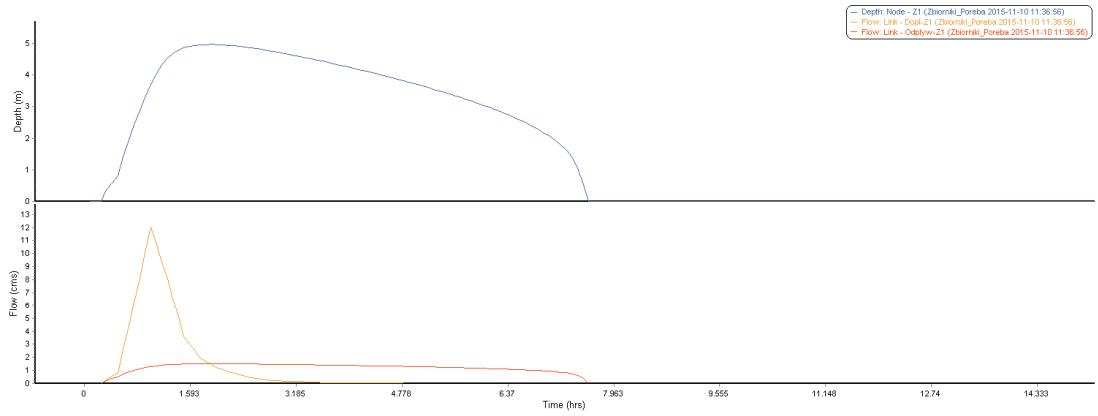


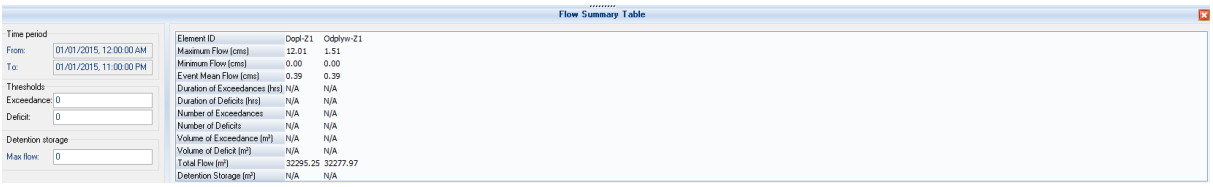
Rys. 48 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=3h



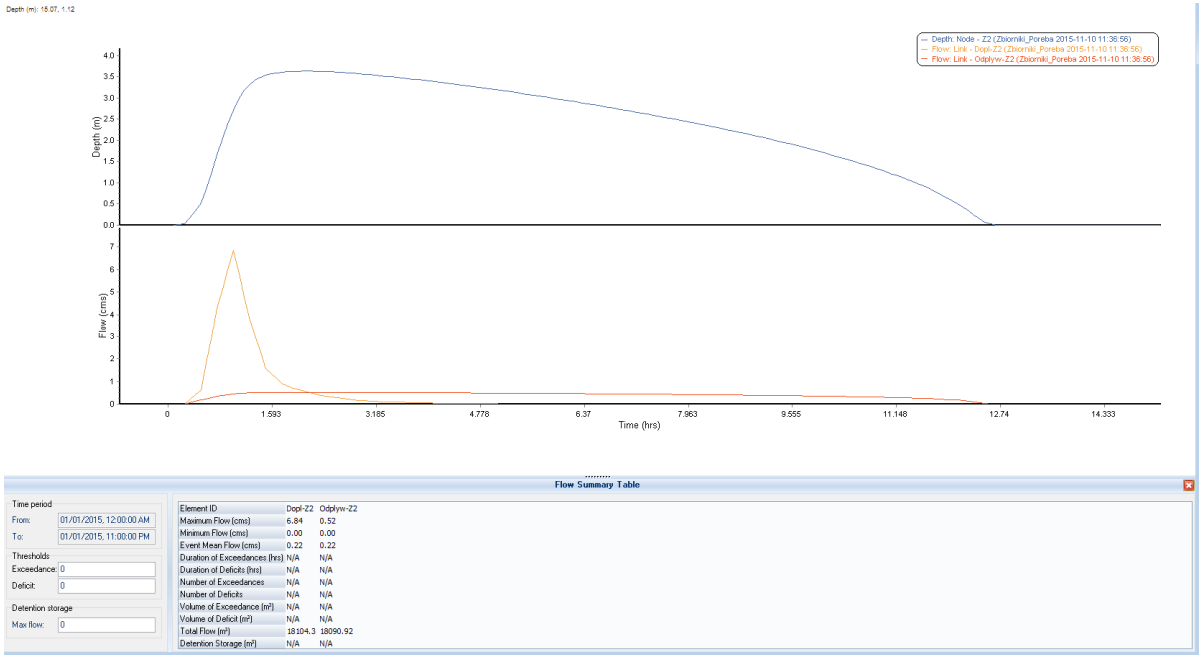


Rys. 49 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=3h





Rys. 50 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=1h



Rys. 51 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=1h

Poniżej w tabeli zestawiono podstawowe parametry pracy zbiorników dla poszczególnych scenariuszy opadowych.

*Tabela 4 Parametry z*biorników Poręba Górna

Zb.	Rzędna dna (m)	Rzędna korony zapory (m)	Wys. Zapory (m)	$Q_{1\%}$ dopływ (m^3/s)			$Q_{1\%}$ odpływ (m^3/s)			Max. Rzędna zw. Wody (m)			Max. Głębokość (m)			Redukcja $Q_{max1\%}$ (%)		
				t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h
Z1	442.68	450.14	7.46	12.01	7.50	5.06	1.51	1.67	1.73	447.65	448.73	449.14	4.97	6.05	6.46	87%	78%	66%
Z2	450.19	456.17	5.98	6.84	4.18	2.81	0.52	0.58	0.61	453.83	454.72	455.17	3.64	4.53	4.98	92%	86%	78%

Oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytami otwartymi, zlokalizowanymi w naturalnym obniżeniu dolin. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie.

W wariancie bez zbiorników proponuje się koryta rowów o przekroju trapezowym o następujących wymiarach:

- rów R1: szerokość w dnie b=2,0 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=1,3 m;

- rów R2: szerokość w dnie b=2,0 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=1,0 m

Dla wariantu ze zbiornikami koryta odpowiednio mniejsze:

- rów R1: szerokość w dnie b=0,5 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=0,6 m;
- rów R2: szerokość w dnie b=0,5 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=0,5 m

W celu przeprowadzenia wód płynących rowem R2 na południową stronę drogi proponuje się budowę przepustu o świetle 3,0 x 1,5 m dla wariantu bez zbiornika i Ø 1,0 m dla wariantu ze zbiornikami.

Proponowane rozwiązania przedstawiono w części rysunkowej.

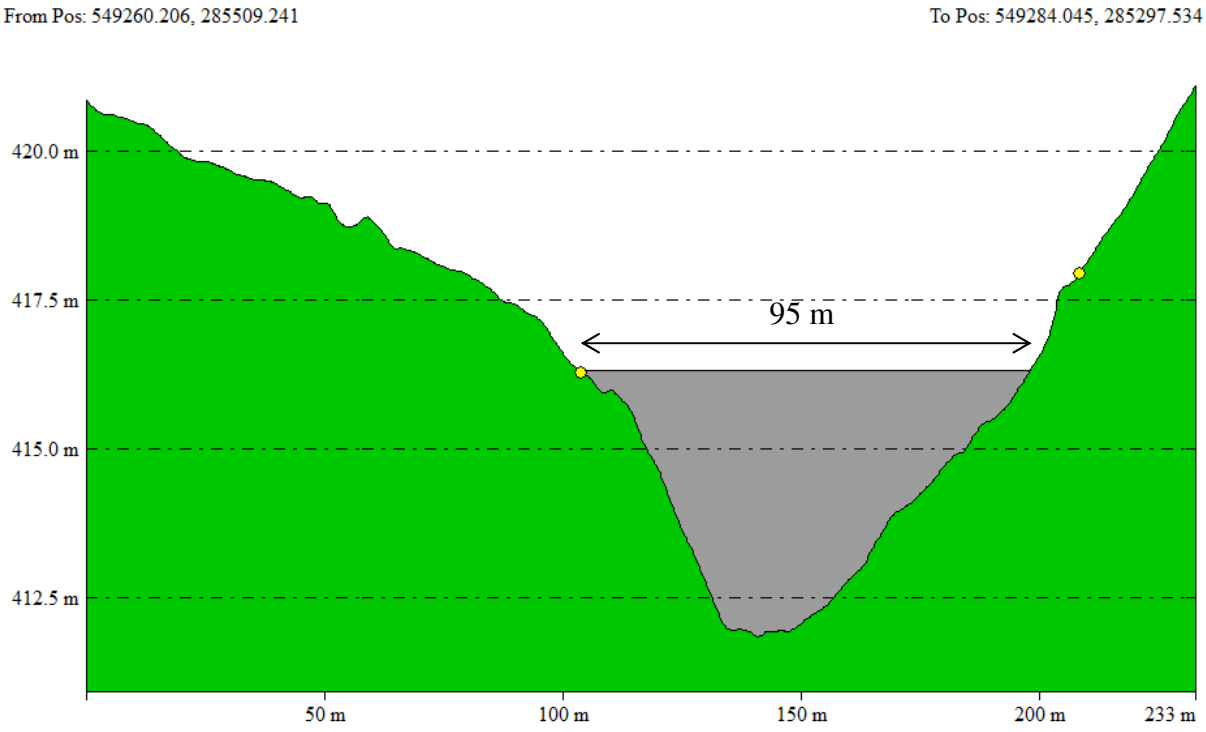
4.2. Obszar Strzegowa

Z punktu widzenia zmniejszenia zagrożenia powodziowego obszar Strzegowej stanowi największy problem. Istniejące uwarunkowania (droga w dnie doliny, intensywna zabudowa) sprawiają, że zakres proponowanych rozwiązań technicznych musi być znaczny. W ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację pięciu suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinkach powyżej zabudowań miejscowości. Lokalizacja zbiorników poprzedzona była analizą terenu, wielkości przepływów w strugach w dnach dolin, możliwymi do osiągnięcia wielkościami objętości retencyjnej. Przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

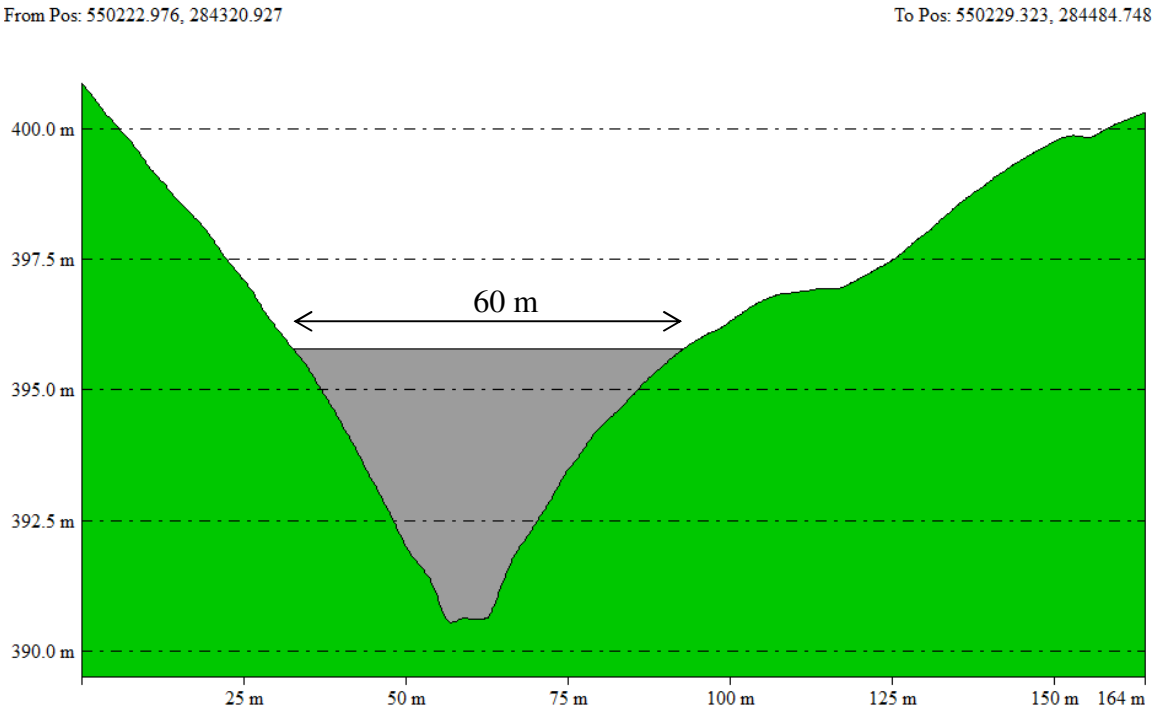
Lokalizację zbiorników przedstawiono w części rysunkowej a poniżej pokazano dolinowe przekroje poprzeczne dla wszystkich zapór. Wysokość korony zapory wynika z maksymalnej rzędnej zwierciadła wody, powiększonej o 1 metr bezpiecznego wzniesienia.

W tabeli poniżej zestawiono wszystkie charakterystyczne wielkości opisujące zbiorniki oraz ich działanie.

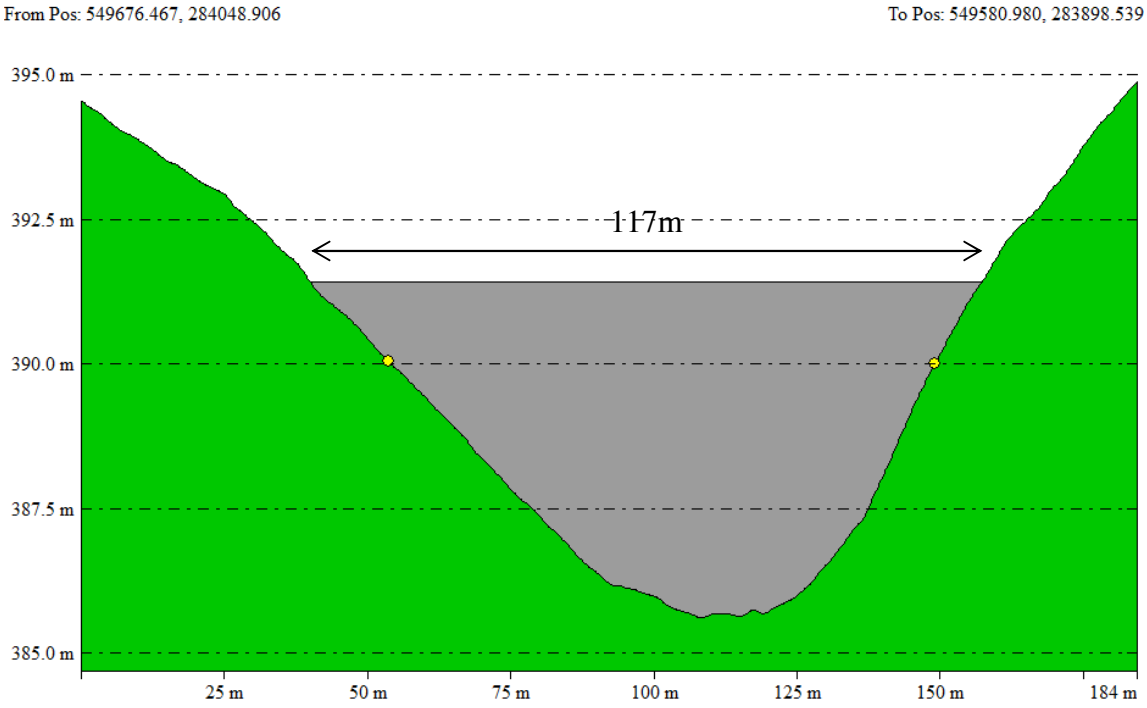
Krzywe pojemności poszczególnych zbiorników przedstawiono w załączeniu.



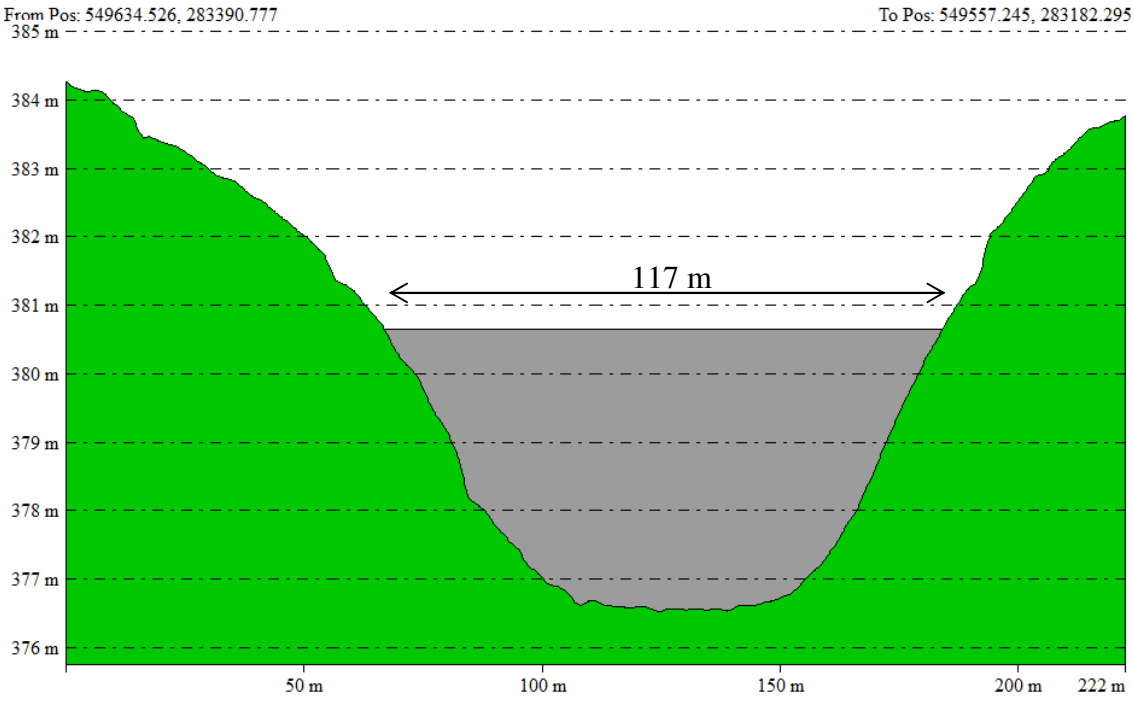
Rys. 52 Przekrój przez zaporę zbiornika Z1



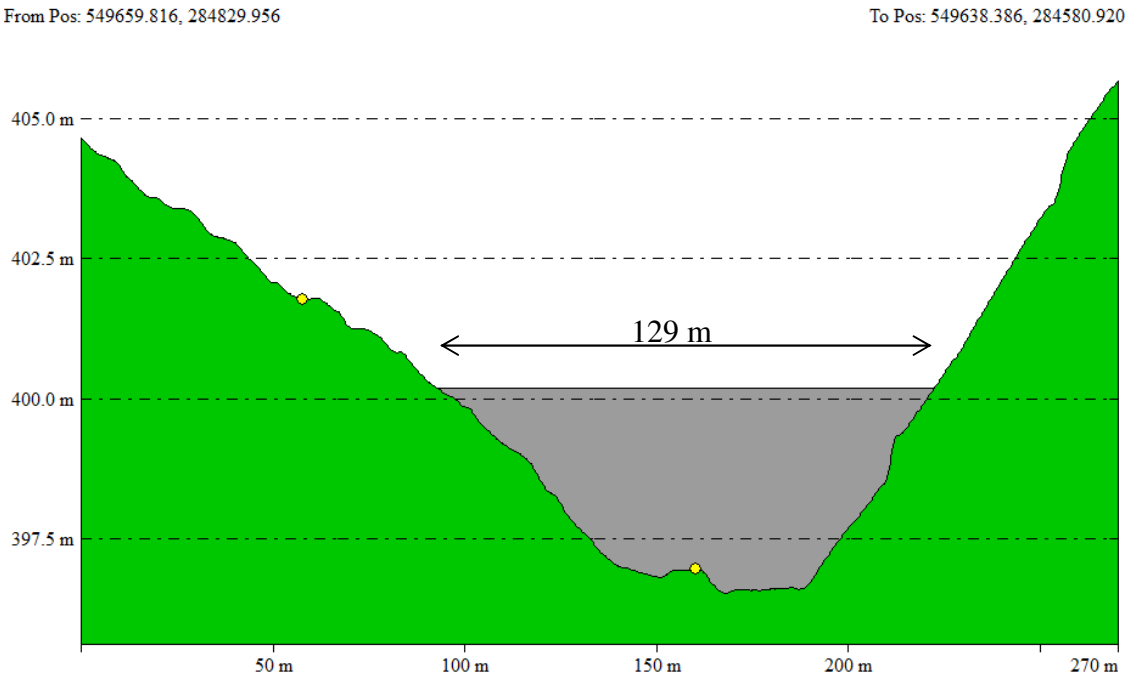
Rys. 53 Przekrój przez zaporę zbiornika Z2



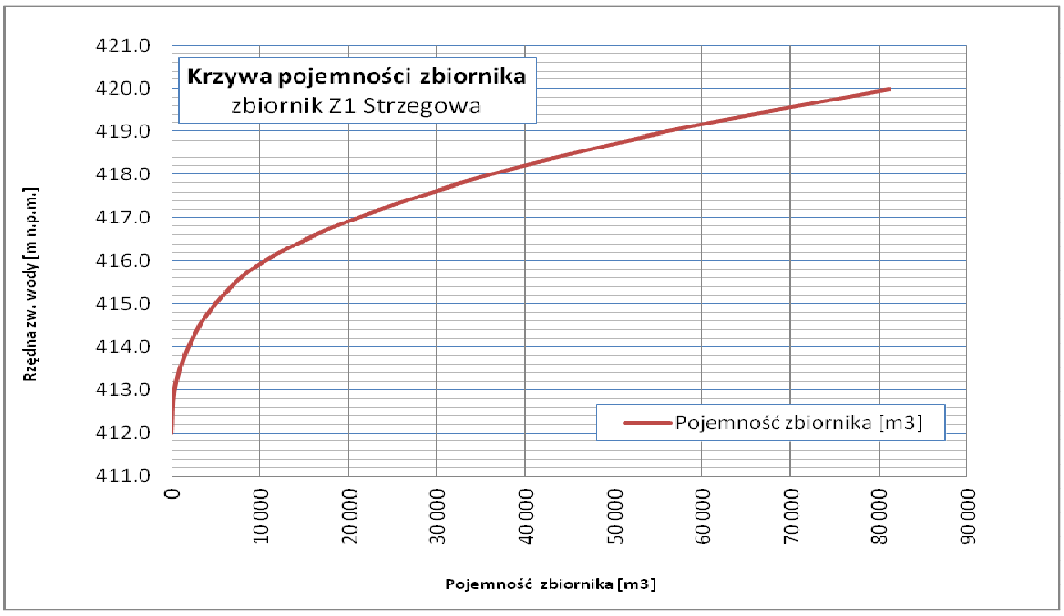
Rys. 54 Przekrój przez zaporę zbiornika Z3



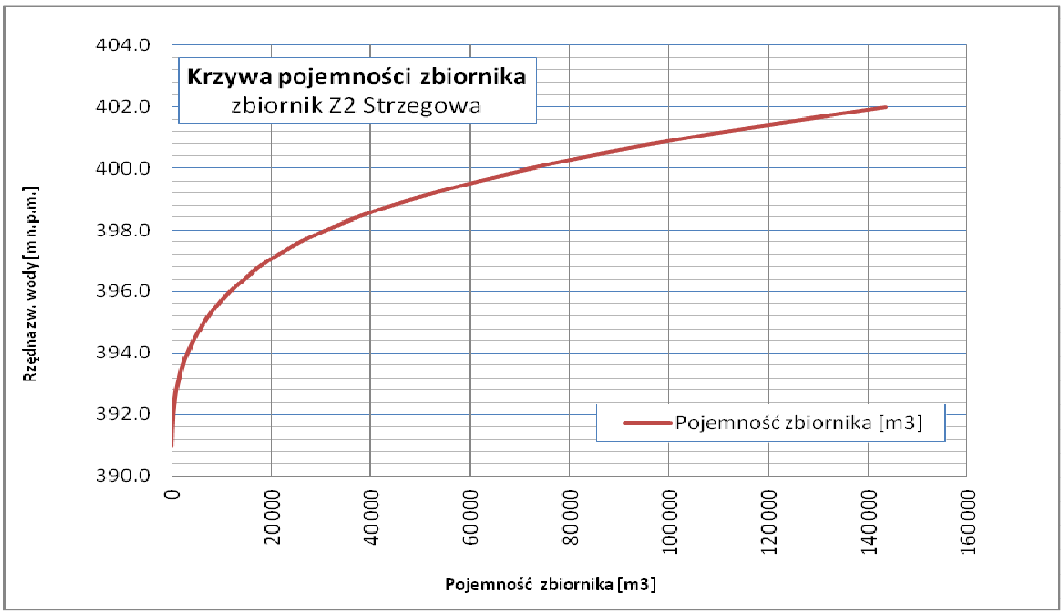
Rys. 55 Przekrój przez zaporę zbiornika Z4



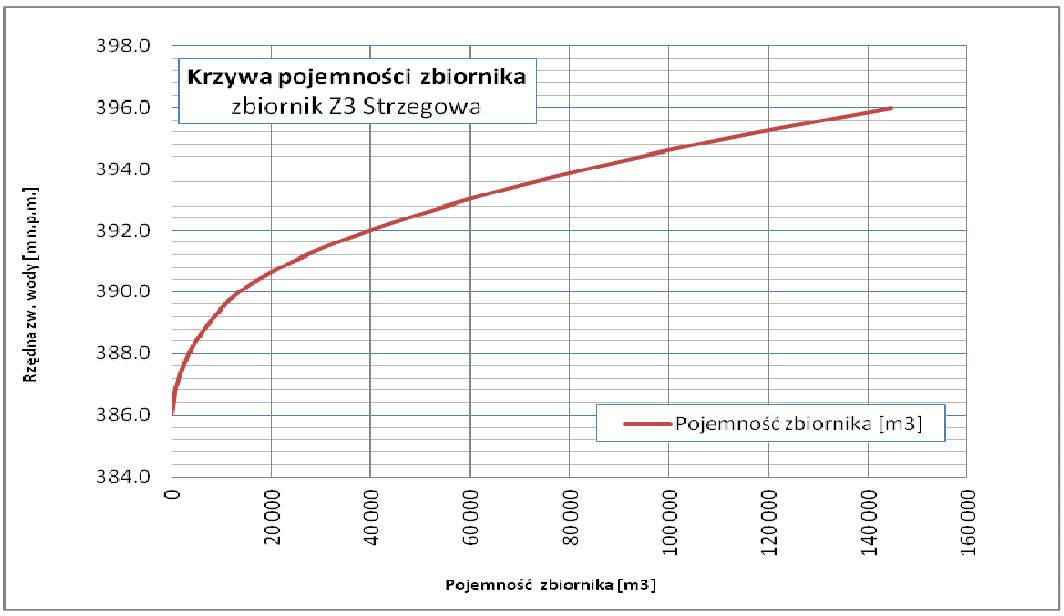
Rys. 56 Przekrój przez zaporę zbiornika Z5



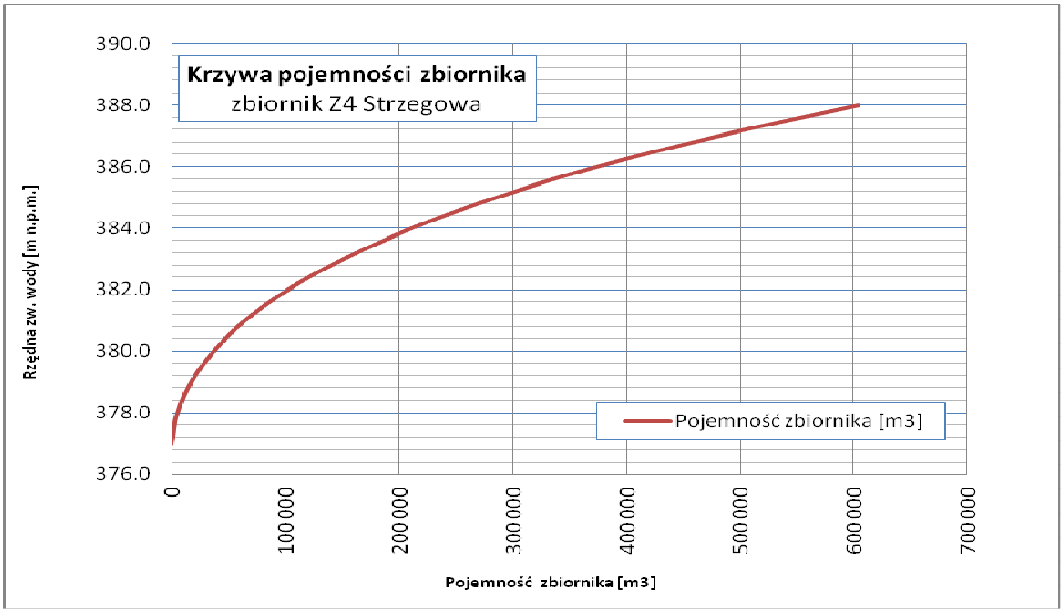
Rys. 57 Krzywa pojemności zbiornika Z1



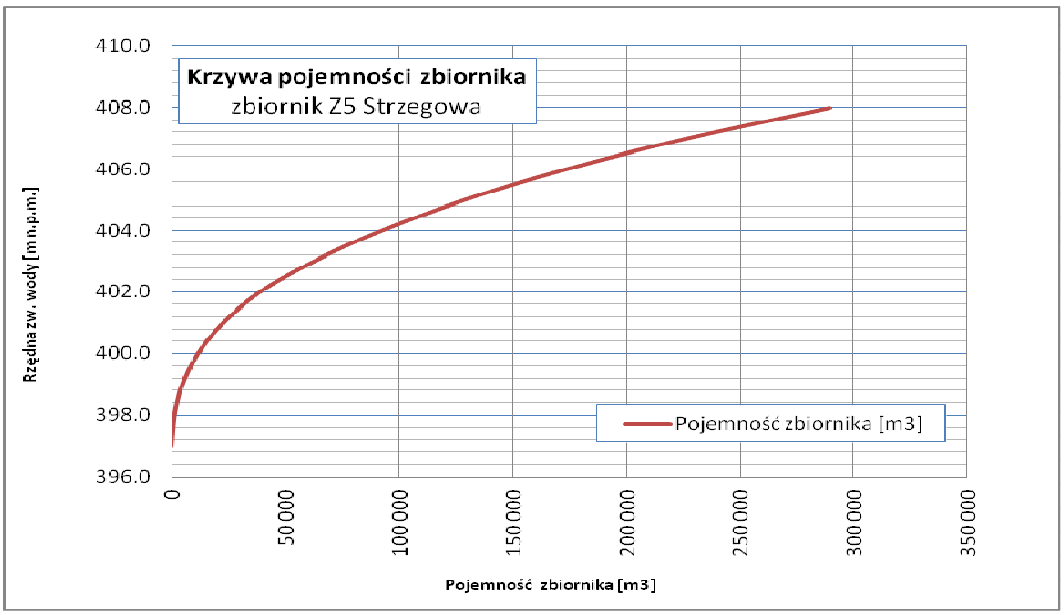
Rys. 58 Krzywa pojemności zbiornika Z2



Rys. 59 Krzywa pojemności zbiornika Z3



Rys. 60 Krzywa pojemności zbiornika Z4



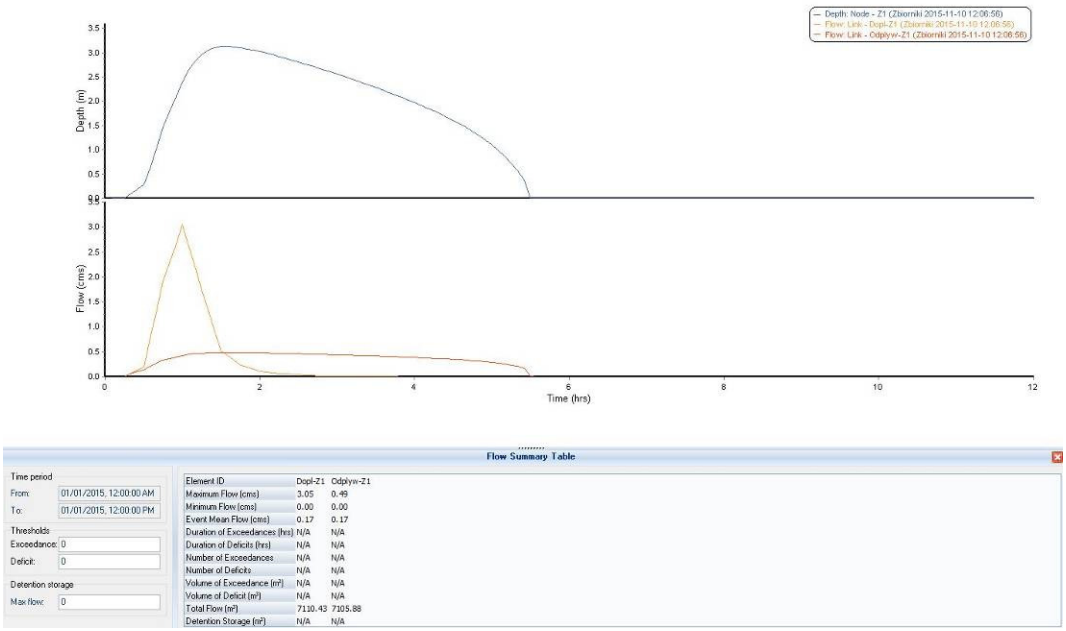
Rys. 61 Krzywa pojemności zbiornika Z5

W ramach opracowania analizowano oraz optymalizowano pracę zbiorników retencyjnych w zaproponowanych lokalizacjach. Wyniki symulacji pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

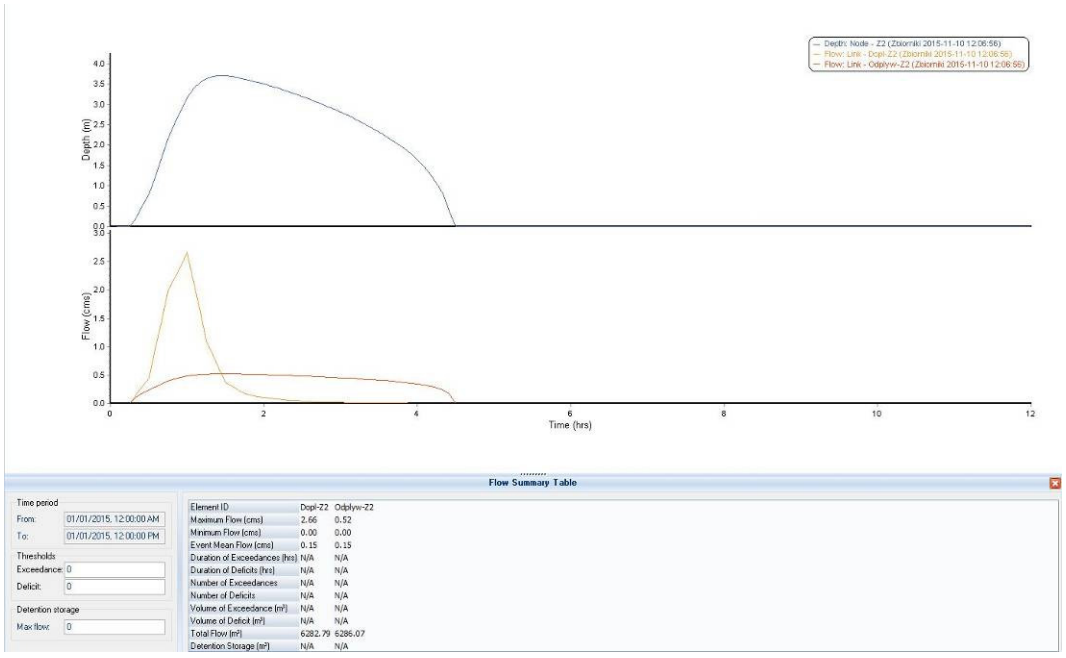
Symulacje wykonano przy pomocy oprogramowania SWMM (*Storm Water Management System*), pozwalającego na modelowanie skomplikowanych układów, wprowadzanie upustów dennych, przelewów i innych elementów, mających wpływ na hydraulikę układu. Dynamiczne symulacje prowadzono, bazując na otrzymanych w wyniku wcześniej prowadzonych symulacji (oprogramowanie GUAD2D) oraz krzywych objętości zbiornika otrzymanych na podstawie opracowanej koncepcji technicznej oraz aktualnego numerycznego modelu terenu (technologią skaningu laserowego).

Założono, że odpływ ze zbiornika limitowany będzie przepustowością upustu dennego w komorze wylotowej zbiornika.

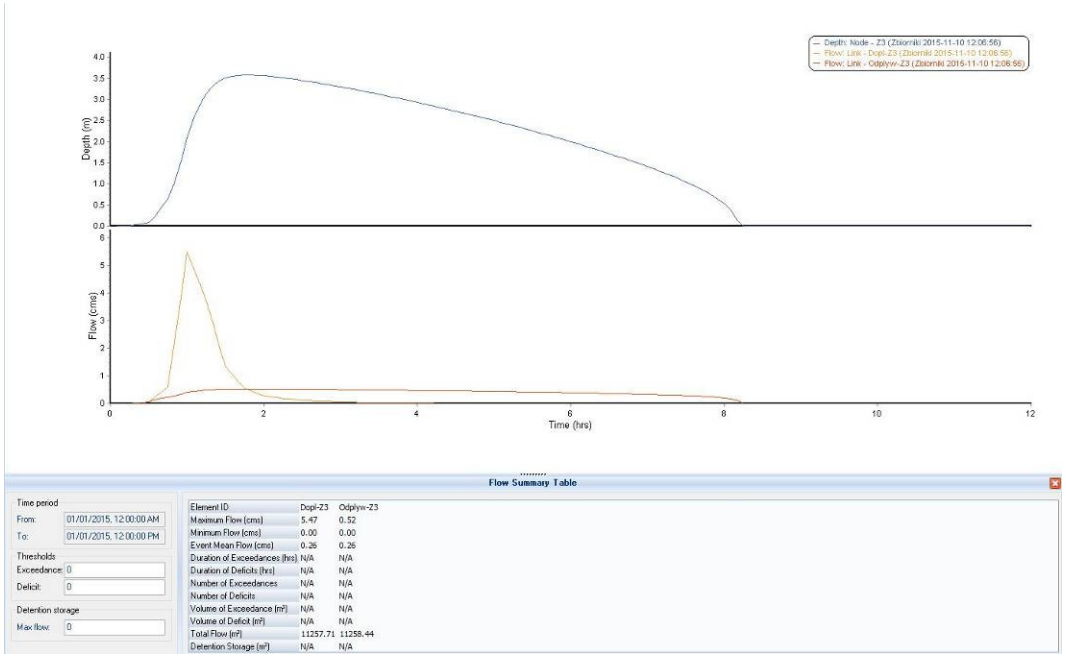
Poniżej zestawiono wyniki analiz dla poszczególnych analizowanych scenariuszy powodziowych oraz średnic rurociągów upustowych (napełnienie zbiornika, dopływ do i odpływ ze zbiornika).



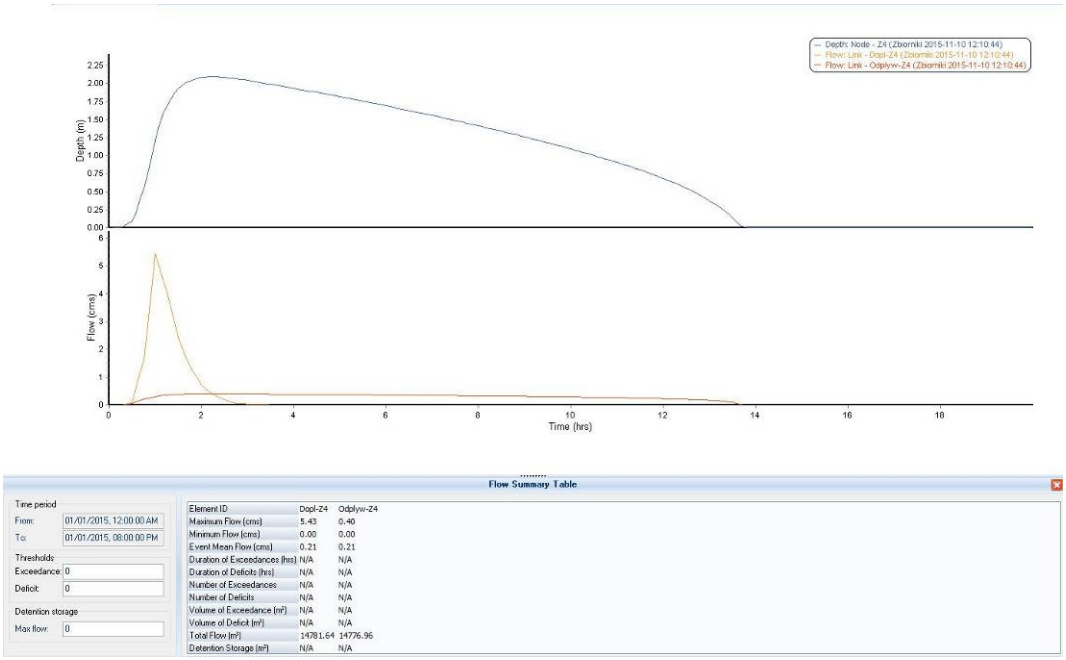
Rys. 62 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=1h



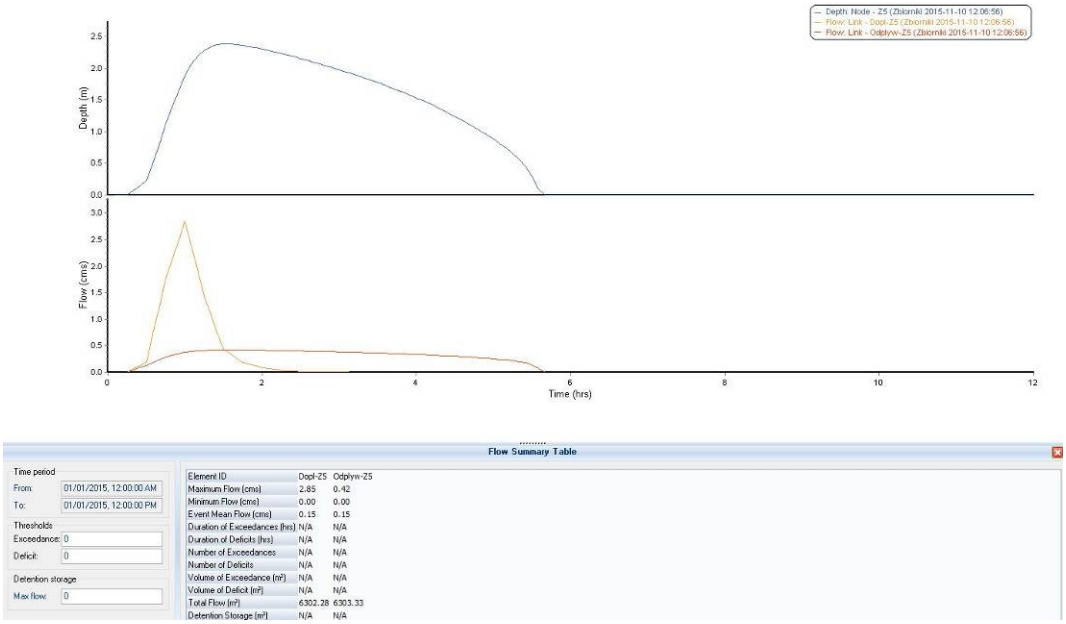
Rys. 63 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=1h



Rys. 64 Wykres pracy zbiornika Z3 , opad t=1h



Rys. 65 Wykres pracy zbiornika Z4 , opad t=1h



Rys. 66 Wykres pracy zbiornika Z5 , opad t=1h

*Tabela 5 Parametry z*biorników Strzegowa

Zb.	Rzędna dna (m)	Rzędna korony zapory (m)	Wys. zapory (m)	$Q_{1\%}$ dopływ (m^3/s)			$Q_{1\%}$ odpływ (m^3/s)			Max. Rzędna zw. Wody (m)			Max. Głębokość (m)			Redukcja $Q_{max1\%}$ (%)		
				t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h
Z1	411.86	416.32	4.46	3.05	1.54	0.99	0.49	0.51	0.51	414.99	415.30	415.32	3.13	3.44	3.46	84%	67%	48%
Z2	390.58	395.79	5.21	2.66	1.54	0.81	0.52	0.56	0.52	394.28	394.79	394.23	3.70	4.21	3.65	80%	64%	36%
Z5	396.56	400.18	3.62	2.85	1.44	0.85	0.42	0.44	0.44	398.94	399.18	399.13	2.38	2.62	2.57	85%	69%	48%
Z3	385.62	391.42	5.80	5.48	3.35	2.06	0.52	0.59	0.60	389.20	390.25	390.42	3.58	4.63	4.80	91%	82%	71%
Z4	376.52	380.65	4.13	5.45	3.94	2.74	0.40	0.46	0.49	378.61	379.28	379.65	2.09	2.76	3.13	93%	88%	82%

Podsumowanie redukcji przepływów dla scenariuszy ze zbiornikami

Jak wskazują obliczenia dla przyjętych, proponowanych objętości retencyjnych stopień redukcji wartości kulminacji przepływów powodziowych dla poszczególnych zbiorników jest znaczny. Natomiast redukcja przepływów w przekrojach drogi jest nieco mniejsza. Ostatecznie w przekroju obliczeniowym Zb4 dr wartość przepływu $Q_{1\%}$= 33,24 m^3/s zostaje zredukowano do wartości $Q_{1\%}$= 21,15 m^3/s. Poniżej przedstawiono zestawienie wielkości przepływów w poszczególnych przekrojach obliczeniowych dla stanu istniejącego oraz dla wariantu ze zbiornikami.

Tabela 6 Zestawienie przepływów dla stanu istniejącego i ze zbiornikami

Przekrój	$Q_{max1\%}$ [m^3/s]	
	Stan istniejący	Wariant ze zbiornikami
Zb1	3.05	0.49
Zb2	2.66	0.52
Zb3	5.48	0.52
Zb4	5.45	0.4
Zb5	2.85	0.42
Zb1 dr	6.27	6.27
Zb5 dr	14.08	11.52
Zb2 dr	19.54	14.84
Zb3 dr	22.91	15.78
Zb4 dr	33.24	21.15

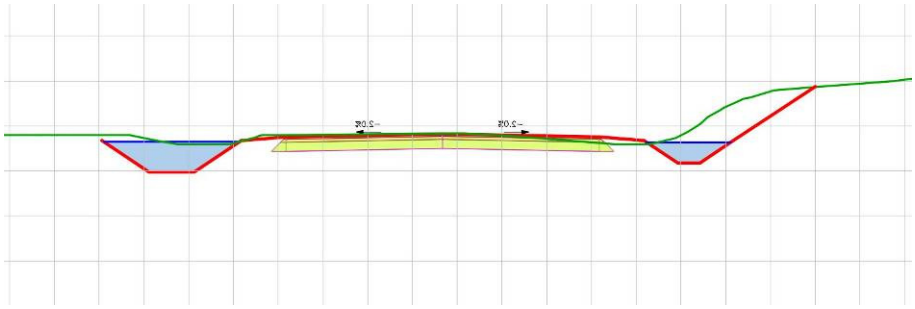
W związku z faktem, że nie istnieją obowiązujące odpowiednie unormowania prawne ani wytyczne w zakresie ustalania wymaganych stopni redukcji przepływów dla zbiorników retencyjnych tego typu, wybór ich wielkości, pojemności retencyjnej oraz szczegółowe rozwiązania techniczne zależą od Inwestora zadania. Rozwiązania te winny być przedmiotem szczegółowej koncepcji technicznej. Niniejsze opracowanie daje kompletne informacje, wymagane dla projektanta w zakresie uwarunkowań hydrologicznych w analizowanym rejonie.

Oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytem lub korytami, zlokalizowanymi w naturalnym dnie doliny, wzdłuż drogi wojewódzkiej. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie. Na fotografii poniżej pokazano skutek ulewnych opadów w dolinie. Spływające wody nie mieszczą się w korytach rowów drogowych, zalewają w całości jezdnię drogi i formują ciek o szerokości zwierciadła wody dochodzącej do kilkunastu metrów(!).

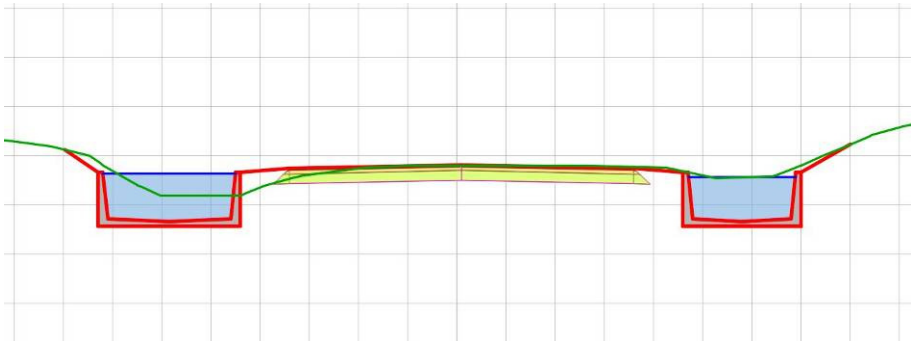
Fot. 1 Droga wojewódzka w centrum Strzegowej w czasie opadów (*źródło: www.youtube.pl*).

Na długości doliny (drogi) w obrębie miejscowości wydzielono 6 odcinków, dla których zwymiarowano wymagane przekroje koryt, zależne od lokalnych spadków i od opowiadających im przepływów, gwarantujące bezpieczne przeprowadzenie wód powodziowych. Obliczenia wykonano w wariancie bez zbiorników oraz w wariancie z funkcjonowaniem proponowanych zbiorników.

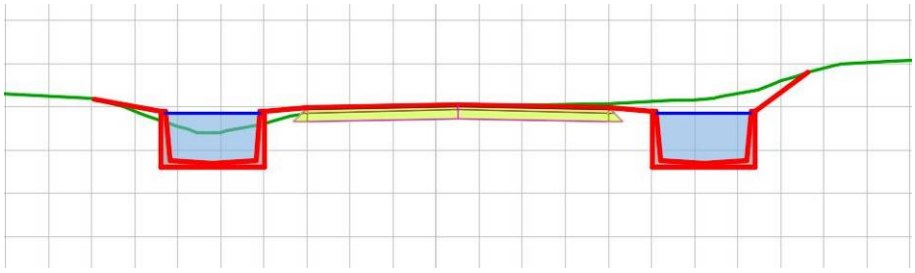
Proponowane przekroje koryt biegnących wzdłuż dogi wojewódzkiej:



Rys. 67 Propozycja przekroju – odcinek 1

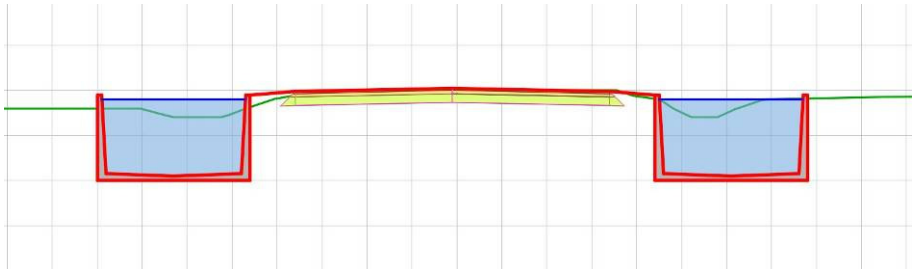


Rys. 68 Propozycja przekroju – odcinek 2



Rys. 69 Propozycja przekroju – odcinek 3

Rys. 70 Propozycja przekroju – odcinek 4



Rys. 71 Propozycja przekroju – odcinek 5

Na odcinku 1, zlokalizowanym w górnym rejonie zlewni zagrożenie jest niewielkie i tam przekroje koryt są najmniejsze, tutaj wystarczy udrożnienie rowów i niewielka korekta przekroju poprzecznego. Na kolejnych odcinkach (idąc na południe) przepływy rosną, a istniejące rowy są zbyt małe aby bezpiecznie przeprowadzić wody powodziowe.

Ze względu na ograniczone możliwości pozyskania terenu, projektowane rowy budowane muszą być w formie żelbetowych koryt o ścianach pionowych. W zależności od odcinka i strony po której zlokalizowany jest rów wymiary koryt zwiększają swój przekrój poprzeczny od szerokości w dnie 2,0 m i głębokości 1,0 m do szerokości w dnie 4,0 m i głębokości 2,0 m.

W ramach przebudowy rowów koniecznym staje się również przebudowa większości przejazdów do posesji (po lewej ok. 80 szt., po prawej ok. 91 szt.). Istniejące przepusty kołowe należy zastąpić płytami żelbetowymi tak aby nie zawężały światła projektowanego rowu.

Wymiary koryt zostały przyjęte na podstawie obliczonych przepływów (Q=6,27 ÷ 33,21 m^3/s) i uśrednionych spadków podłużnych na poszczególnych odcinkach (i=3% ÷ 0,6%) i są tylko przykładem jakich rozmiarów powinny być koryta. Dokładne parametry tych koryt powinny zostać określone w kolejnych etapach prac projektowych w zależności od przyjętych rozwiązań technicznych, po szczegółowej inwentaryzacji geodezyjnej oraz analizie uwarunkowań terenowych (istniejące sieci uzbrojenia terenu, ogrodzenia, zabudowa itp.).

4.3. Obszar Załęże

Z punktu widzenia zmniejszenia zagrożenia powodziowego obszar Załęża stanowi najmniejszy problem. Istniejące zagrożenie powodziowe wynika głównie ze złego stanu technicznego istniejących przepustów i rowów drogowych lub ich odcinkowego braku. Jak wskazują symulacje również odbiór wód do koryta Tarnówki nie stanowi problemu. To sprawia, że zakres proponowanych rozwiązań technicznych nie musi być znaczny. W ramach niniejszego opracowania zaproponowano lokalizację i rozmiary przepustów drogowych, sprawiających, że strugi wody, spływające ze stoku wzgórz w stronę zabudowań zostaną bezpiecznie przeprowadzone dalej. Na załączniku graficznym przedstawiono również proponowane kierunki spływu wód rowami przydrożnymi wraz z ich wymiarami.

Lokalizacja i parametry przepustów została przedstawiona w części rysunkowej.

5. Podsumowanie i wnioski

W ramach przeprowadzonych symulacji obliczeniowych uzyskano szczegółowe informacje na temat głębokości, poziomów wód oraz dotyczących kierunków przepływu wody w analizowanym rejonie.

Oobliczenia wykonano dla opadów o prawdopodobieństwie p=1% (raz na 100 lat).

Pod dokonaniu inwentaryzacji stanu zagrożenia powodziowego analizowanego terenu, wykonaniu odpowiednich obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych, nasuwają sią następujące wnioski:

5.1. Obszar Poręba Wielka

- istniejące uwarunkowania (droga odcinkowo w dnie doliny, zabudowa, zlokalizowana punktowo w dolinie, brak wykształconego koryta cieku, rowy o zbyt małej przepustowości) sprawiają, że w czasie intensywnych opadów formujące się cieki stwarzają zagrożenie podtopieniami, wdzierając się na teren gospodarstw,
- w ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację dwóch suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinie głównej oraz w na dopływie,
- przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych. Redukcja przepływów maksymalnych wyniesie od 66% do 92%,
- oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytami otwartymi, zlokalizowanymi w naturalnym obniżeniu dolin. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie albo też nie ma ich wcale.

5.2. Obszar Strzegowa

- analizowany obszar położony jest wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 oraz terenów zabudowanych skoncentrowanych wzdłuż niej. W związku z faktem, że droga leży w dnie wyraźnej doliny, w czasie intensywnych opadów w dnie doliny formuje się naturalny, okresowy ciek, który z uwagi na istniejące, intensywne zagospodarowanie stwarza znaczne zagrożenie powodziowe,
- wyniki obliczeń potwierdzają stan obserwowany w czasie intensywnych opadów tzn. w warunkach opadów nawalnych istniejące rowy biegnące w wzdłuż drogi mają niewystarczającą przepustowość i korytarz drogowy zamienia się w rwący strumień (rzekę) zalewając przyległy teren.

- zabudowa doliny (droga, ogrodzenia posesji, zjazdy) bez pozostawienia miejsca dla rzeki jest głównym czynnikiem powodziogennym na tym obszarze,
- w ramach niniejszego opracowania przeanalizowano dwa warianty działań przeciwdziałania skutkom powodzi. Pierwszy z nich to ograniczenie spływu wód poprzez budowę suchych zbiorników przeciwpowodziowych, a drugi to budowa wzdłuż drogi wojewódzkiej rowów (koryt cieków) o parametrach pozwalających na bezpieczne przeprowadzenie tych wód,
- wariant „zbiornikowy" zakłada budowę 5 zbiorników zaporowych, które pozwolą na redukcję kulminacji przepływów podczas wezbrań. Założono, że projektowane zbiorniki powstaną w wyniku budowy zapór ziemnych o wysokości od 3,6 m do 5,8 m i długości od 60 do 129 m. Redukcja przepływów maksymalnych na zbiornikach wyniesie od 36% do 93%, niemniej jednak same zbiorniki nie są w stanie ograniczyć spływu wód tak aby wzdłuż drogi wojewódzkiej nie wystąpiło zjawisko powodzi. Zatem równolegle z budową zbiorników konieczna jest przebudowa rowów przydrożnych wraz z przepustami pod zjazdami do posesji.
- w wariancie drugim proponuje się przebudowę rowów przydrożnych o odpowiednim przekroju poprzecznym umożliwiający bezpieczne przejęcie i spływ wód powodziowych. W ramach tego wariantu koniecznym staje się również przebudowa większości przejazdów do posesji (po lewej ok. 80 szt., po prawej ok. 91 szt.). Istniejące przepusty kołowe należy zastąpić płytami żelbetowymi tak aby nie zawężały światła projektowanego rowu. Ze względu na ograniczone możliwości pozyskania terenu, projektowane rowy budowane muszą być w formie żelbetowych koryt o ścianach pionowych.

5.3. Obszar Załęże

- w analizowanej zlewni istnieją niekorzystne warunki spływu powierzchniowego, występującego w czasie intensywnych opadów. Formujące się strugi powodują lokalne podtopienia już na trasie swojego spływu, a następnie w rejonie drogi powiatowej, mając utrudniony odpływ powodują kolejne podtopienia. W chwili obecnej infrastruktura (brak sprawnego rowu wzdłuż drogi, brak możliwości sprawnego odprowadzania wód do potoku Tarnówka) nie zapewnia odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa powodziowego,
- jak wskazują symulacje odbiór wód do koryta Tarnówki nie stanowi problemu,
- w ramach niniejszego opracowania zaproponowano lokalizację i rozmiary przepustów drogowych, sprawiających, że strugi wody, spływające ze stoku wzgórz w stronę zabudowań zostaną bezpiecznie przeprowadzone dalej.

Przedstawione w niniejszym opracowaniu propozycje działań przeciwpowodziowych, wymagają szczegółowej analizy technicznej i ekonomicznej np. w postaci opracowania wielowariantowej koncepcji technicznej, która oprócz aspektów technicznych uwzględni również potencjalne straty powodziowe oraz określi koszty działań przeciwpowodziowych. Na podstawie tak przygotowanych materiałów można będzie zdecydować o wyborze wariantu najkorzystniejszego, a następnie przygotować projekty budowlane dla przyjętych rozwiązań.

Niniejsze opracowanie daje kompletne informacje, wymagane do koncepcji bądź projektu technicznego w zakresie uwarunkowań hydrologicznych w analizowanym rejonie.

OLBRYCH-MALIK
MIKOŁAJ OLBRYCH, MICHAŁ MALIK S.C.
ul. Strzelców 6A/1, 31-422 Kraków
NIP:6783104752, REGON: 121180764

Inwestor: **Gmina Wolbrom**
ul. Krakowska 1, 32-340 Wolbrom

Tytuł opracowania: **ANALIZA HYDROLOGICZNO-HYDRAULICZNEA, DOTYCZĄCA NIEKONTROLOWANEGO SPŁYWU WÓD POWIERZCHNIOWYCH W MIEJSCOWOŚCIACH PORĘBA GÓRNA, STRZEGOWA I ZAŁĘŻE**

Opracowanie:

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

Spec. konstrukcyjno-budowlana
466/2001

mgr inż. **Mikołaj Olbrych**
Kwalifikacje do wykonywania dokumentacji hydrologicznych
Świadectwo nr 43/2004

mgr inż. Dagmara Piekarczyk

mgr inż. Joanna Walencik

mgr inż. Urszula Mazur

Kraków, listopad 2015

SPIS ZAWARTOŚCI

1. Wstęp 2
1.1. Przedmiot i zakres opracowania 2
1.2. Materiały źródłowe 3
2. Inwentaryzacja stanu istniejącego, charakterystyka hydrograficzna 3
2.1. Obszar Poręba Górna 4
2.2. Obszar Strzegowa 7
2.3. Obszar Załęże 10
3. Analiza zagrożenia powodziowego. Stan istniejący 13
3.1. Inwentaryzacja terenów zalewowych dla przepływów o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia 13
3.2. Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne 13
3.2.1. Symulacje hydrologiczne i hydrauliczne zlewni 14
3.2.2. Model transformacji opadu 16
3.2.3. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki 36
4. Proponowane rozwiązania techniczne 39
4.1. Poręba Górna 39
4.2. Obszar Strzegowa 47
4.3. Obszar Załęże 59
5. Podsumowanie i wnioski 60
5.1. Obszar Poręba Wielka 60
5.2. Obszar Strzegowa 60
5.3. Obszar Załęże 61

SPIS RYSUNKÓW

Rys. 1. Orientacja, Skala 1:50000;

Rys. 2.1 Obszar Poręba Górna - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 2.2 Obszar Strzegowa - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 2.3 Obszar Załęże - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h, Skala 1:10000;

Rys. 3.1 Obszar Poręba Górna – Propozycje działań, Skala 1:5000;

Rys. 3.2 Obszar Strzegowa – Propozycje działań, Skala 1:10000;

Rys. 3.3 Obszar Załęże – Propozycje działań, Skala 1:5000;

Rys. 4 Obszar Strzegowa - Mapa zagrożenia powodziowego Q1% t=1h - głębokości, Skala 1:5000

ZAŁĄCZNIKI

- obliczenia przepływów maksymalnych prawdopodobnych rzeki Tarnówki,
- krzywe pojemności zbiorników,
- batymetrie zbiorników.

1. Wstęp

Niniejsze opracowanie „Analiza hydrologiczno-hydrauliczna, dotycząca niekontrolowanego spływu wód powierzchniowych w miejscowościach Poręba Górna, Strzegowa i Załęże" powstało z uwagi na konieczność podjęcia działań przeciwpowodziowych we wskazanych rejonach gminy Wolbrom. W związku z intensywnym i postępującym zagospodarowaniem i urbanizacją analizowanych zlewni oraz niekorzystnymi warunkami geomorfologicznymi (stoki wzgórz, zabudowane dna naturalnych dolin) obserwowane są liczne i częste podtopienia terenów. Niniejsze opracowanie zawiera z jednej strony szczegółową analizę hydrologiczną i hydrauliczną, a z drugiej stanowi wstępną koncepcję techniczną działań inwestycyjnych, ograniczających niebezpieczeństwo podtopień.

1.1. Przedmiot i zakres opracowania

Przedmiotem zamówienia jest wykonanie odpowiednich prac, związanych z opracowaniem „Analizy hydrologiczno-hydraulicznej, dotyczącej niekontrolowanego spływu wód powierzchniowych w miejscowościach Poręba Górna, Strzegowa i Załęże". Opracowanie obejmuje koncepcję ograniczenia spływu powierzchniowego z analizowanych zlewni, położonych powyżej obszarów zurbanizowanych z uwzględnieniem budowy: suchych zbiorników retencyjnych, właściwego ukierunkowania spływu wód, a także inne możliwe działania obniżające zagrożenie powodziowe.

Opracowanie zawiera:

- Inwentaryzację istniejącego zagospodarowania terenu i terenów zalewowych w formie opisowej i graficznej obejmującą między innymi mapę orientacyjną z zaznaczonymi zlewniami terenowymi.
- Dokumentację fotograficzną obrazującą stan istniejący.
- Opracowanie sposobu zabezpieczenia analizowanego terenu.
- Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne z odniesieniem do przyjętych do obliczeń przepływów oraz do faktycznie zarejestrowanych stanów katastrofalnych.

Zgodnie z Umową w zakresie opracowania znalazły się:

- przygotowanie numerycznego modelu terenu,
- pozyskanie danych opadowych,
- wykonanie modelu opad-odpływ,
- analiza zagrożenia powodziowego w stanie istniejącym,
- analiza możliwości zastosowania rozwiązań technicznych chroniących przed negatywnym oddziaływaniem wód powodziowych (w tym lokalizacji małych zbiorników retencyjnych, rowów opaskowych),

- hydrodynamiczne modelowanie pracy zbiorników retencyjnych dla kilku scenariuszy opadowych,
- wnioski i zalecenia.

1.2. Materiały źródłowe

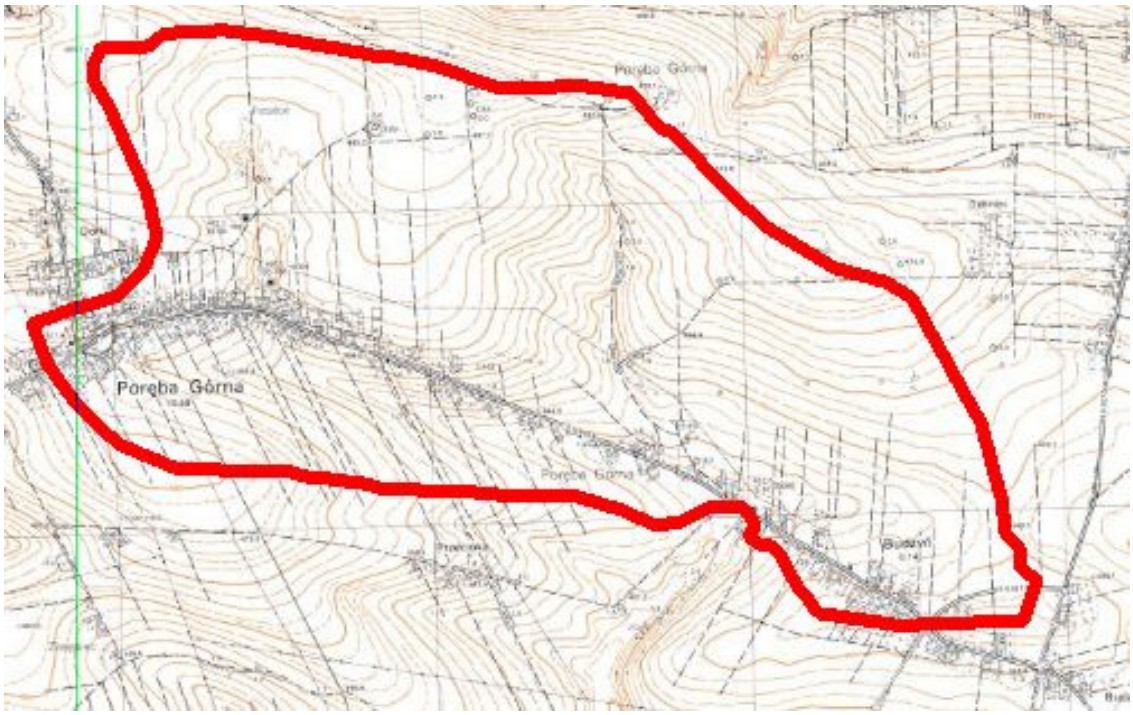
1. Zlecenie Urzędu Gminy,
2. *Obliczenia Przepływów Maksymalnych Rocznych O Określonym Prawdopodobieństwie*, J. Fal, B. Fal, H. Czarnecka; Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej,
3. *Ocena Przepływów Wielkich Wód Małych Zlewni Górnej Wisły*, J. Punzet,
4. *Dorzecze Wisły, monografia powodzi maj, czerwiec 2010 r.*, IMGW,
5. *Dorzecze Wisły, monografia powodzi lipiec 1997 r.*, IMGW,
6. *Modelowanie matematyczne w hydrologii*, B. Więzik,
7. *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, K. Banasik,
8. *Wyznaczanie hydrogramów wezbrań powodziowych w małych zlewniach rolniczych*, K. Banasik,
9. Ustawa Prawo Wodne,
10. Mapa topograficzna Polski w skali 1:10 000,
11. Mapa hydrograficzna w skali 1:50000,
12. Atlas podziału Hydrograficznego Polski,
13. Numeryczny model terenu – CODGiK, Geoxy2009, 2011, 2015
14. *Hydrologia*, A. Byczkowski,
15. *Hydrologia*, Cz. Król,
16. *Corine Land Cover*, European Environment Agency,
17. *GUAD2D User's manual*,
18. *Storm Water management System User's manual*,
19. Mapa zasadnicza,
20. Ustalenia własne.

2. Inwentaryzacja stanu istniejącego, charakterystyka hydrograficzna

Każdy z analizowanych trzech rejonów różni się pod względem przyczyn zagrożenia powodziowego, posiada inne lokalne uwarunkowania. Każdy z obszarów analizowano pod względem zagospodarowania terenu i pokrycia rodzajem gleb (klasyfikacja wg SCS, opisana w dalszej części opracowania).

2.1. Obszar Poręba Górna

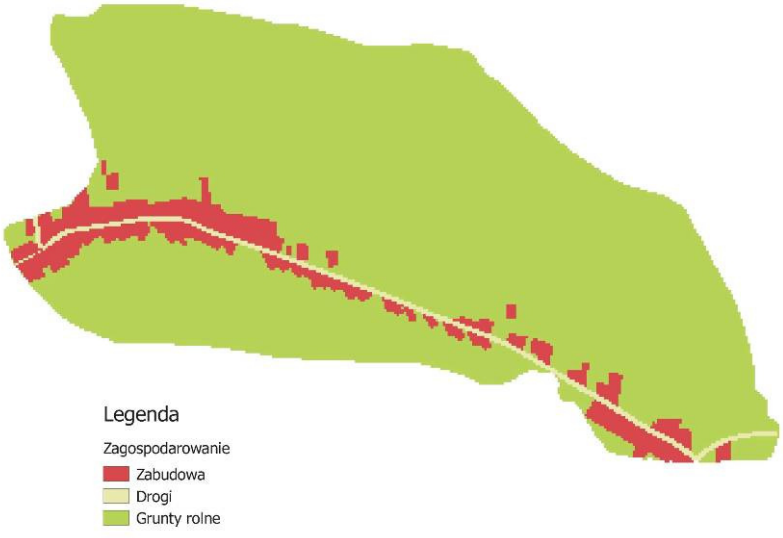
Powierzchnia analizowanej zlewni do przekroju wyraźnego odbiornika wynosi 3,44 km^2. Długość głównej strugi spływu to około 3 km, a średni spadek zlewni ok 2%. W chwili obecnej wody opadowe spływają ze stoku wzgórza przez tereny rolnicze oraz wzdłuż drogi w kierunku terenów zabudowanych poniżej. W związku z faktem, że jezdnia ulicy leży w dolinie zlewni woda przelewa się przez jezdnię i powoduje kolejne podtopienia na terenach zabudowanych. Część gospodarstw zlokalizowanych jest na dnie zwykle suchej doliny, która w czasie intensywnych opadów stwarza zagrożenie powodziowe. Problemem jest brak ukształtowanego koryta cieku – woda płynie bezpośrednio przez pola uprawne, pomiędzy budynkami, wpada do rowów drogowych oraz rowów opaskowych, wybudowanych przez mieszkańców.



Rys. 1 *Zlewnia. Poręba Górna.*

Na terenie zlewni występują gleby wytworzone z lessów. Obszar zlewni pokrywają przede wszystkim tereny rolnicze oraz luźna zabudowa wzdłuż istniejącej drogi.

Rys. 2 Rodzaje gleb w zlewni. Poręba Górna.

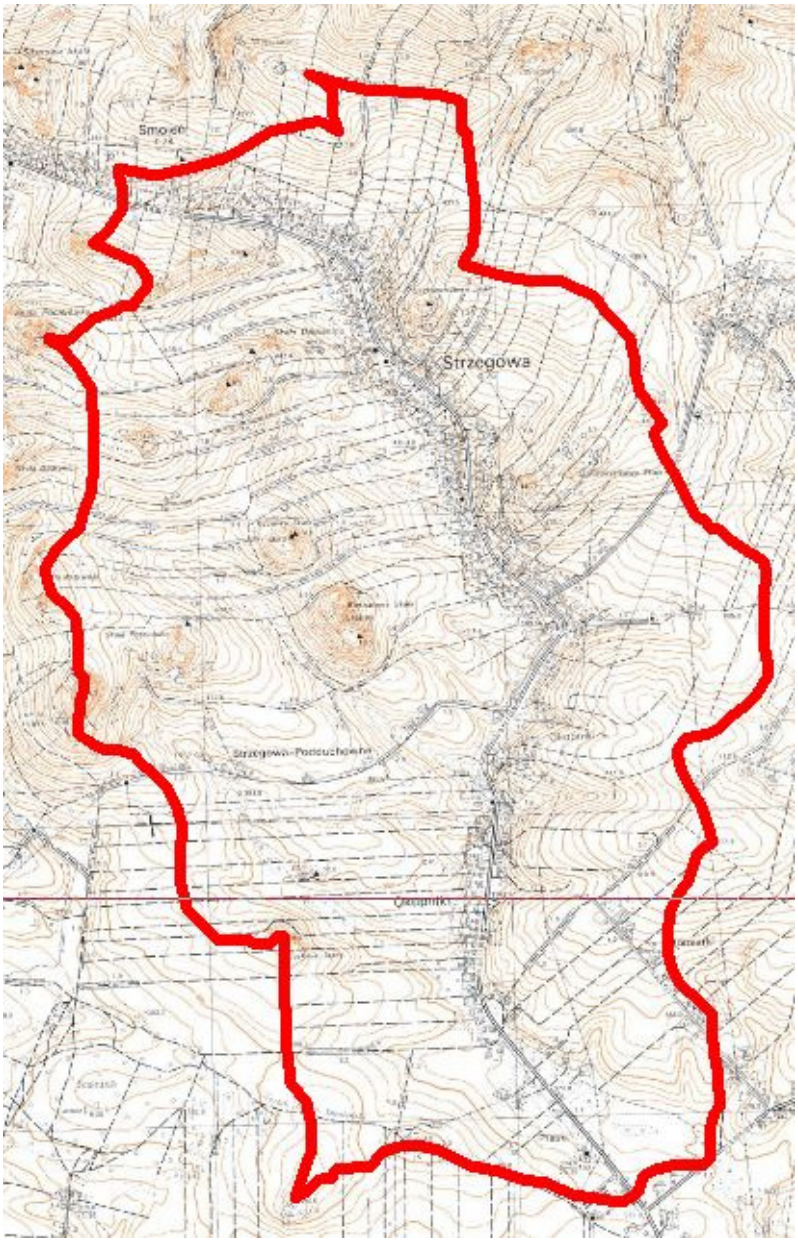


Rys. 3 Zagospodarowanie terenu w zlewni. Poręba Górna.

Rys. 4 Wartości CN w zlewni. Poręba Górna.

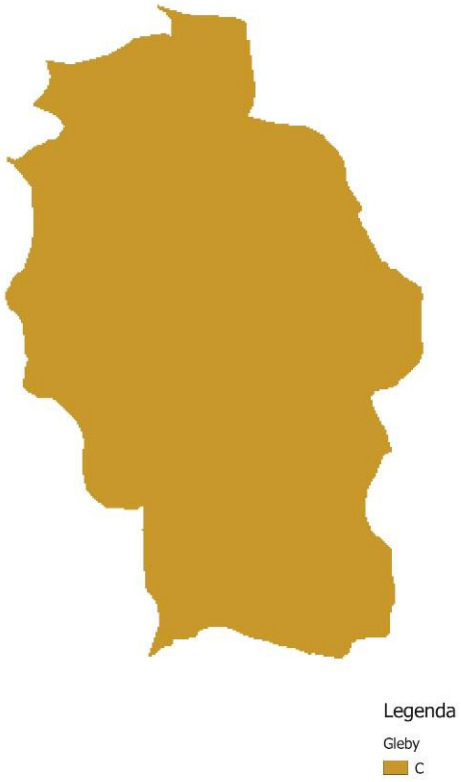
2.2. Obszar Strzegowa

Powierzchnia analizowanej zlewni wynosi 5,82 km^2. Długość głównej strugi spływu to około 4,5 km, a średni spadek zlewni ok 2%. W chwili obecnej wody opadowe spływają ze stromych stoków wzgórz przez tereny rolnicze oraz wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 przez tereny zabudowane skoncentrowane wzdłuż niej. W związku z faktem, że jezdnia leży w dnie wyraźnej doliny, woda przelewa się przez jezdnię i powoduje kolejne podtopienia na terenach zabudowanych. Analizowany obszar stanowi wyraźną krasową dolinę. W czasie intensywnych opadów w dnie doliny formuje się naturalny, okresowy ciek, który z uwagi na istniejące, intensywne zagospodarowanie stwarza znaczne zagrożenie powodziowe. Istniejące rowy drogowe nie są w żaden sposób bezpiecznie przeprowadzić zbierających się wód opadowych.



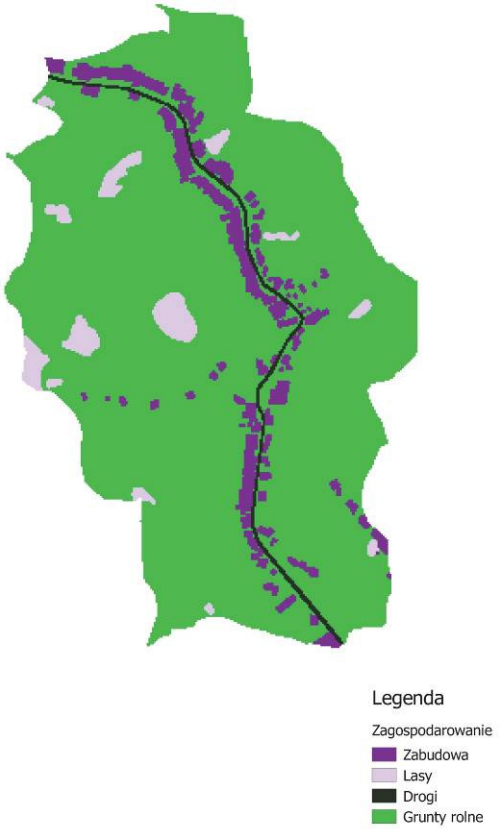
Rys. 5 Zlewnia. Strzegowa.

Zlewnia leży na glebach wytworzonych z lessów.

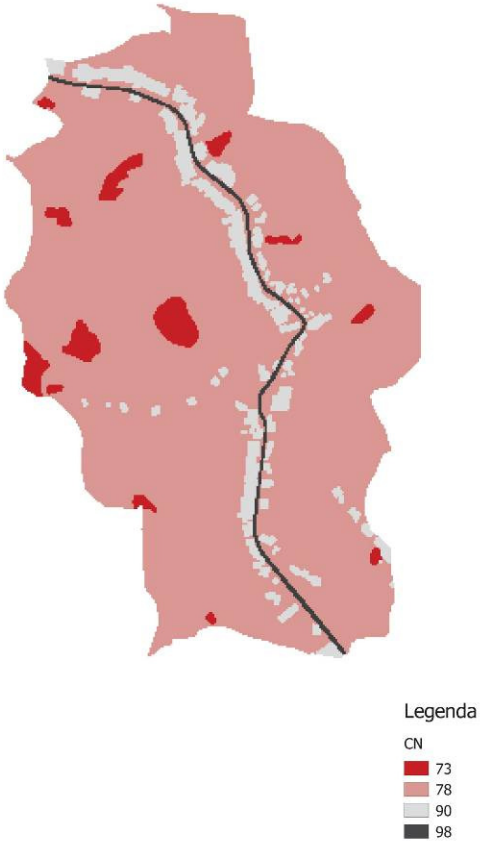


Rys. 6 Rodzaje gleb w zlewni. Strzegowa.

Na obszarze zlewni przeważają grunty rolne, jedynie głównie przez środek wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 występuje pas zabudowy luźnej.



Rys. 7 Zagospodarowanie terenu w zlewni. Strzegowa.

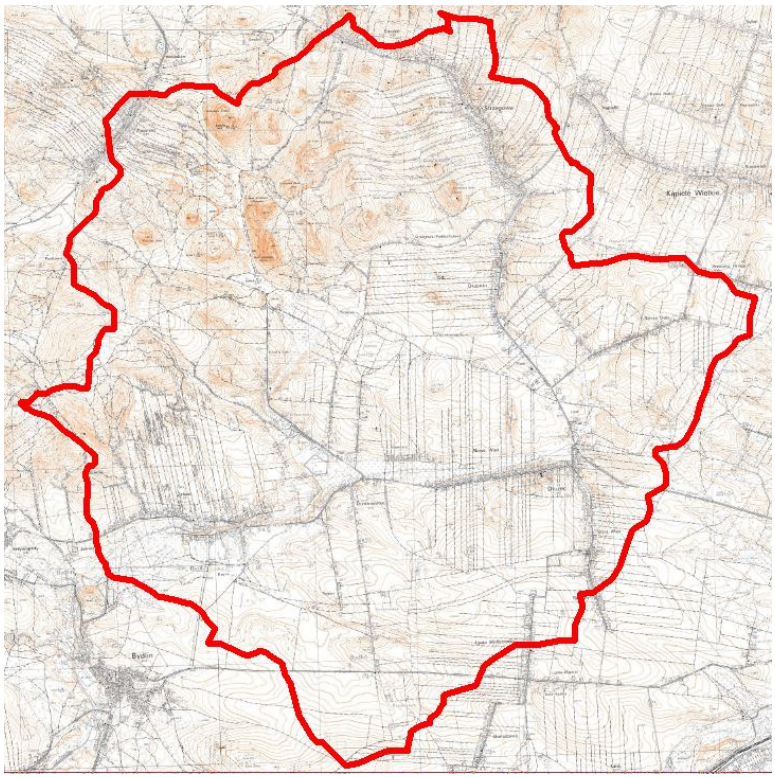


Rys. 8 Wartości CN w zlewni. Strzegowa.

2.3. Obszar Załęże

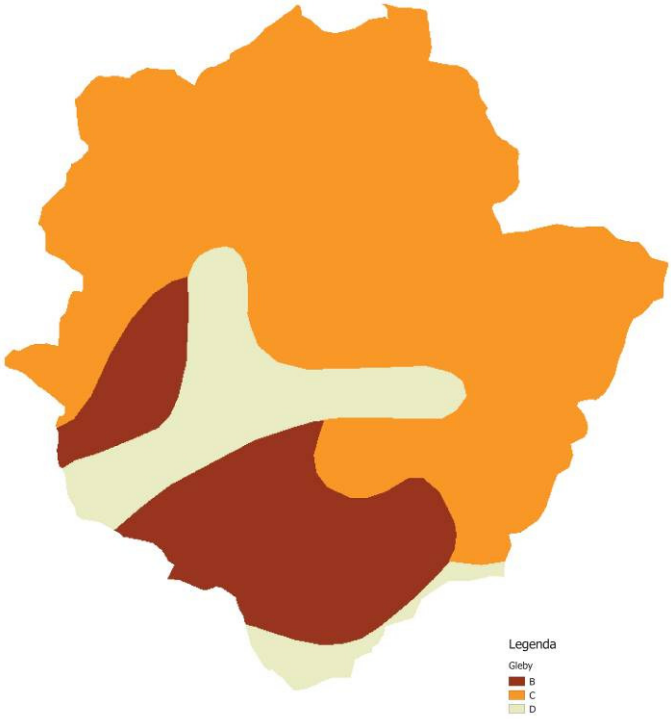
Tarnówka jest prawobrzeżnym dopływem Białej Przemszy do której uchodzi w miejscowości Golczowice. Powierzchni zlewni w analizowanym przekroju wynosi 32,9 km^2. Rzeka wypływa ze źródeł leżących na wysokości 360 m n.p.m. w miejscowości Nowa Wieś. W obrębie Wyżyny Częstochowskiej Tarnówka płynie w kierunku południowo-zachodnim. Całkowita długość rzeki wynosi 10,5 km, a średni spadek 3,6 %.

Na rzeźbę terenu zlewni Tarnówki składają się wyżyny i płaskowyże z resztkami zrównań oraz pogórza przeważnie o wyrównanej powierzchni.



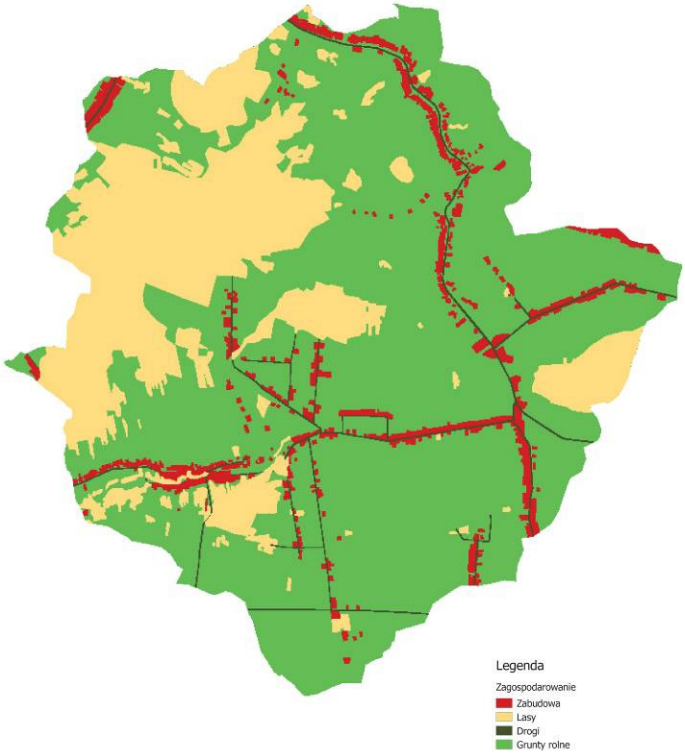
Rys. 9 Zlewnia rzeki Tarnówki

Na terenie zlewni występują w większości gleby wytworzone z lessów. W południowo-wschodniej części wytworzył się kompleks gleb brunatnych i rędzin oraz gleby glejowe z piasków i glin wapiennych.

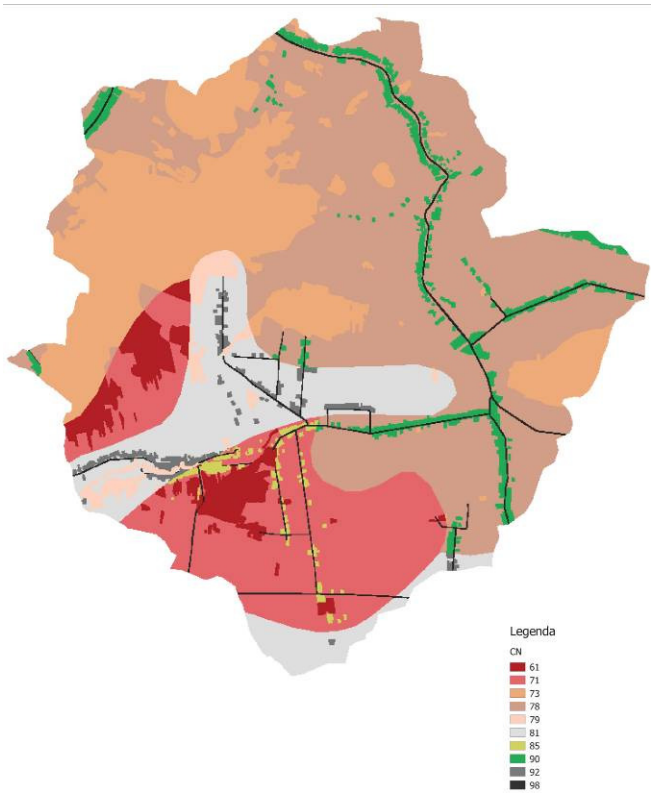


Rys. 10 *Rodzaje gleb w zlewni. Załęże.*

Na obszarze zlewni przeważają grunty rolne, lasy w większości występują w jej północno - zachodniej części.



Rys. 11 *Zagospodarowanie terenu w zlewni. Załęże.*



Rys. 12 Wartości CN w zlewni. Załęże.

W ramach niniejszego opracowania skoncentrowano się na wskazanym przez Zamawiającego obszarze, obejmującym wieś Załęże. W rejonie tym w chwili obecnej wody opadowe spływają ze stoku wzgórza powyżej (na północ) głównej drogi powiatowej w większości w sposób niekontrolowany przez tereny rolnicze (górne partie wzgórza) w kierunku terenów zabudowanych poniżej. Strugi spływu powierzchniowego, formującego się w trakcie opadów długotrwałych lub nawalnych kierują się na południe w stronę zabudowań. W związku z faktem, że jezdnia ulicy stanowi na większości swojej długości barierę spływu wód, rów drogowy przy ulicy istnieje jedynie fragmentarycznie, a kilka istniejących przepustów jest w złym stanie technicznym, posiadających niewystarczającą przepustowość woda zbiera się powyżej jezdni, następnie przelewa się przez nią.

3. Analiza zagrożenia powodziowego. Stan istniejący

3.1. Inwentaryzacja terenów zalewowych dla przepływów o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia

Inwentaryzację terenów zalewowych dla przepływu o ustalonym prawdopodobieństwie przewyższenia na obszarze analizowanych terenów przedstawiono w części rysunkowej w skali 1:10000. Określono tereny zagrożone powodzią dla przepływu $Q_{maxp1\%}$ (tzw. woda stuletnia)

Wyniki przeprowadzonych symulacji pozwalają na formułowanie wniosków dotyczących położenia charakterystycznych głębokości, poziomów wód oraz dotyczących kierunków przepływu wody w analizowanym rejonie.

Na rysunkach w części rysunkowej przedstawiono rozkład spływu powierzchniowego na analizowanych terenach, wskazując miejsca najbardziej narażone na podtopienia. Analiza tego rozkładu pozwala na określenie przepływów w dowolnie wybranym przekroju dla każdego z analizowanych scenariuszy opadowych.

3.2. Obliczenia hydrologiczne i hydrauliczne

Przedmiotem obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych jest analiza warunków, panujących w analizowanych zlewniach oraz ciekach i rowach.

W ramach obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych wykonano szereg odpowiednich analiz:

- wykonanie modelu całości zlewni (stan aktualny) w celach modelowania opadu w odpływ i określenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w dowolnym przekroju,

- obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki w przekroju miejscowości Załęże, metodą formuły opadowej,
- optymalizacja lokalizacji ewentualnych lokalizacji zbiorników retencyjnych (określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej, określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych),
- optymalizacja pracy zaproponowanych zbiorników retencyjnych w różnych wariantach,
- obliczenia warunków hydraulicznych panujących na analizowanych obszarach tj. w rowach, korytach cieków dla stanu istniejącego oraz dla proponowanych rozwiązań koncepcyjnych,

3.2.1. Symulacje hydrologiczne i hydrauliczne zlewni

Dla jak najlepszego odwzorowania warunków hydrologicznych i hydraulicznych zdecydowano się wykonać matematyczne modele analizowanych zlewni opierające się na numerycznym modelu terenu. W taki sposób wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia mogą być w sposób dokładny określone w każdym przekroju analizowanego obszaru.

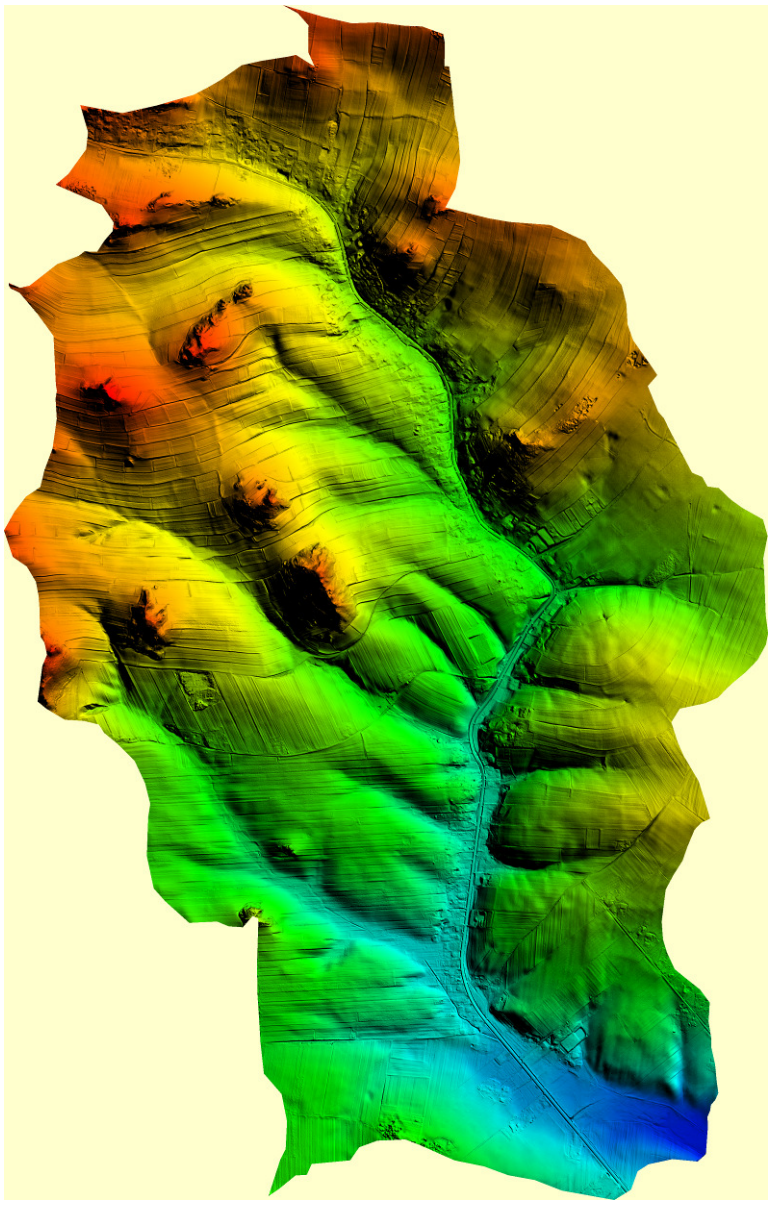
W opracowaniu oparto się zarówno na numerycznym modelu terenu (NMT):

- dla Załęża i Strzegowej - dostępnym w Centralnym Ośrodku Geodezji i Kartografii (model ten powstał w ramach programu ISOK i cechuje go bardzo wysoka dokładność – został wykonany techniką LIDAR skaningu laserowego (naloty w 04.2013 r., 4 punkty pomiarowe na 1 m^2),

- dla Poręby Wielkiej – w związku z faktem że w okresie wykonywania opracowania nie był dostępny jeszcze model w Centralnym Ośrodku Geodezji i Kartografii zdecydowano się zlecić opracowanie numerycznego modelu terenu specjalistycznej firmie, wykonującej naloty i opracowującej model metodą ortofotogrametryczną (wielkość piksela 2 cm).

W obliczeniach zastosowano połączony model hydrologiczny i hydrauliczny. Dla celów modelowania transformacji opadu całkowitego w opad efektywny wybrano szeroko stosowaną na świecie metodę SCS.

Poniżej przedstawiono przykładowy NMT dla obszaru Strzegowa.



Rys. 13 Numeryczny Model Terenu. Obszar (zlewnia) Strzegowa

Symulacje hydrauliczne analizowanego układu zlewni i koryt wykonano przy pomocy specjalistycznego oprogramowania, służącego do analiz hydraulicznych. GUAD|2D jest aplikacją, która rozwiązuje najbardziej złożone problemy w branży dwuwymiarowych modeli hydraulicznych. Większość modeli, w przeciwieństwie do GUAD|2D, posiada ograniczone możliwości symulacji (np. ze względu na brak możliwości rozwiązania numerycznego pewnych przypadków) lub są dedykowane mało zróżnicowanym terenom. Program GUAD|2D opiera się na najnowszych rozwiązaniach obliczeń numerycznych.

Przepływ wody jest regulowany przez podstawowe prawa zachowania masy i pędu przy założeniu tzw. „płytkiej wody". Oznacza to, że proces wyrównywania średniej głębokości wiąże się z założeniem rozkładu pionowego ciśnienia hydrostatycznego. Wyrażenie ma

postać zbioru hiperbolicznych równań nieliniowych, które w dwu wymiarach, wiążą głębokość wody, jak również dwie składowe prędkości,

$$\frac{\partial \mathrm{U}}{\partial t}+\frac{\rho}{\nabla \mathrm{E}}=\frac{\partial \mathrm{U}}{\partial t}+\frac{\partial \mathrm{F}}{\partial x}(\mathrm{U})+\frac{\partial \mathrm{G}}{\partial y}(\mathrm{U})=\mathrm{S}(x,y,\mathrm{U})$$

$$\mathbf{U}=(h,q_x,q_y)^T \qquad \mathbf{F}=\left(q_x,\frac{q_x^2}{h}+\frac{gh^2}{2},\frac{q_xq_y}{h}\right)^T \qquad \mathbf{G}=\left(q_y,\frac{q_xq_y}{h},\frac{q_y^2}{h}+\frac{gh^2}{2}\right)^T$$

gdzie:

qx=uh, qy=vh – przepływy jednostkowe, jako składowe kartezjańskie kierunków

h – głębokość wody ,

g – przyspieszenie ziemskie,

(u,v) – średnie składowe wartości prędkości (wektora U).

Obszar symulacji w celach obliczeniowych jest zdyskretyzowany w siatce tzw „gridu” – prostokątnej siatce numerycznej, który podlega następnie triangularyzacji do siatki nieregularnych trójkątów. Struktury sieci kartezjańskich są prostsze, natomiast niestrukturalne sieci trójkątów oferują większe zdolności obliczeniowe.

Każde oczko siatki obliczeniowej (w symulacjach przyjęto wielkość jej boku jako 1 m) posiada zdefiniowaną, odpowiednią szorstkość terenu (n=0,02 – 0,06).

W symulacjach jako dolny warunek brzegowy przyjęto przepływ krytyczny w przekroju zamykającym analizowany odcinek.

W opracowaniu przyjęto scenariusze dla opadów o różnym czasie trwania (od 15 minut do 6 godzin) i prawdopodobieństwie przewyższenia p=1%.

3.2.2. Model transformacji opadu

Opadem efektywnym nazywamy tę część średniego opadu całkowitego, która poprzez spływ powierzchniowy kształtuje hydrogram odpływu powierzchniowego. Wysokość opadu efektywnego obliczono modelem o parametrach rozłożonych, odejmując od opadu całkowitego wysokość intercepcji, infiltracji i lokalną retencję powierzchniową.

W metodzie SCS opad efektywny Ht uzależniony jest od średniego opadu całkowitego Pt oraz rodzaju gleb, sposobu użytkowania terenu zlewni i wilgotności gleby w okresie poprzedzającym opad. Wszystkie te czynniki ujmuje bezwymiarowy parametr CN (CurveNumber), związany z maksymalną retencją zlewni S, o wartościach zmieniających się w zakresie od 0 do 100:

$$S = 25.4\,(\frac{1000}{CN} - 10\,)$$

Opad efektywny Ht po czasie t = i Δt (gdzie Δt jest przyjętym przedziałem czasowym, a i jest liczbą przedziałów) obliczamy ze wzoru:

$$\begin{cases} H_t = \sum_{j=1}^{i} \Delta H_j = 0 & gdy \quad (P_t - 0.2S) \le 0 \\ H_t = \sum_{j=1}^{i} \Delta H_j = \dfrac{(P_t - 0.2S)^2}{P_t + 0.8S} & gdy \quad (P_t - 0.2S) > 0 \end{cases}$$

gdzie: Ht - wysokość średniego w zlewni opadu efektywnego w przedziale czasu (0, t) w mm,

Pt - wysokość opadu średniego w zlewni w przedziale czasu (0, t,) w mm,

ΔHj - wysokość opadu efektywnego w przedziale Δt w mm,

Z podanych zależności obliczono opad efektywny, przyjmując wartość parametru CN zależną od rodzaju gleb i użytkowania powierzchni z tablic opracowanych przez SCS.

Dla każdej zlewni obliczono wartość retencji S dla średniej wartości parametru CN zależnej od rodzaju pokrycia i sposobu użytkowania powierzchni zlewni oraz rodzaju gleb.

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

gdzie: CNsr - średnia wartość parametru CN,

CNr - wartość parametru CN,

Ar - powierzchnia cząstkowa zlewni w km2,

A - całkowita powierzchnia zlewni w km2.

Zgodnie z przyjętą klasyfikacją, gleby podzielono na cztery grupy:

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 iły piaszczyste

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

W przypadku analizowanych zlewni przyjęto kategorie gleb według mapy hydrograficznej Polski, a sposób zagospodarowania według ortofotomapy.

Przy zróżnicowanym rodzaju gleb i pokryciu zlewni, parametr CN zwykle oblicza się jako wartość średnią z wagą określoną jako stosunek powierzchni jednorodnych do całkowitej powierzchni zlewni. W wykorzystanym modelu komputerowym nie ma konieczności używania średniej ważonej – poszczególne węzły obliczeniowe mają przypisaną unikalną wartość parametru CN. Mapę rozkładu parametru CN w zlewniach przedstawiono w rozdziale 2.

W symulacjach zadano opady nawalne o różnych czasach i prawdopodobieństwie przewyższenia p=1%.

Natężenia deszczu miarodajnego obliczono wg metody opracowanej przez Błaszczyka:

$$q = \frac{6{,}631 * \sqrt[3]{H^2 C}}{t^{0{,}67}}$$

gdzie t – czas trwania opadu [min],

H – wysokość średniego opadu z wielolecia [700 mm],

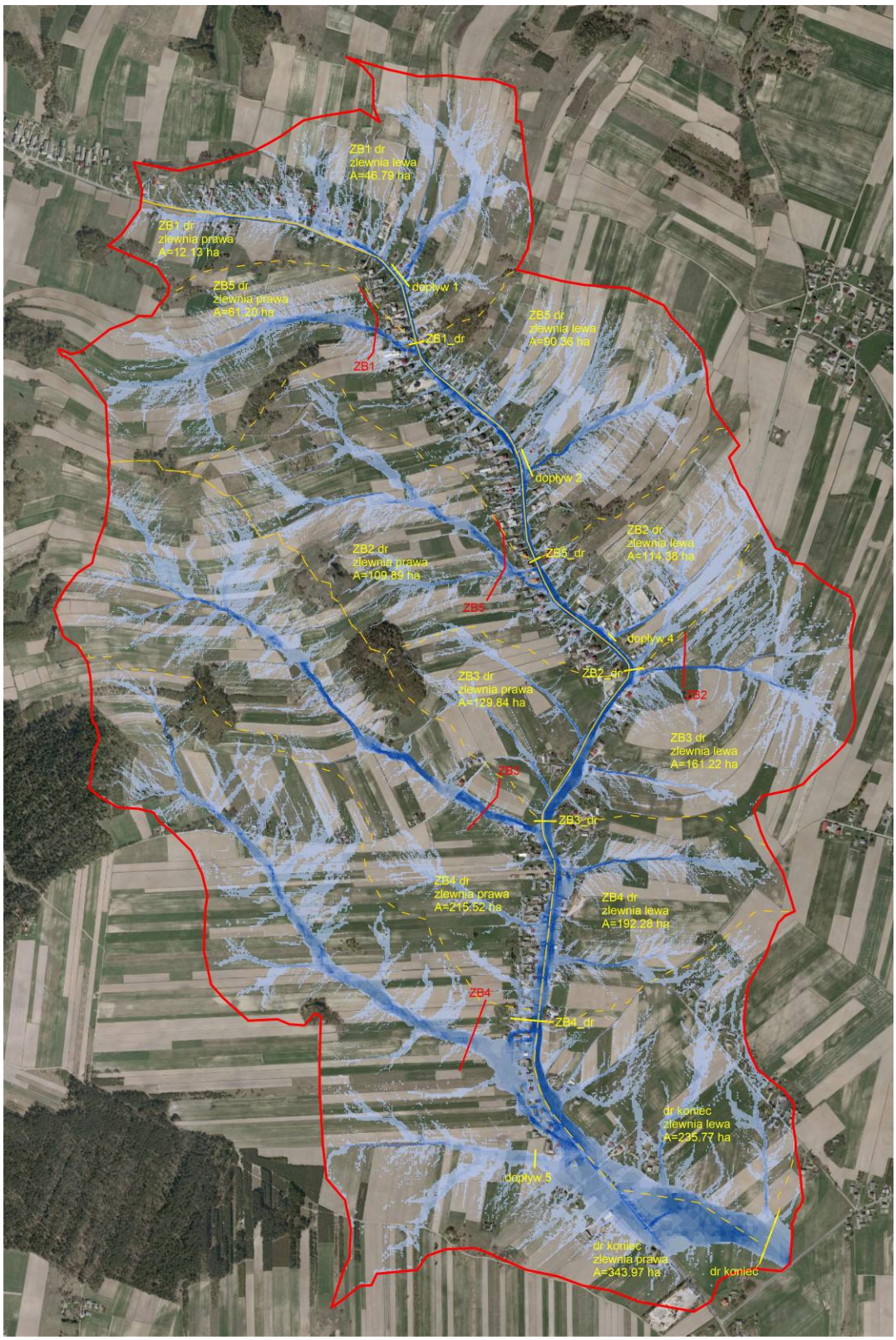
C = 100/p – częstość występowania deszczu.

Natężenia oraz wysokość opadu przedstawiono w tabeli poniżej.

	15 min	1 h	3 h	6 h
p=1%	399 l/sha, 35.9 mm	158 l/sha, 56.9 mm	76 l/sha, 82.0 mm	48 l/sha, 103.3 mm

Tabela 1. Natężenia deszczów obliczeniowych

W wyniku przeprowadzonych symulacji otrzymano bardzo szczegółowe dane w postaci kierunków i wartości prędkości przepływu, głębokości i poziomów wody dla każdego punktu analizowanego terenu. Poniżej przedstawiono przykładową mapę spływów dla obszaru Strzegowa z podziałem na poszczególne zlewnie.



Rys. 14 Mapa spływów – obszar Strzegowa

Do dalszych analiz wytypowano kilka przekrojów obliczeniowych i dla nich określono odpowiadające im przepływy. Lokalizacje przekrojów oraz przebieg hydrogramów przedstawiono w części rysunkowej (Rysunki. 2.1 – 2.3).

W tabelach poniżej zestawiono wartości kulminacji przepływów w przyjętych lokalizacjach.

Rys. 15 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Poręba

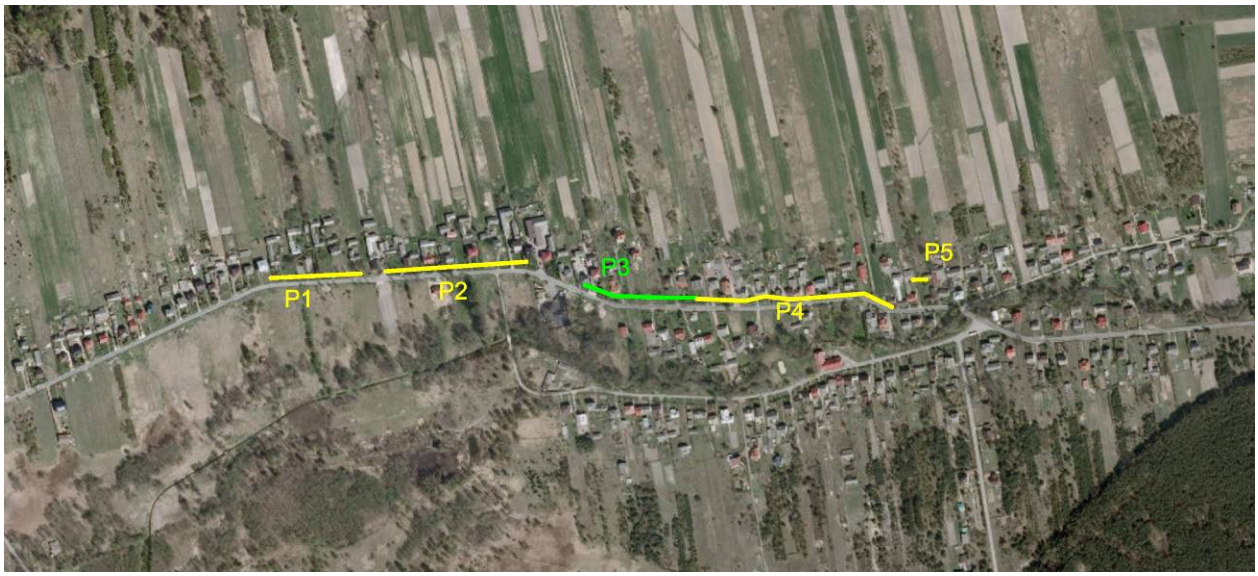
Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
dopływ 1	13.08	8.51	5.41
dopływ 2	7.3	4.43	3.04
dr 1	20.63	13.91	9.27
dr 2	21.49	15.76	10.82

Tabela 1 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach - Poręba Górna.

Rys. 16 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Strzegowa

Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
Zb1	3.05	1.54	0.99
Zb2	2.66	1.54	0.81
Zb3	5.48	3.35	2.06
Zb4	5.45	3.94	2.74
Zb5	2.85	1.44	0.85
Zb1 dr	6.27	3.66	2.33
Zb2 dr	19.54	12.86	8.33
Zb3 dr	22.91	16.5	11.31
Zb4 dr	33.24	22.58	15.62
Zb5 dr	14.08	8.64	5.88
dopływ 1	1.85	1.07	0.66
dopływ 2	2.07	1.23	0.65
dopływ 4	0.91	0.55	0.36
dopływ 5	1.3	0.78	0.5
dr koniec	30.19	30.75	22.21

Tabela 2 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach - Strzegowa.



Rys. 17 Lokalizacja przekrojów obliczeniowych - Załęże

Przekrój	$Q_{max1\%}$		
	1h	3h	6h
P1	6.76	4.5	3.15
P2	1.52	0.91	0.64
P3	1.12	0.8	0.6
P4	2.57	1.43	0.91
P5	1.83	1.08	0.71

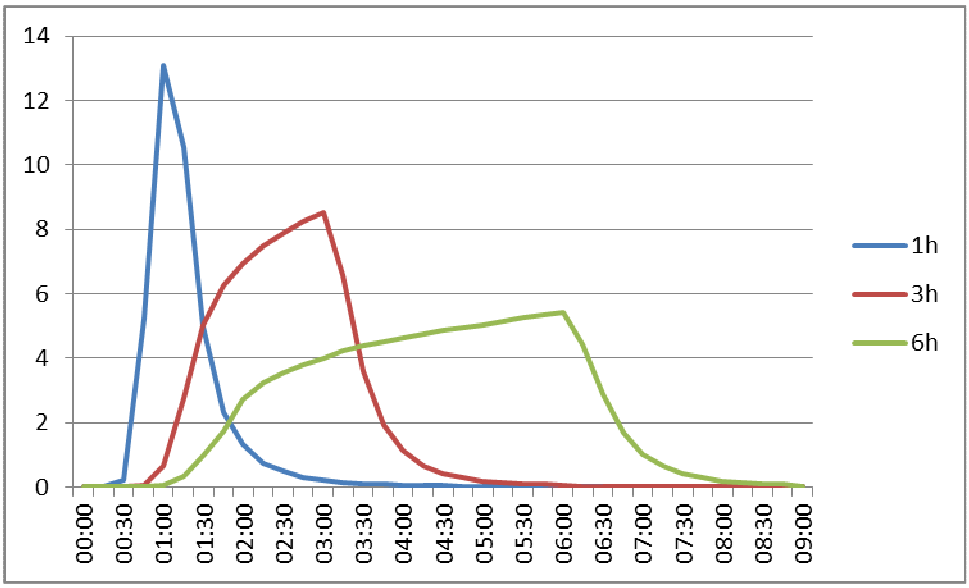
Tabela 3 Przepływy maksymalne roczne w wybranych przekrojach – Załęże.

Symulacje wskazują, że czas koncentracji dla analizowanych zlewni to w większości przypadków 1 godzina.

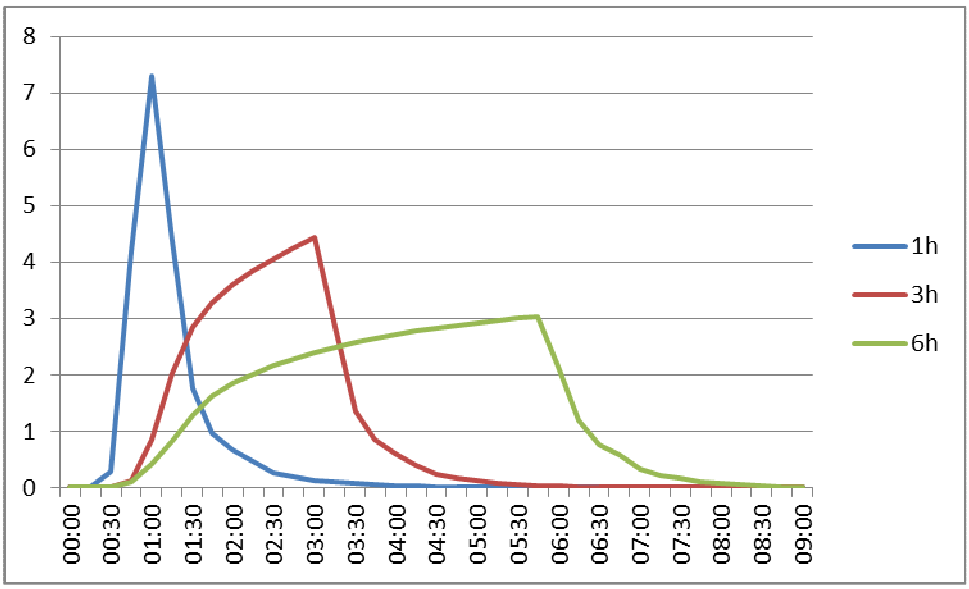
Do dalszych analiz przyjęto właśnie ten przepływ, w przypadku optymalizacji wielkości zbiorników retencyjnych i wymiarów ich spustów pod uwagę wzięto wszystkie hydrogramy (hydrogramy o mniejszej kulminacji, ale o dłuższym czasie trwania dają większą objętość).

Wykresy symulowanych hydrogramów o prawdopodobieństwie przewyższenia p=1% i różnym czasie trwania opadu pokazano poniżej.

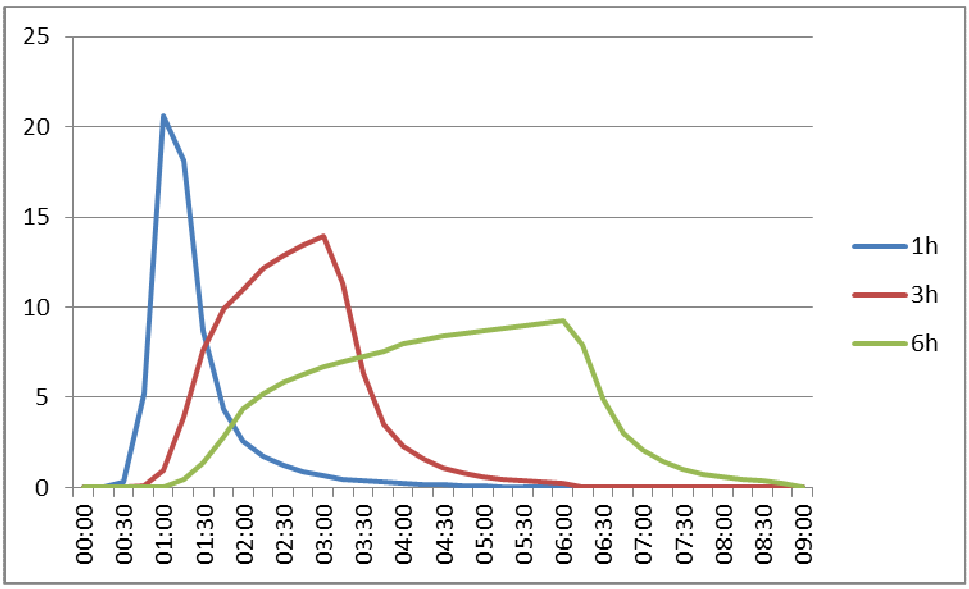
PORĘBA GÓRNA



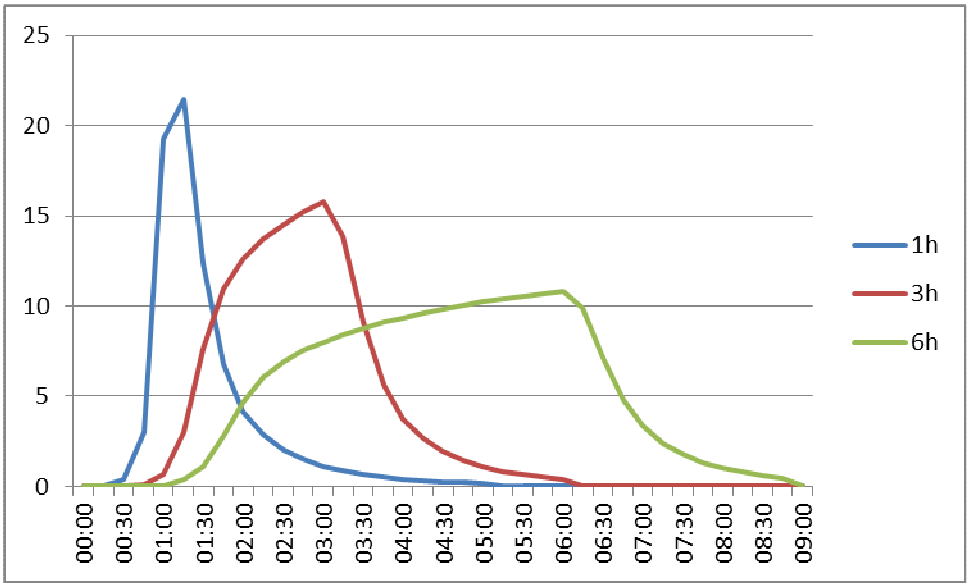
Rys. 18 Hydrogramy – Poręba Górna, dopływ 1.



Rys. 19 Hydrogramy – Poręba Górna, dopływ 2.

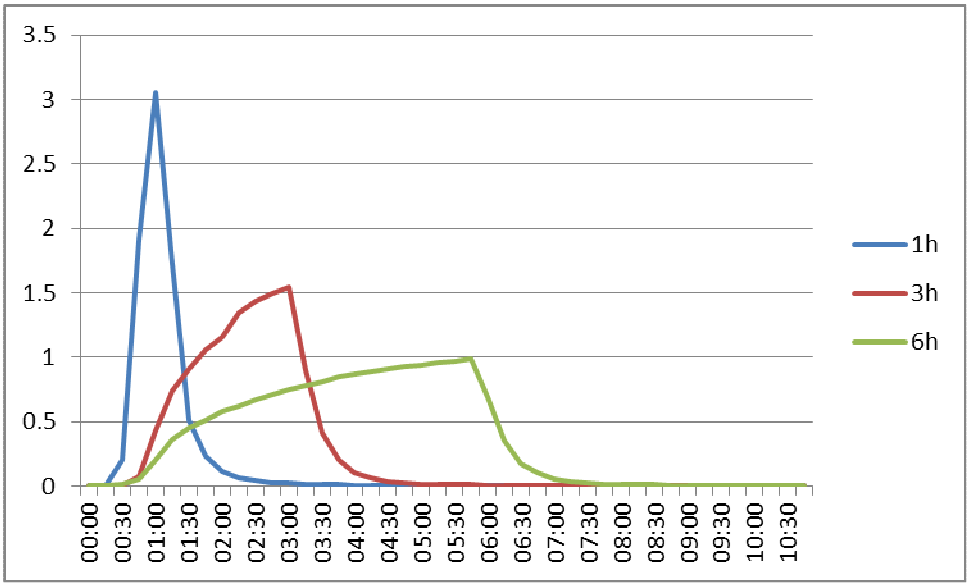


Rys. 20 Hydrogramy – Poręba Górna, dr 1.

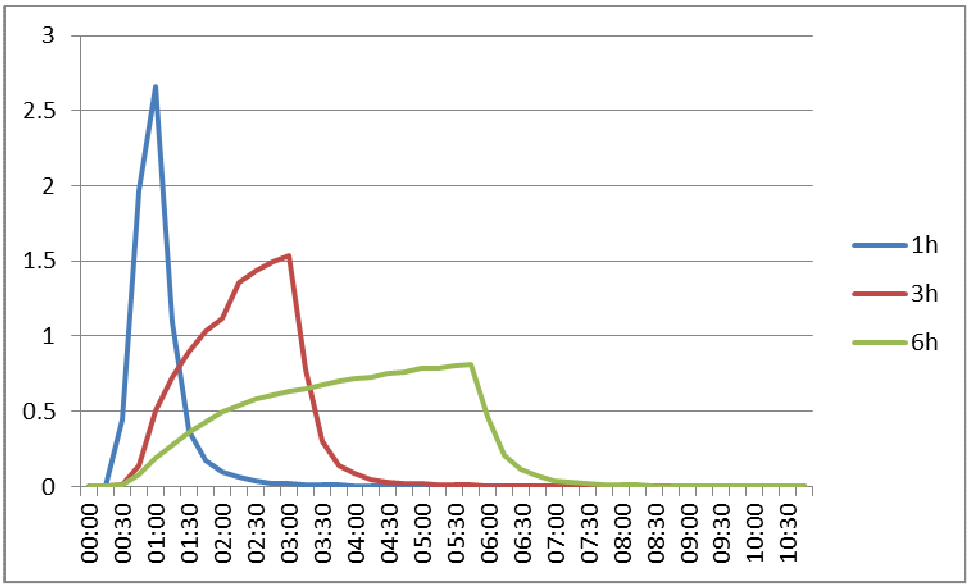


Rys. 21 Hydrogramy – Poręba Górna, dr 1.

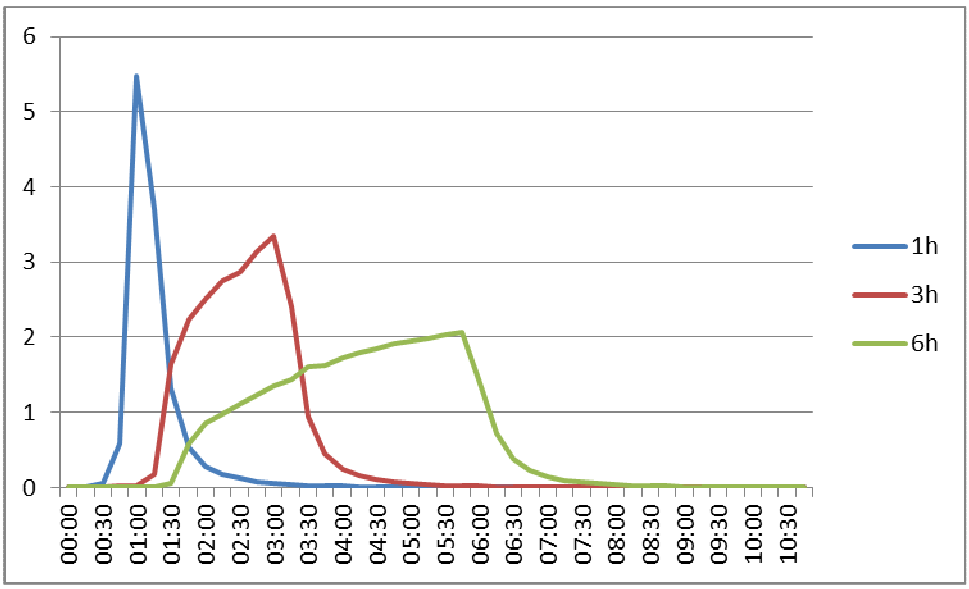
STRZEGOWA



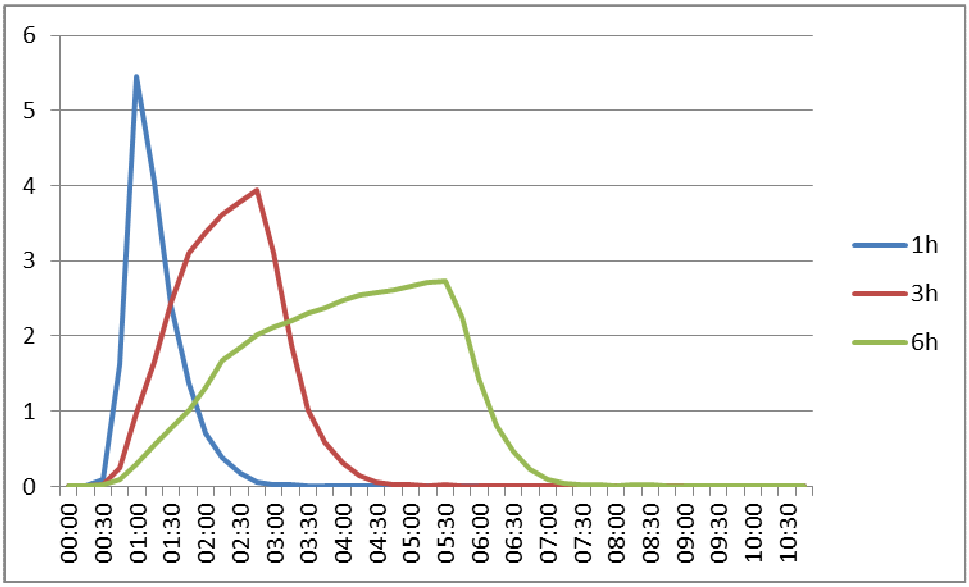
Rys. 22 Hydrogramy - Strzegowa, Zb1.



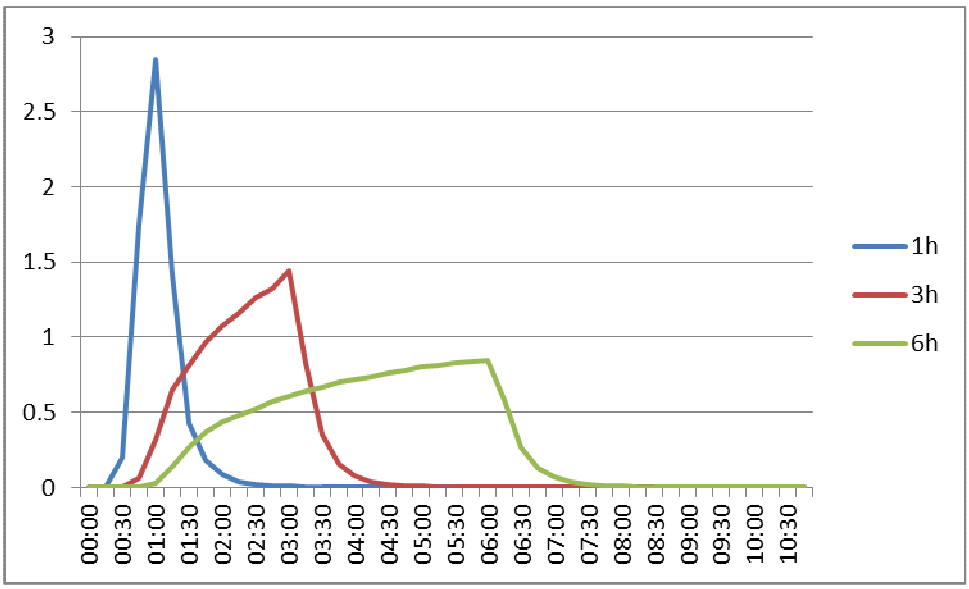
Rys. 23 Hydrogramy - Strzegowa, Zb2.



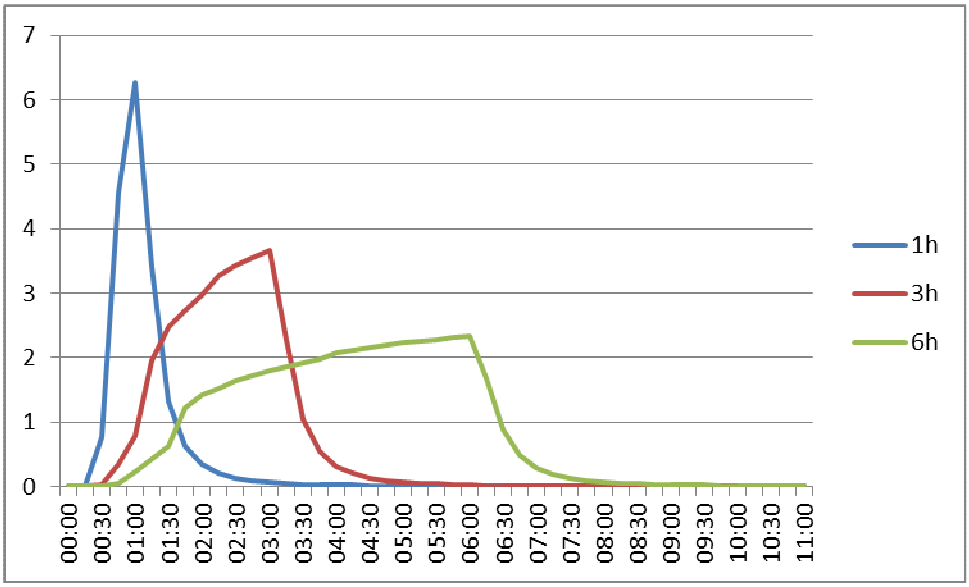
Rys. 24 Hydrogramy - Strzegowa, Zb3.



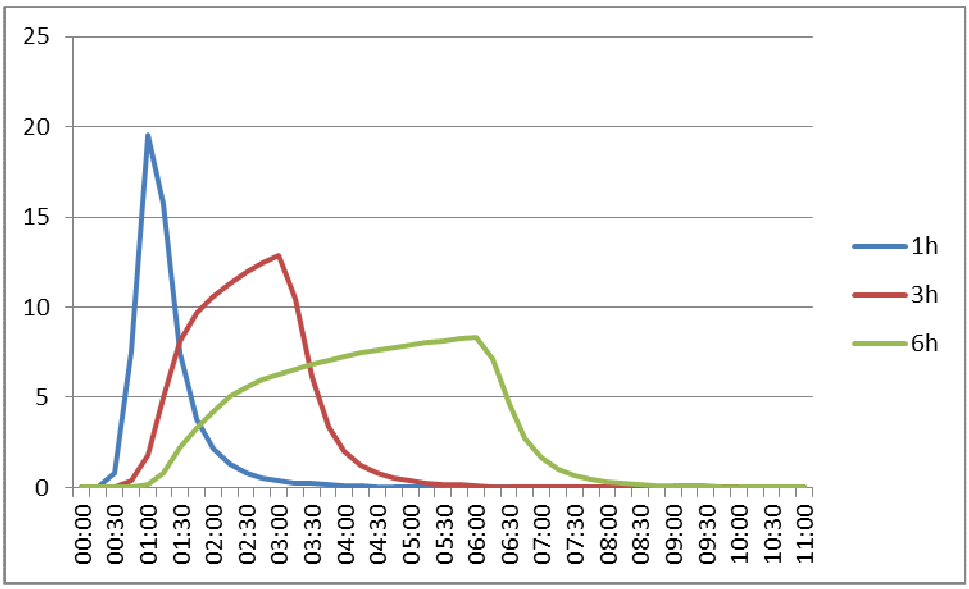
Rys. 25 Hydrogramy - Strzegowa, Zb4.



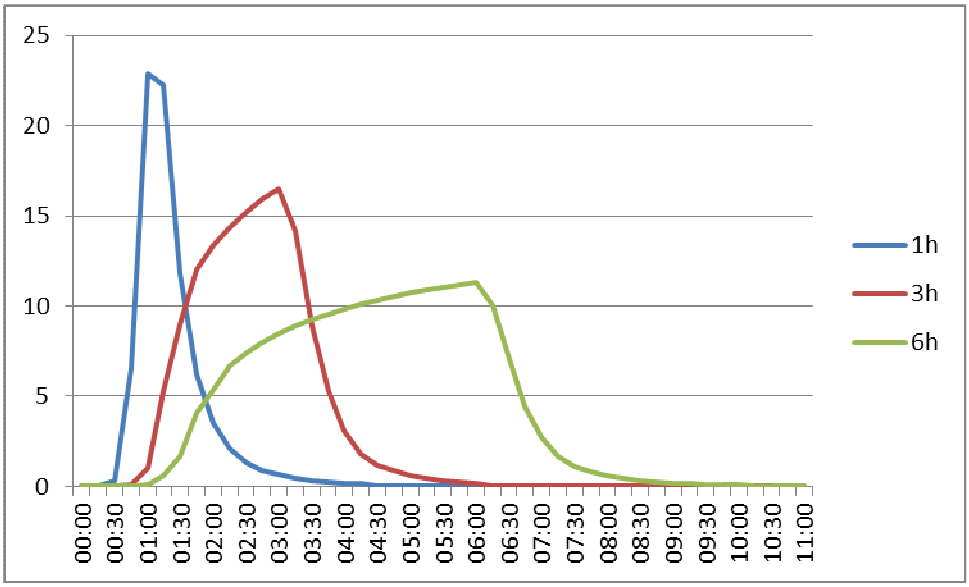
Rys. 26 Hydrogramy - Strzegowa, Zb5.



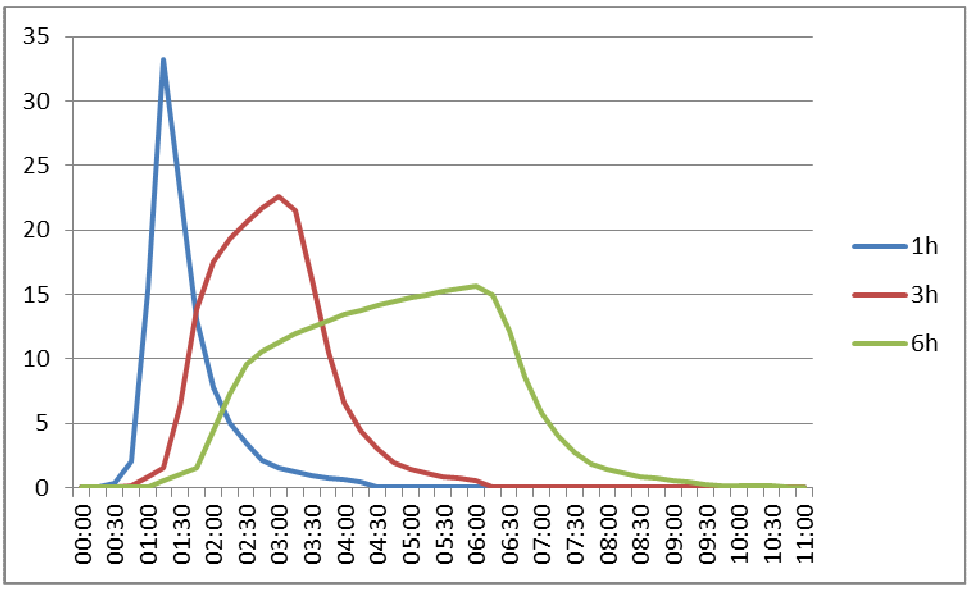
Rys. 27 Hydrogramy - Strzegowa, Zb1 dr.



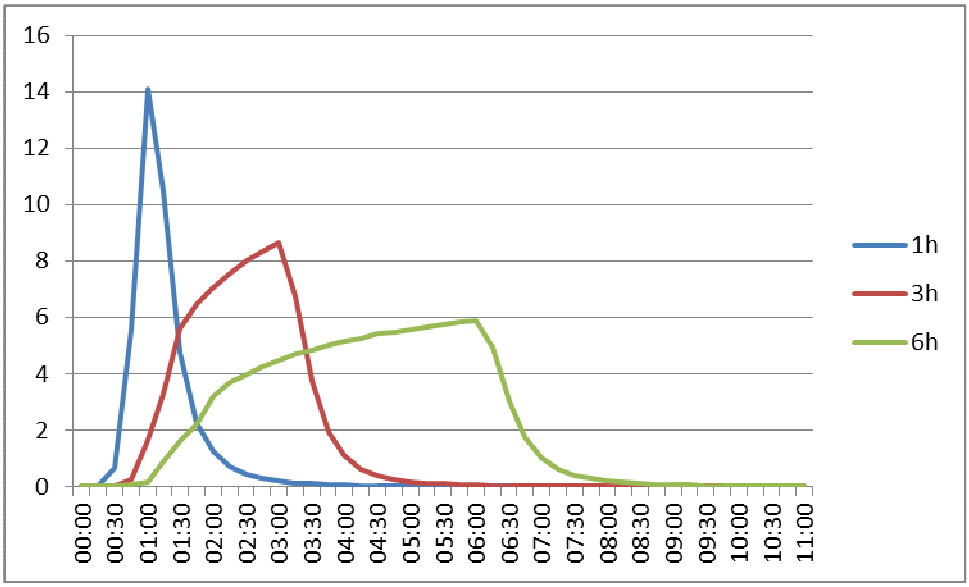
Rys. 28 Hydrogramy - Strzegowa, Zb2 dr.



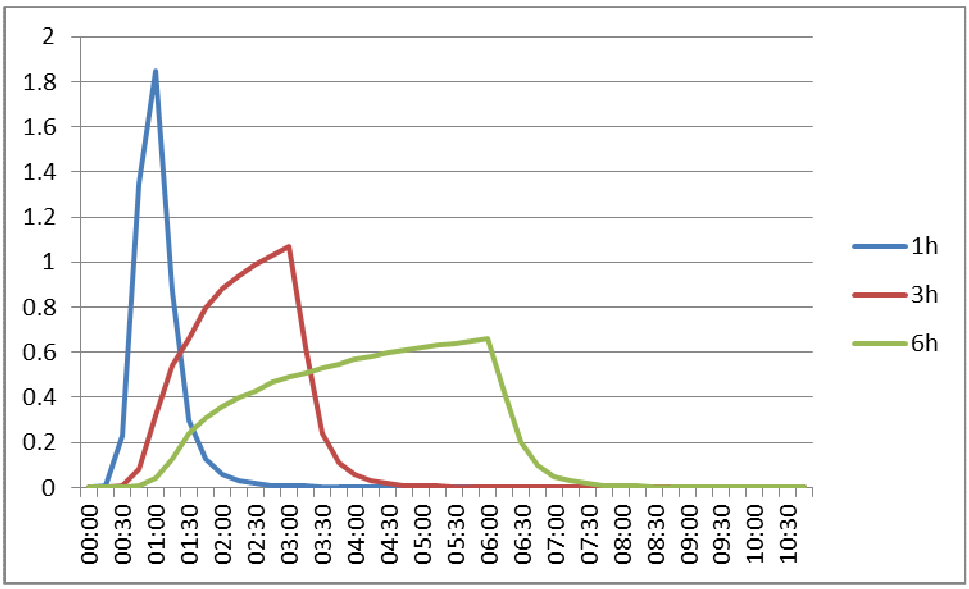
Rys. 29 Hydrogramy - Strzegowa, Zb3 dr.



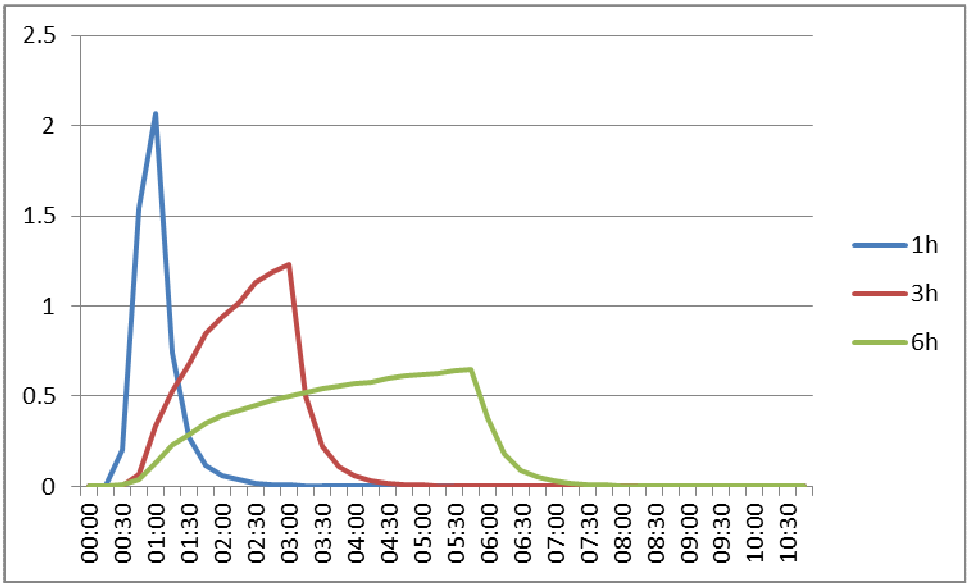
Rys. 30 Hydrogramy - Strzegowa, Zb4 dr.



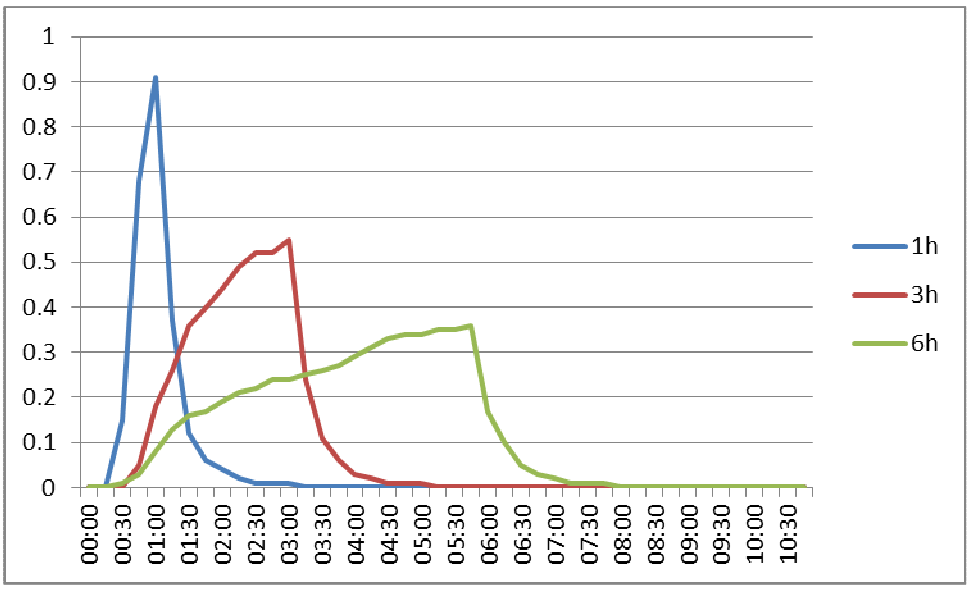
Rys. 31 Hydrogramy - Strzegowa, Zb5 dr.



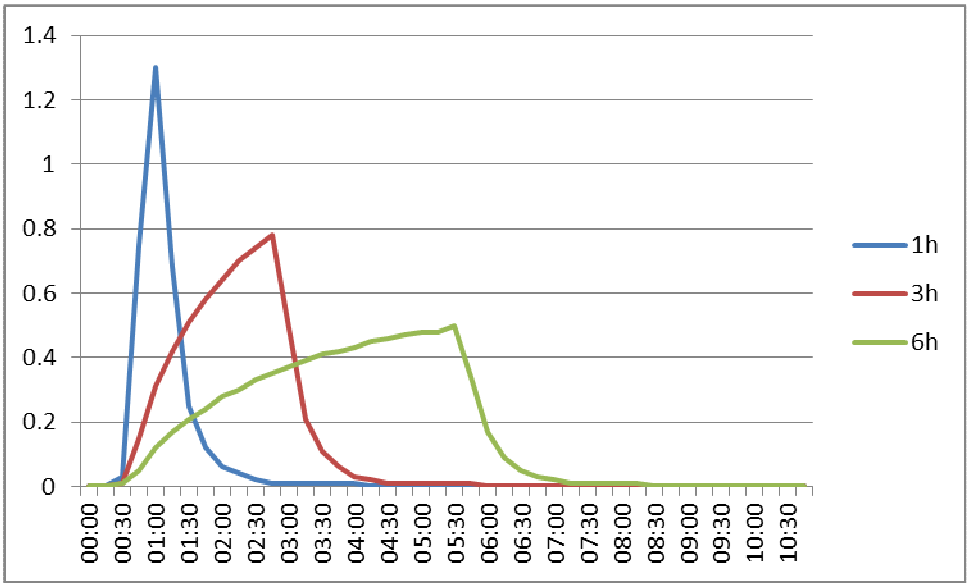
Rys. 32 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 1.



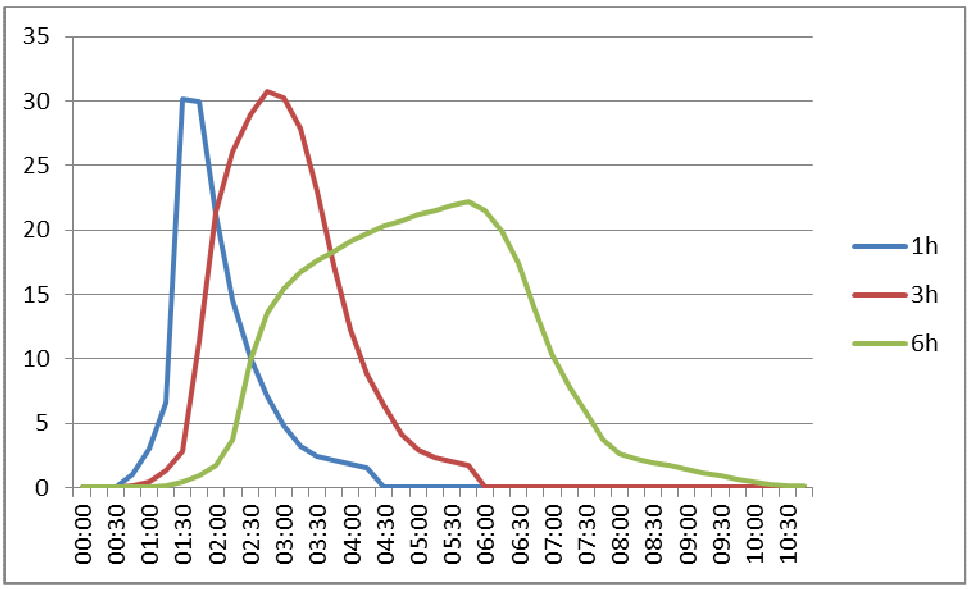
Rys. 33 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 2.



Rys. 34 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 4.

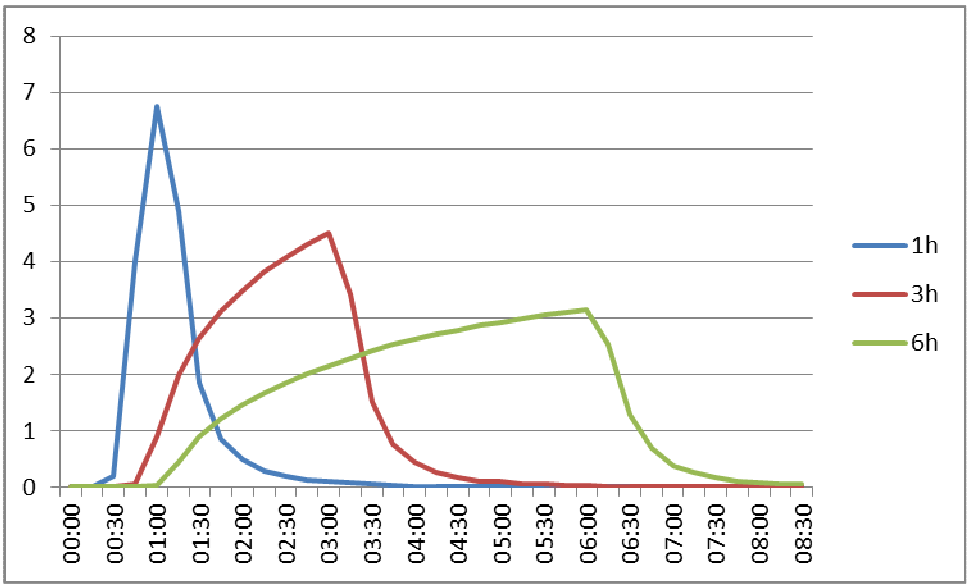


Rys. 35 Hydrogramy - Strzegowa, dopływ 5.

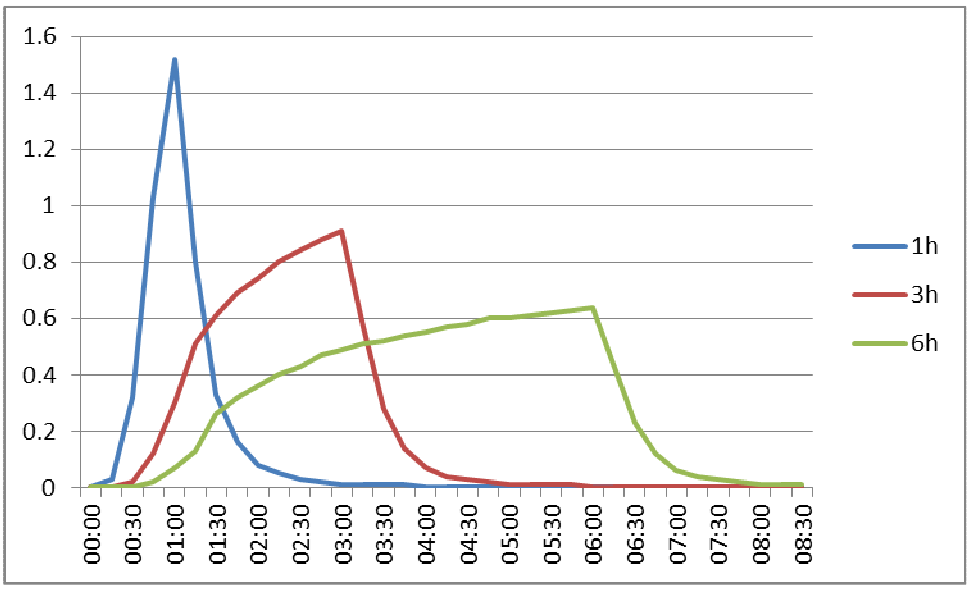


Rys. 36 Hydrogramy - Strzegowa, dr koniec.

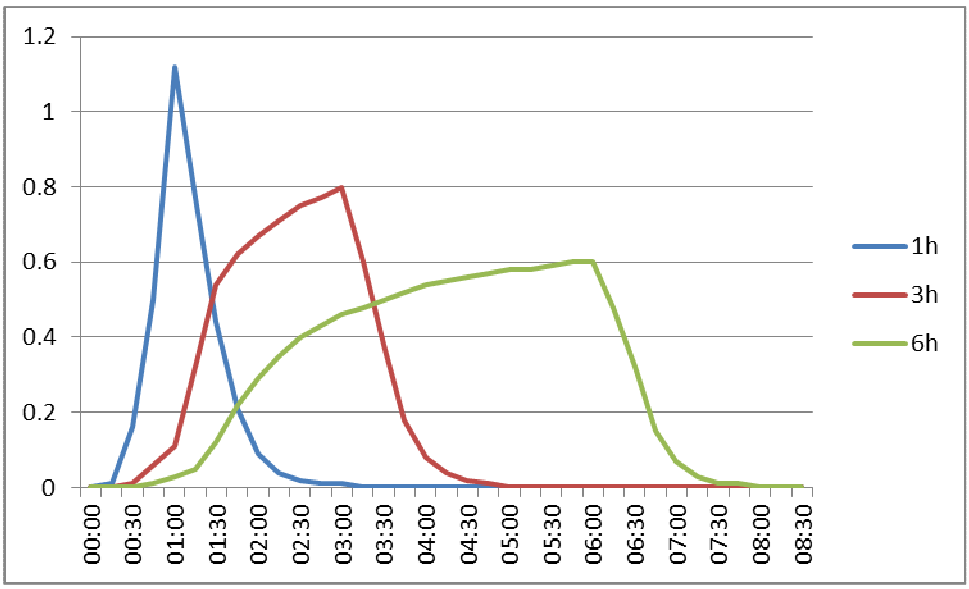
ZAŁĘŻE



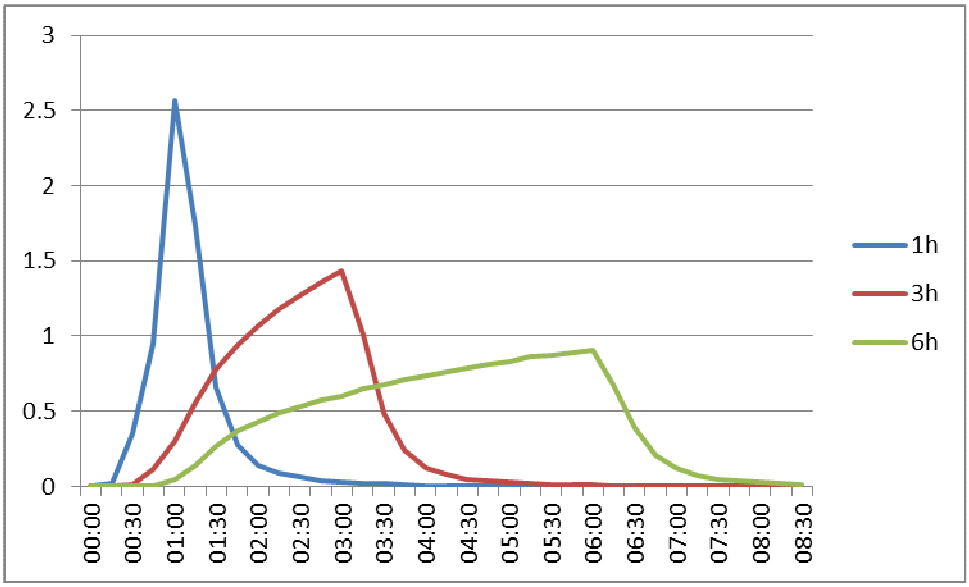
Rys. 37 Hydrogramy - Załęże, P1.



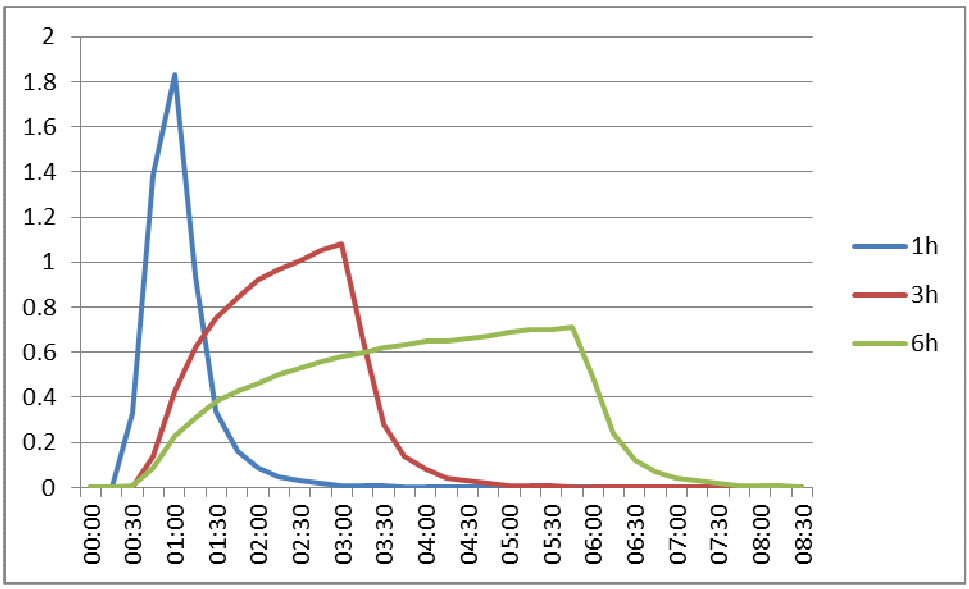
Rys. 38 Hydrogramy - Załęże, P2.



Rys. 39 Hydrogramy - Załęże, P3.



Rys. 40 Hydrogramy - Załęże, P4



Rys. 41 Hydrogramy - Załęże, P5.

3.2.3. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia potoku Tarnówki

Celem tych obliczeń jest określenie charakterystycznych wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w Tarnówce, będącej odbiornikiem wód spływających z rejonu drogi w Załężu. Znajomość tych wartości pozwoli na oszacowanie wpływu poziomu wody na odbiór wód opadowych z przepustów, zlokalizowanych w ciągu drogi powiatowej w Załężu. Analizowany ciek nie jest kontrolowany wodowskazem.

Metoda formuły opadowej, zalecana jest przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej do obliczeń przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach niekontrolowanych o powierzchniach mniejszych niż 50 km^2.

Formuła opadowa:

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

gdzie:

Q_p - przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie p, m^3/s,

f - bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,

F_1 - bezwymiarowy maksymalny moduł odpływu jednostkowego,

φ - bezwymiarowy współczynnik odpływu,

H_1 - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1%, mm,

A - powierzchnia zlewni, km^2,

λ_p bezwymiarowy kwantyl rozkładu dla założonego prawdopodobieństwa p,

δ_j - bezwymiarowy współczynnik redukcji jeziornej.

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

$$I_{r1} = \frac{2000F}{(L+l)^2}$$

gdzie:

I_{r1} - spadek cieku, ‰.

F – powierzchnia pod wykresem sporządzonego profilu, km^2,

L+l - długość cieku głównego wraz z suchą doliną, km,

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:

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

gdzie:

m - miara szorstkości koryta odczytana z tabeli.

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

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

gdzie:

l_s - średnia długość stoków obliczona z obliczona z podanego wzoru w km,

m_s - miara szorstkości stoków odczytana z tabeli,

I_s - średnia długość stoków obliczony z podanego wzoru, km.

$$l_s = \frac{1}{1{,}8\,\rho}$$

gdzie:

ρ - gęstość sieci rzecznej obliczona jako iloraz sumy długości cieku głównego oraz jego dopływów wraz z suchymi dolinami i powierzchni zlewni, 1/km 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 warstwic w m,

k - długość warstwicy w km,

r - liczba warstwic.

Charakterystykę przedmiotowej zlewni (w przekroju Załęża) wraz z parametrami wchodzącymi w skład używanej formuły oraz wyniki obliczeń pokazano w załączniku.

W tabeli 2 zestawiono wyniki obliczeń.

Prawdopodobieństwo p [%]	Przepływ Q_{maxp} [m^3/s]
1	23.2
5	14.8
10	11.2
20	7.9
50	3.4

Tabela 2. Przepływy maksymalne roczne Tarnówki w przekroju Załęże.

Obliczone wartości kulminacji, mimo przyrostu zlewni w stosunku do przekroju poniżej Strzegowej są zbliżone do wartości, obliczonych w ramach modelowania. W przypadku tego typu zlewni, o stromych i głębokich dolinach w źródłowych odcinkach oraz szerokich i płaskich odcinkach poniżej to zjawisko jest często obserwowane.

4. Proponowane rozwiązania techniczne

4.1. Poręba Górna

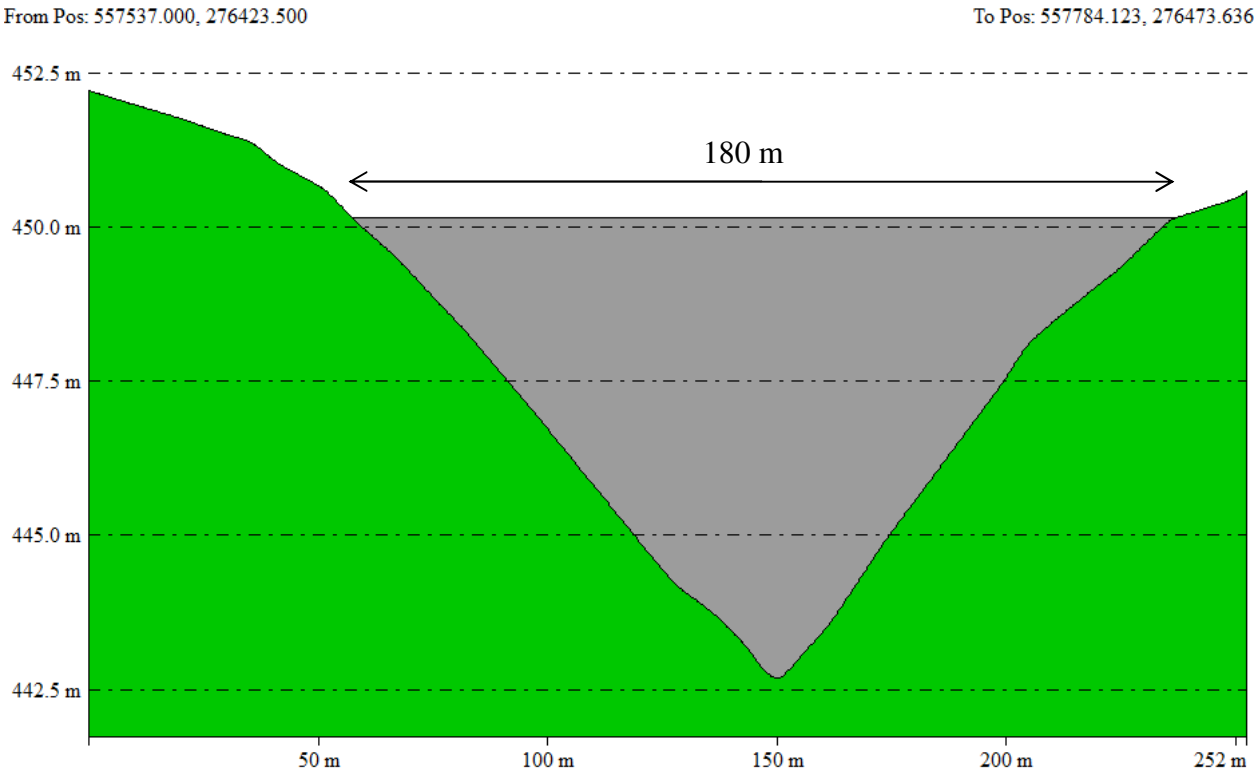
Istniejące uwarunkowania (droga odcinkowo w dnie doliny, zabudowa, zlokalizowana punktowo w dolinie, brak wykształconego koryta cieku, rowy o zbyt małej przepustowości) sprawiają, że w czasie intensywnych opadów formujące się cieki stwarzają zagrożenie podtopieniami, wdzierając się na teren gospodarstw. W ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację dwóch suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinie głównej oraz w na dopływie. Lokalizacja zbiorników poprzedzona była analizą terenu, wielkości przepływów w strugach w dnach dolin, możliwymi do osiągnięcia wielkościami objętości retencyjnej. Przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

Lokalizację zbiorników przedstawiono w części rysunkowej, a poniżej pokazano dolinowe przekroje poprzeczne dla zapór. Wysokość korony zapory wynika z maksymalnej rzędnej zwierciadła wody, powiększonej o 1 metr bezpiecznego wzniesienia.

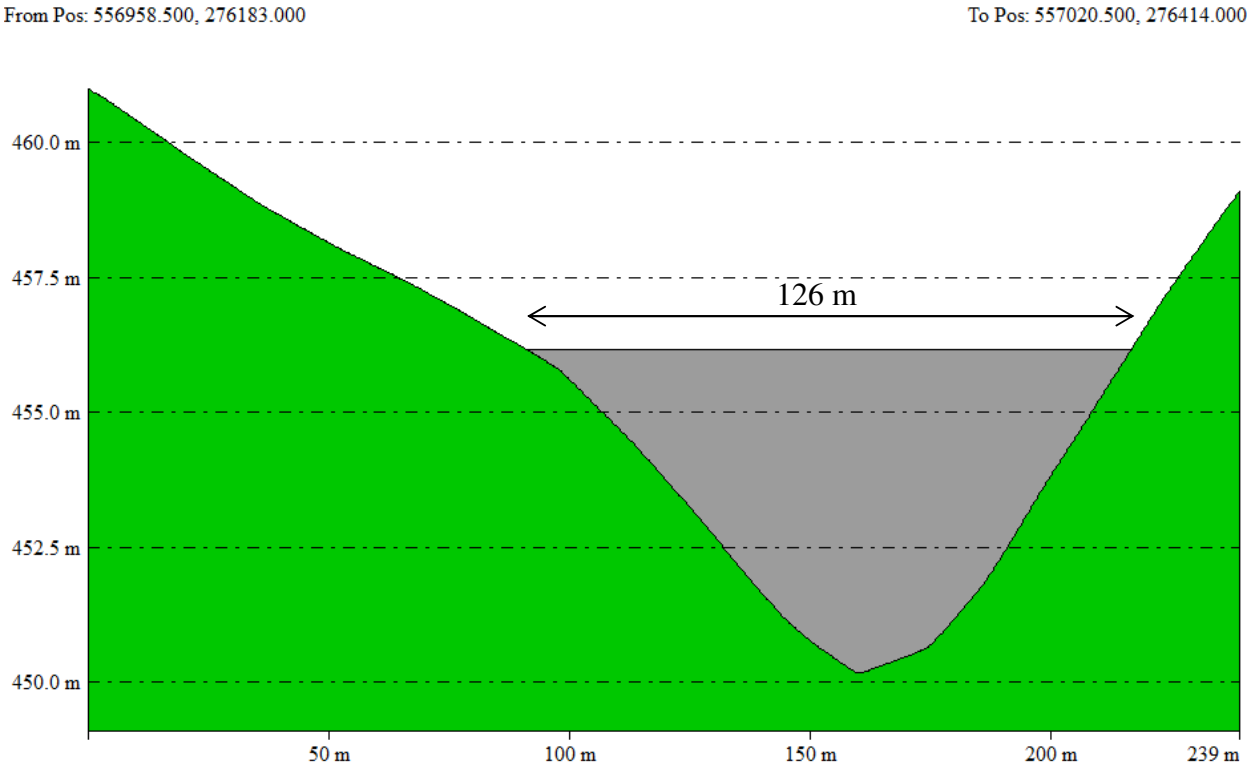
W tabeli poniżej zestawiono wszystkie charakterystyczne wielkości opisujące zbiorniki oraz ich działanie.

Krzywe pojemności poszczególnych zbiorników przedstawiono w załącznikach oraz poniżej.

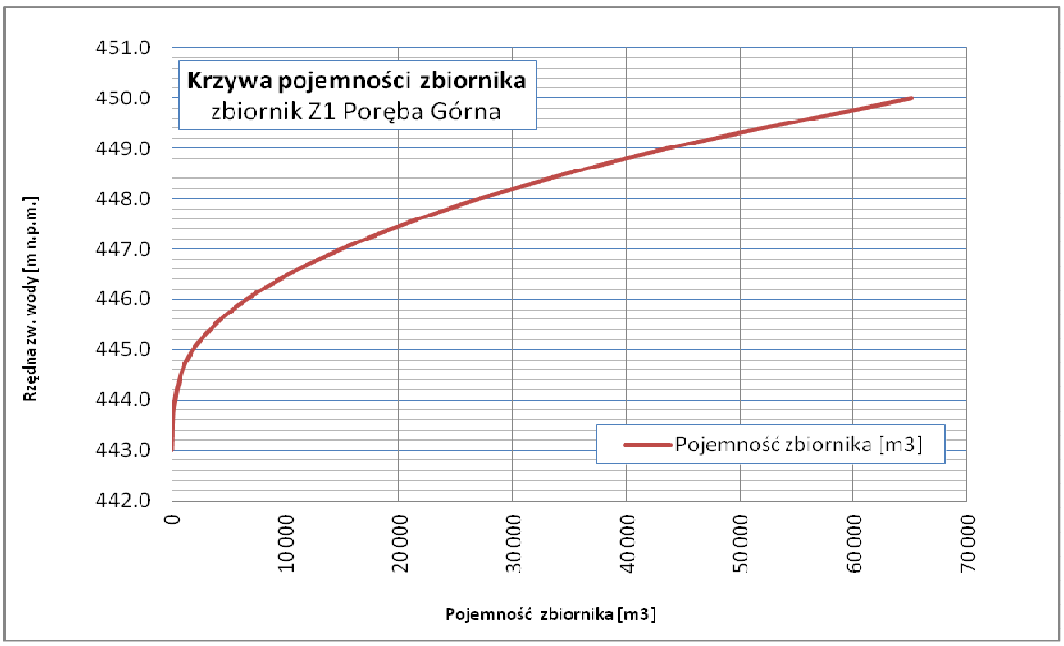
Lokalizację zbiorników przedstawiono w części graficznej.



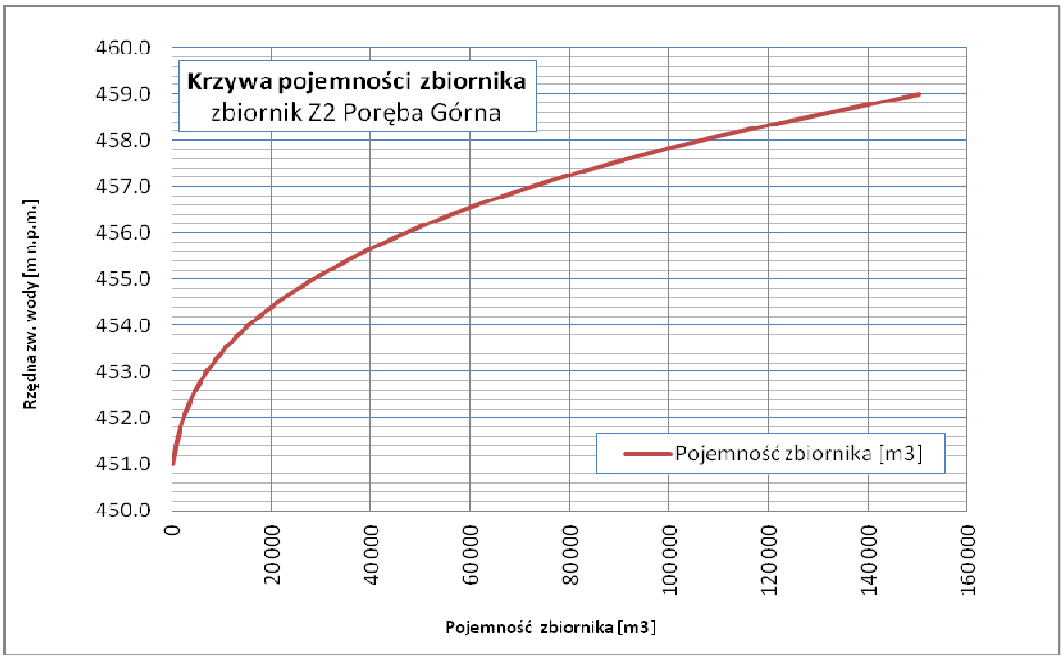
Rys. 42 Przekrój przez zaporę zbiornika Z1



Rys. 43 Przekrój przez zaporę zbiornika Z2



Rys. 44 Krzywa pojemności zbiornika Z1



Rys. 45 Krzywa pojemności zbiornika Z2

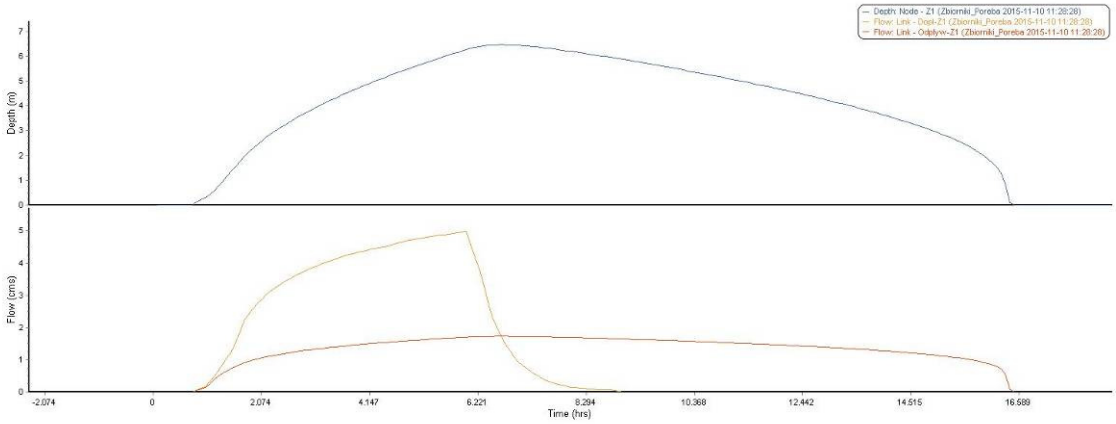
W ramach opracowania analizowano oraz optymalizowano pracę zbiorników retencyjnych w zaproponowanych lokalizacjach. Wyniki symulacji pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

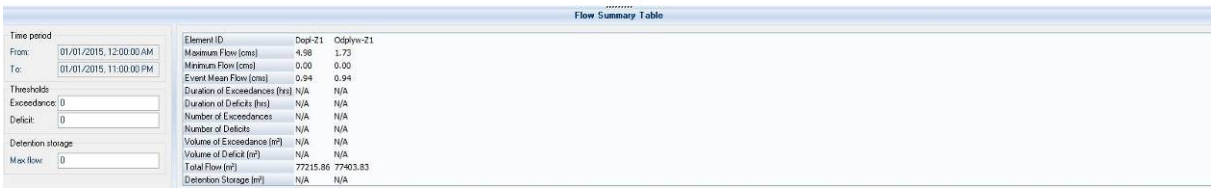
Symulacje wykonano przy pomocy oprogramowania SWMM (*Storm Water Management System*), pozwalającego na modelowanie skomplikowanych układów,

wprowadzanie upustów dennych, przelewów i innych elementów, mających wpływ na hydraulikę układu. Dynamiczne symulacje prowadzono, bazując na otrzymanych w wyniku wcześniej prowadzonych symulacji (oprogramowanie GUAD2D) oraz krzywych objętości zbiornika otrzymanych na podstawie aktualnego numerycznego modelu terenu (technologią skaningu laserowego).

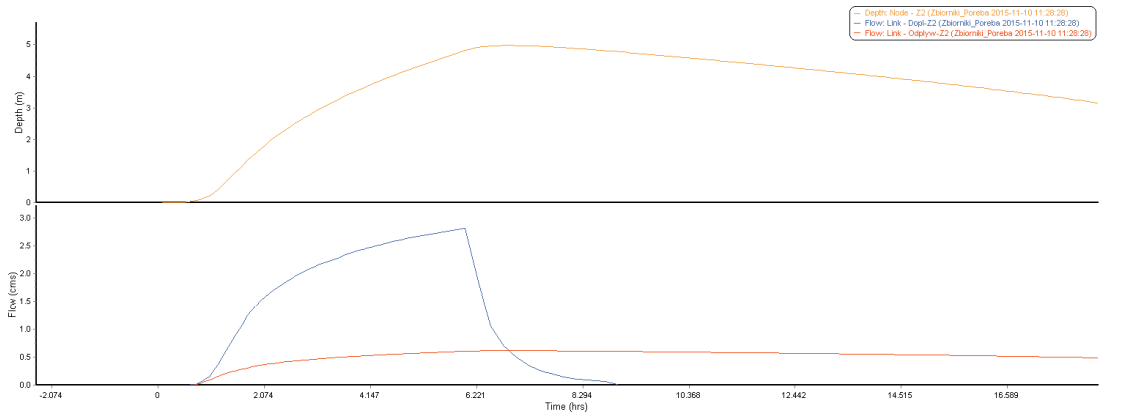
Założono, że odpływ ze zbiornika limitowany będzie przepustowością upustu dennego w komorze wylotowej zbiornika.

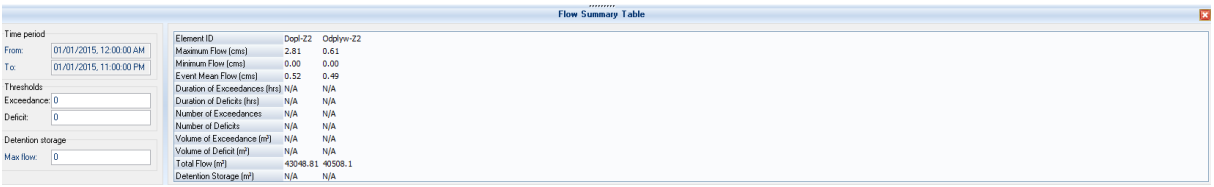
Poniżej zestawiono wyniki analiz dla poszczególnych analizowanych scenariuszy powodziowych oraz średnic rurociągów upustowych (napełnienie zbiornika, dopływ do i odpływ ze zbiornika).



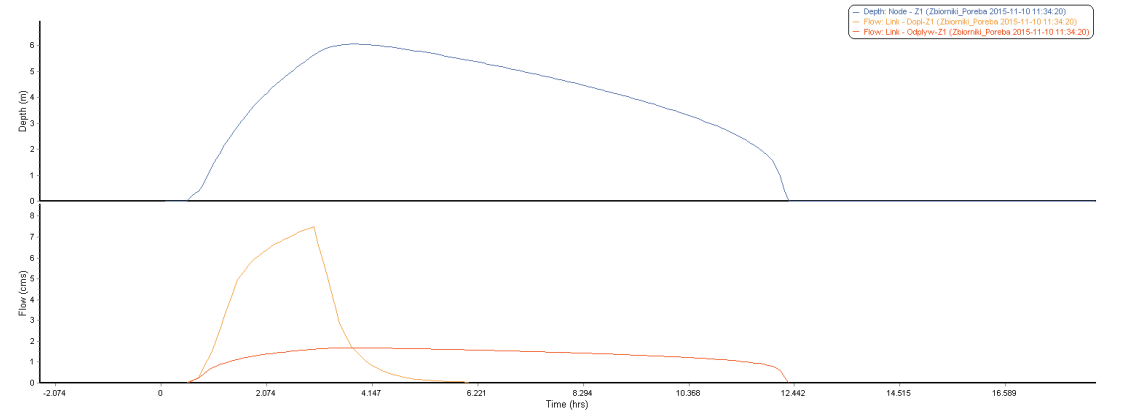


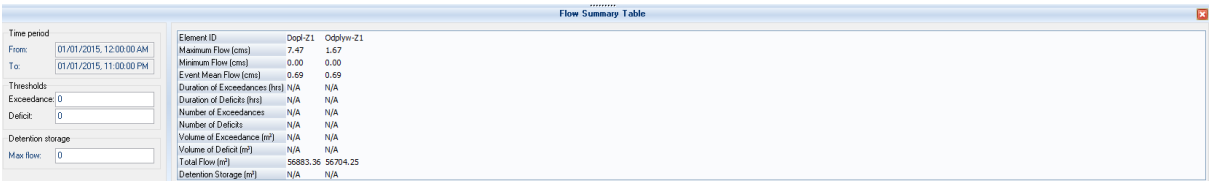
Rys. 46 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=6h



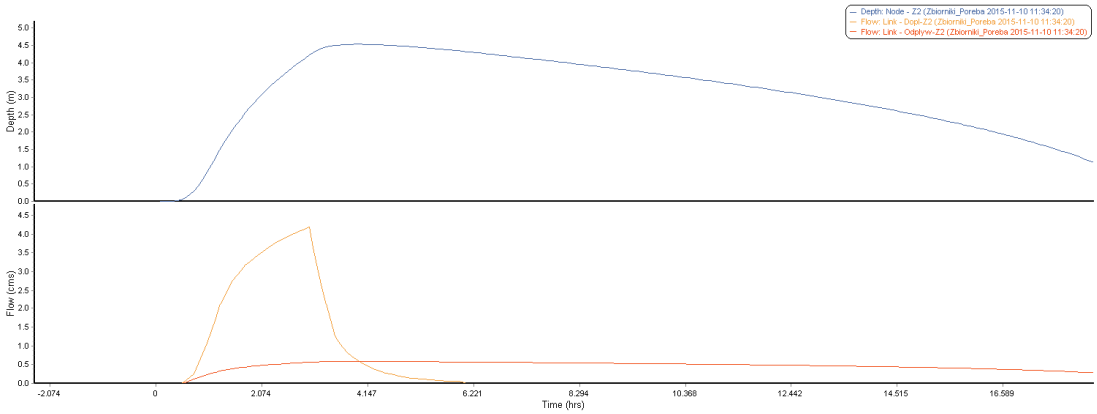


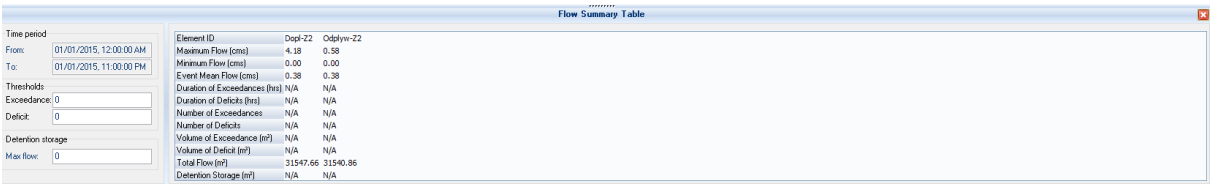
Rys. 47 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=6h



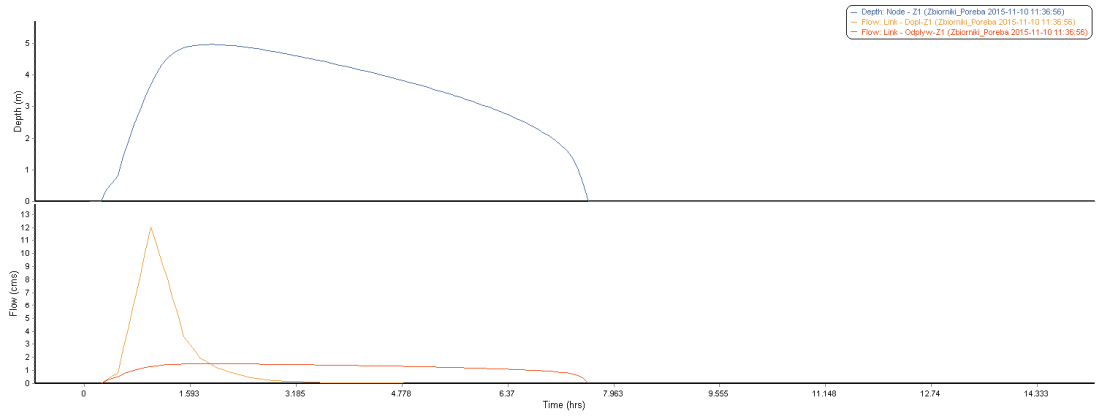


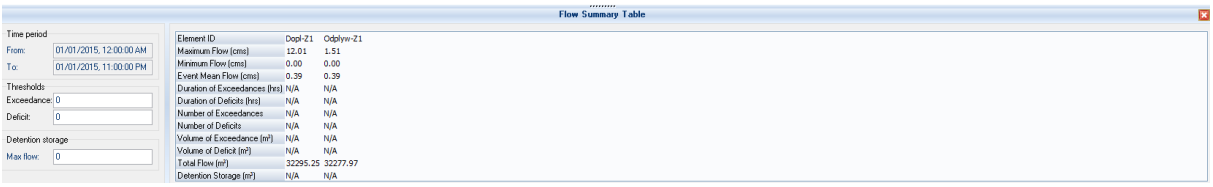
Rys. 48 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=3h



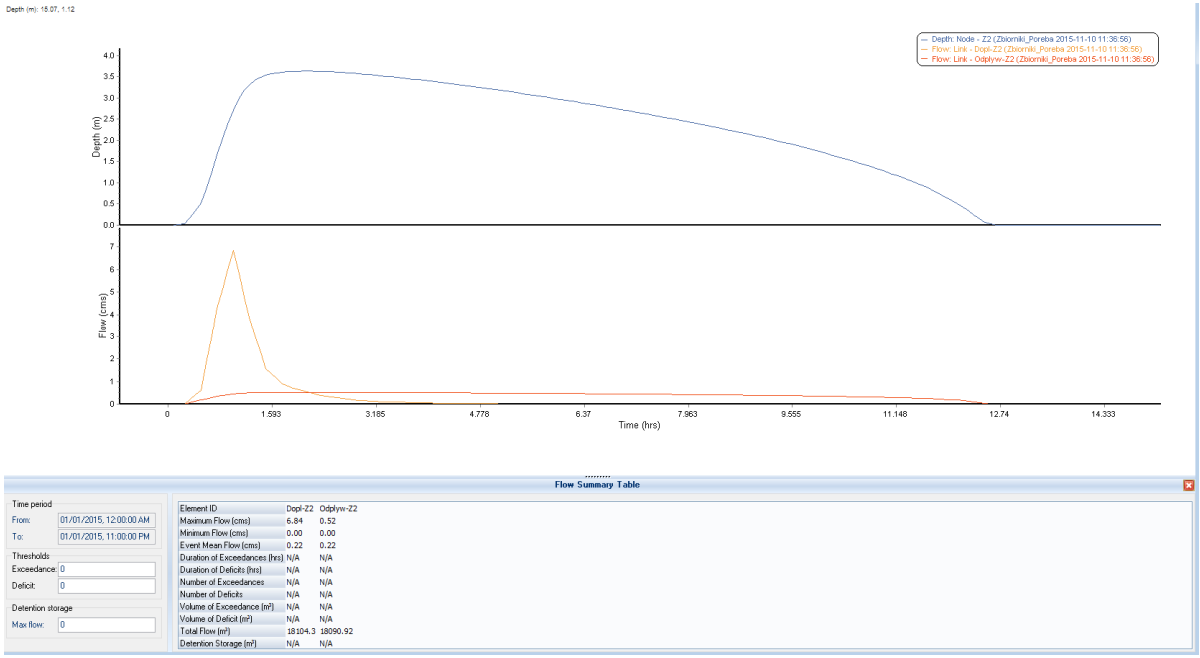


Rys. 49 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=3h





Rys. 50 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=1h



Rys. 51 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=1h

Poniżej w tabeli zestawiono podstawowe parametry pracy zbiorników dla poszczególnych scenariuszy opadowych.

*Tabela 4 Parametry z*biorników Poręba Górna

Zb.	Rzędna dna (m)	Rzędna korony zapory (m)	Wys. Zapory (m)	$Q_{1\%}$ dopływ (m^3/s)			$Q_{1\%}$ odpływ (m^3/s)			Max. Rzędna zw. Wody (m)			Max. Głębokość (m)			Redukcja $Q_{max1\%}$ (%)		
				t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h
Z1	442.68	450.14	7.46	12.01	7.50	5.06	1.51	1.67	1.73	447.65	448.73	449.14	4.97	6.05	6.46	87%	78%	66%
Z2	450.19	456.17	5.98	6.84	4.18	2.81	0.52	0.58	0.61	453.83	454.72	455.17	3.64	4.53	4.98	92%	86%	78%

Oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytami otwartymi, zlokalizowanymi w naturalnym obniżeniu dolin. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie.

W wariancie bez zbiorników proponuje się koryta rowów o przekroju trapezowym o następujących wymiarach:

- rów R1: szerokość w dnie b=2,0 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=1,3 m;

- rów R2: szerokość w dnie b=2,0 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=1,0 m

Dla wariantu ze zbiornikami koryta odpowiednio mniejsze:

- rów R1: szerokość w dnie b=0,5 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=0,6 m;
- rów R2: szerokość w dnie b=0,5 m, nachylenie skarp 1:1,5, minimalna głębokość h=0,5 m

W celu przeprowadzenia wód płynących rowem R2 na południową stronę drogi proponuje się budowę przepustu o świetle 3,0 x 1,5 m dla wariantu bez zbiornika i Ø 1,0 m dla wariantu ze zbiornikami.

Proponowane rozwiązania przedstawiono w części rysunkowej.

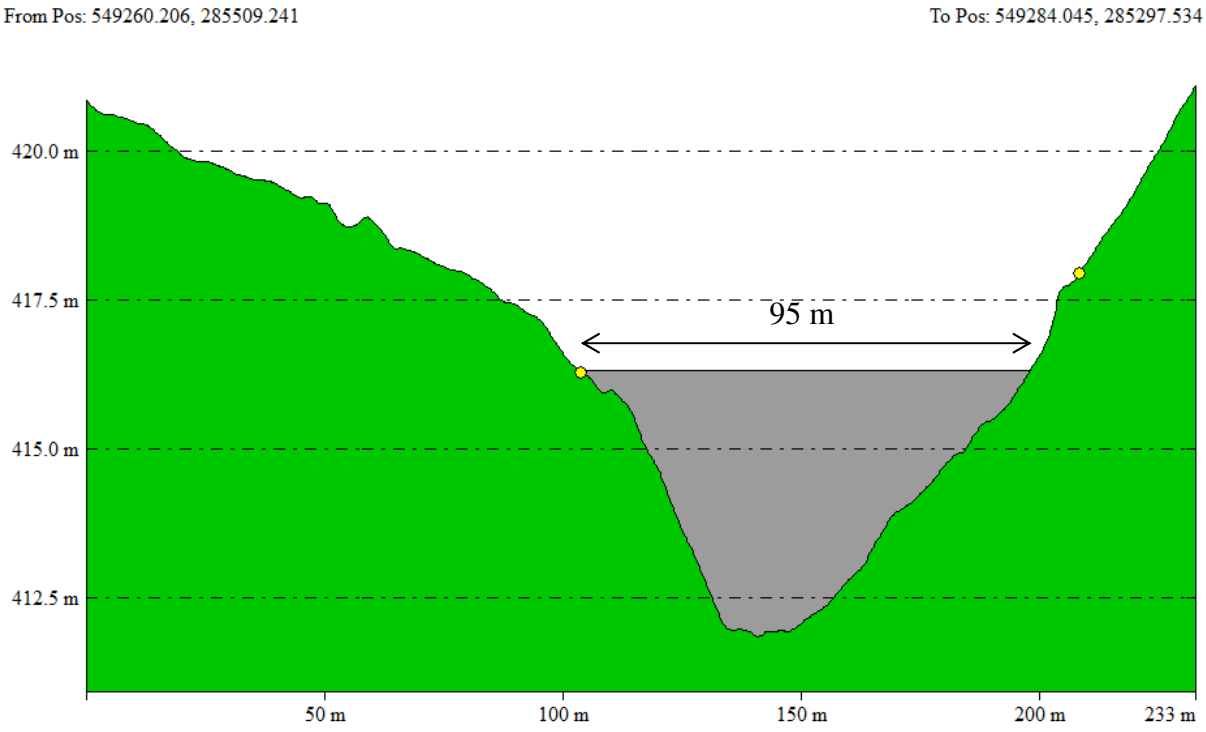
4.2. Obszar Strzegowa

Z punktu widzenia zmniejszenia zagrożenia powodziowego obszar Strzegowej stanowi największy problem. Istniejące uwarunkowania (droga w dnie doliny, intensywna zabudowa) sprawiają, że zakres proponowanych rozwiązań technicznych musi być znaczny. W ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację pięciu suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinkach powyżej zabudowań miejscowości. Lokalizacja zbiorników poprzedzona była analizą terenu, wielkości przepływów w strugach w dnach dolin, możliwymi do osiągnięcia wielkościami objętości retencyjnej. Przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

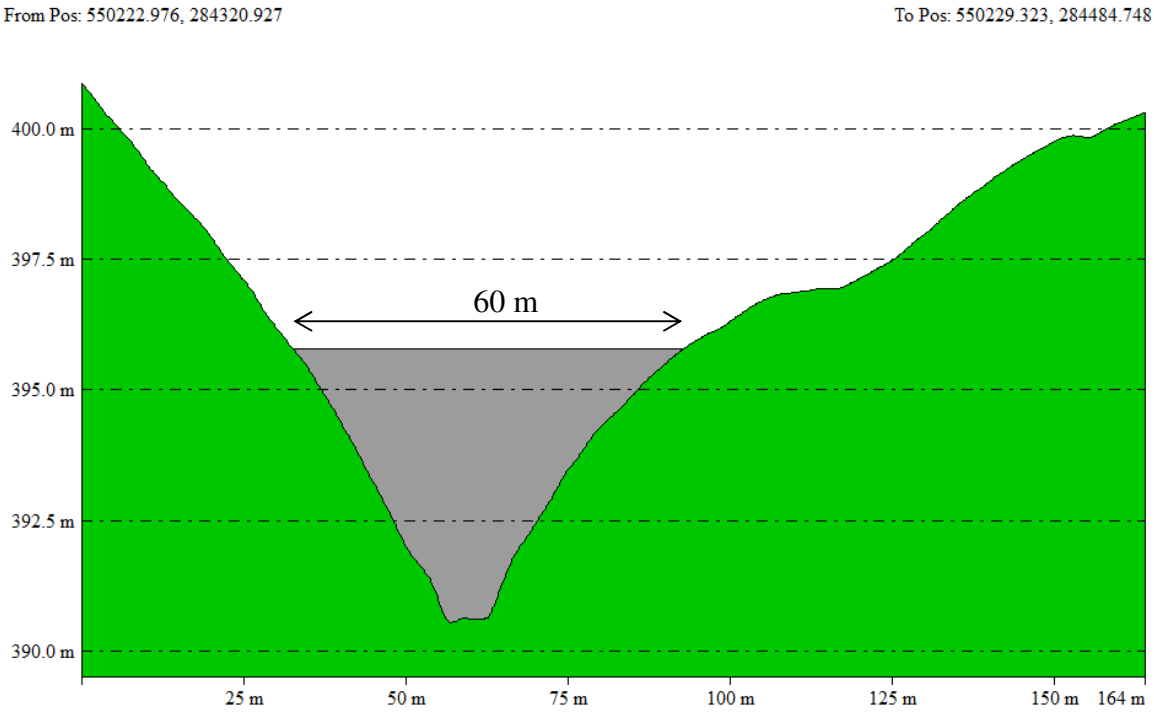
Lokalizację zbiorników przedstawiono w części rysunkowej a poniżej pokazano dolinowe przekroje poprzeczne dla wszystkich zapór. Wysokość korony zapory wynika z maksymalnej rzędnej zwierciadła wody, powiększonej o 1 metr bezpiecznego wzniesienia.

W tabeli poniżej zestawiono wszystkie charakterystyczne wielkości opisujące zbiorniki oraz ich działanie.

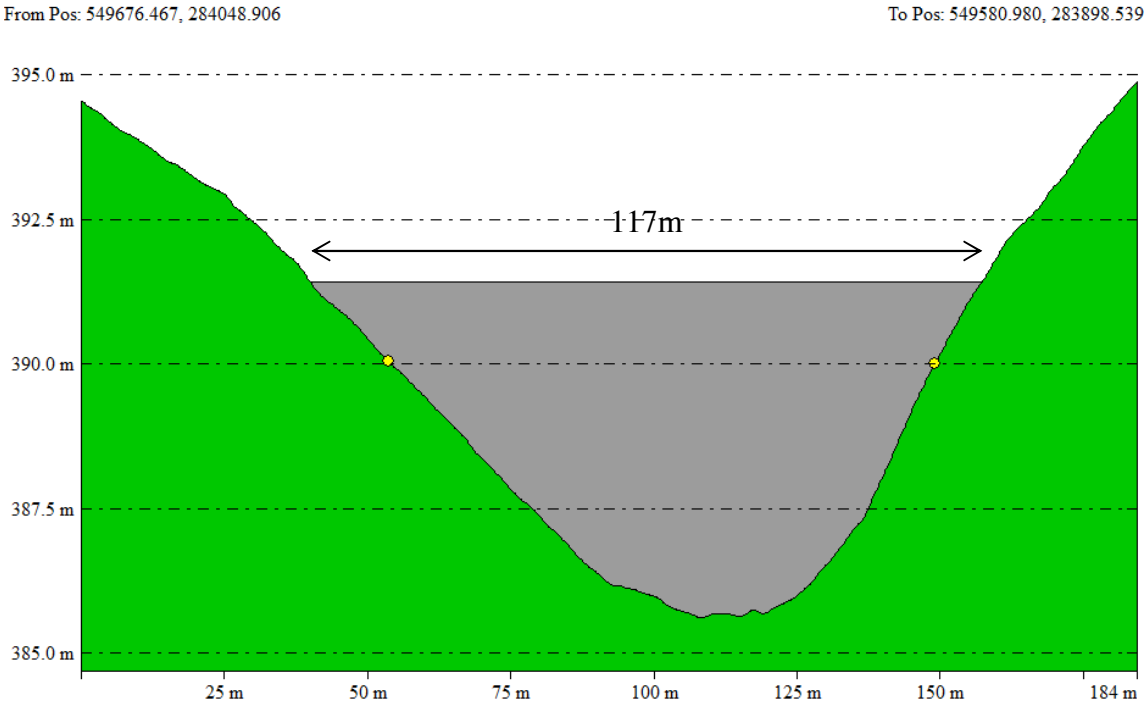
Krzywe pojemności poszczególnych zbiorników przedstawiono w załączeniu.



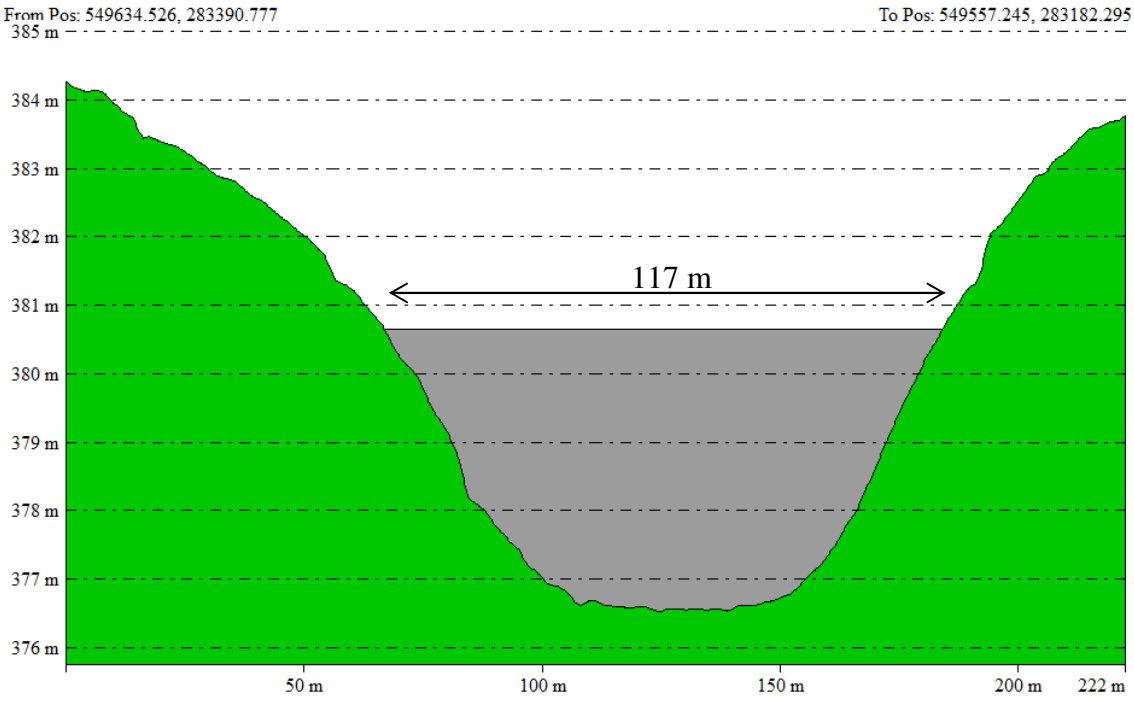
Rys. 52 Przekrój przez zaporę zbiornika Z1



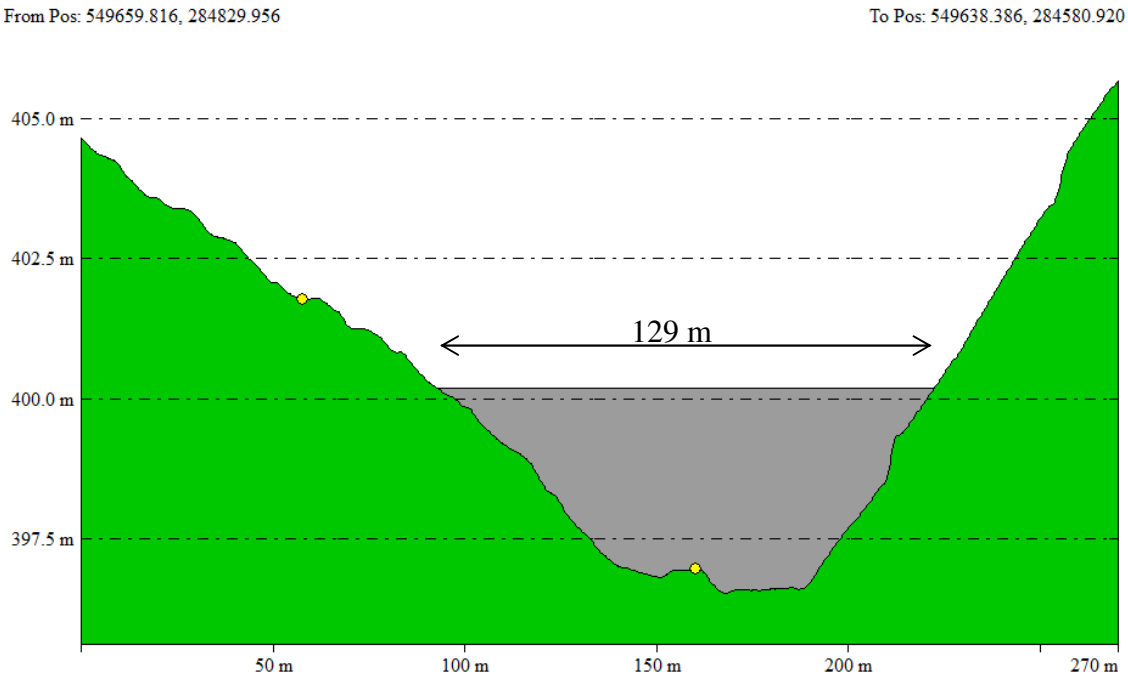
Rys. 53 Przekrój przez zaporę zbiornika Z2



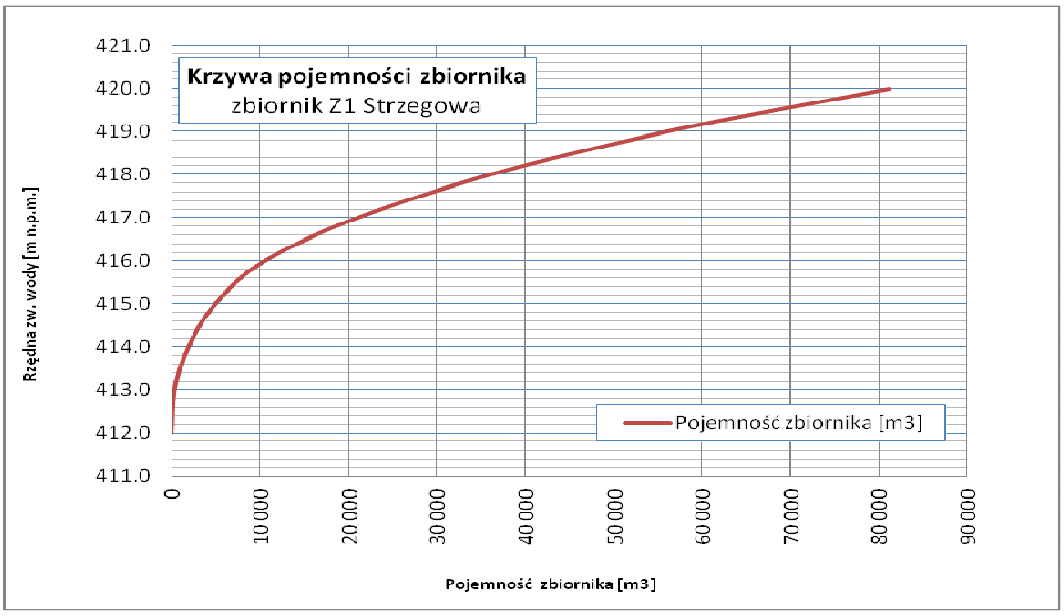
Rys. 54 Przekrój przez zaporę zbiornika Z3



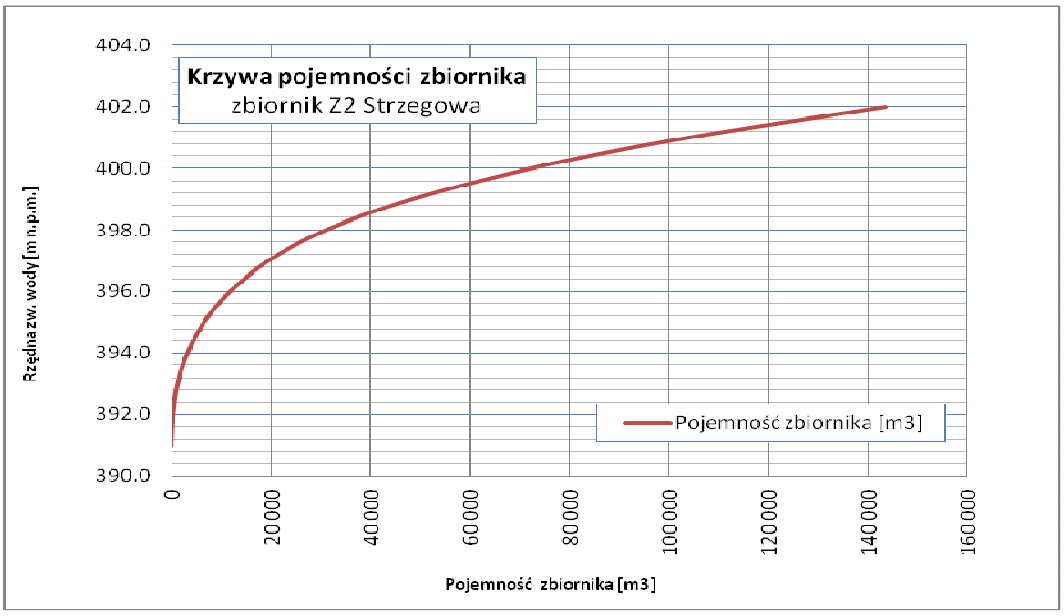
Rys. 55 Przekrój przez zaporę zbiornika Z4



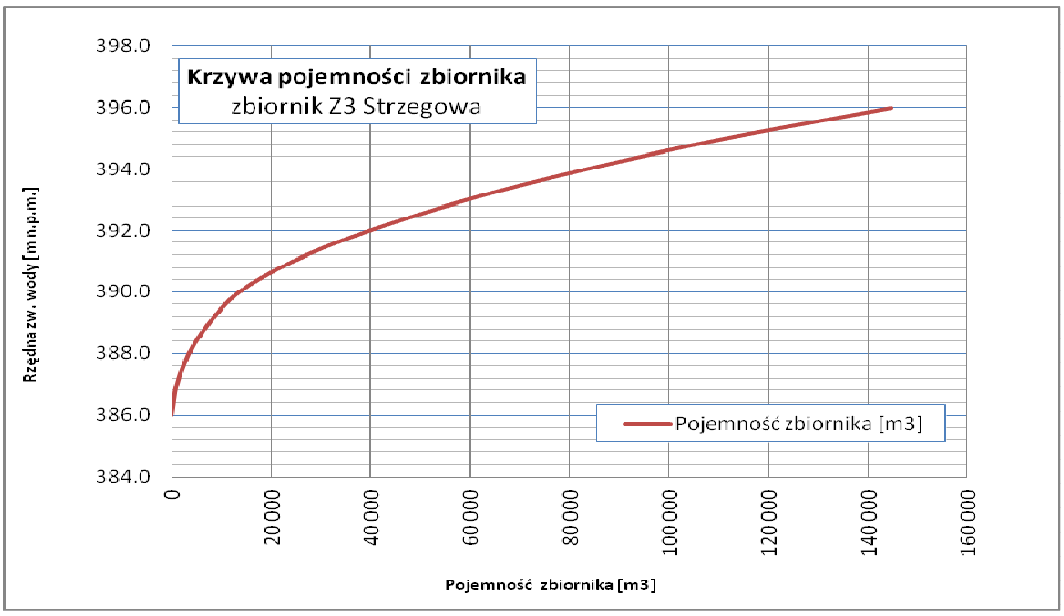
Rys. 56 Przekrój przez zaporę zbiornika Z5



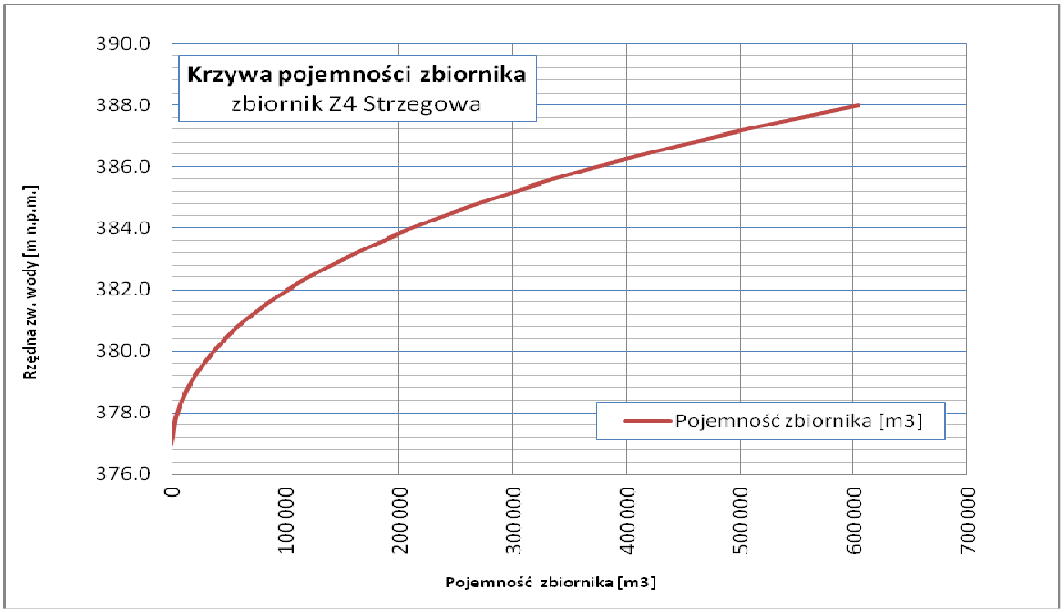
Rys. 57 Krzywa pojemności zbiornika Z1



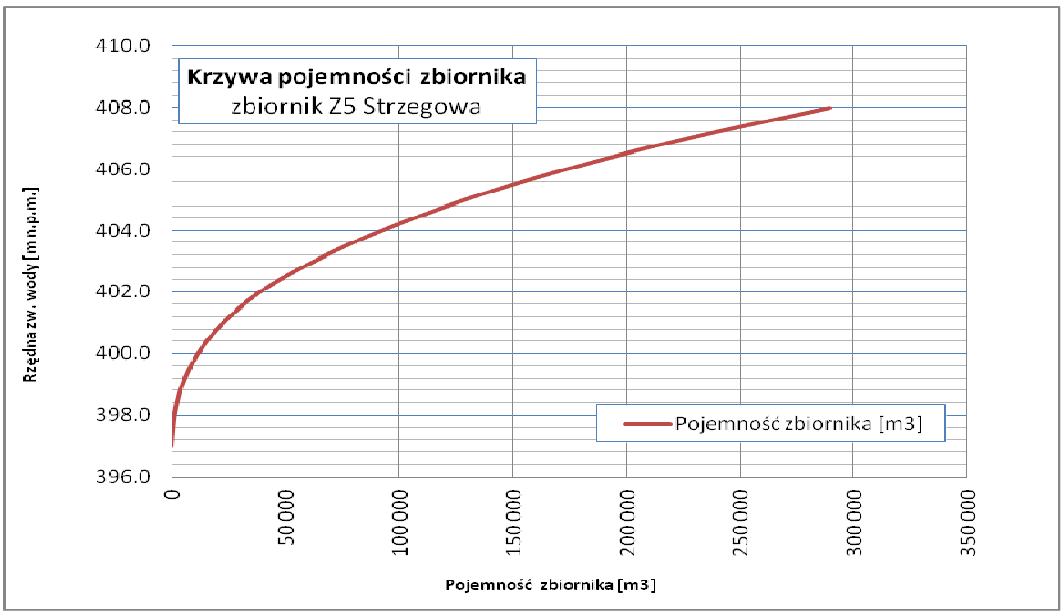
Rys. 58 Krzywa pojemności zbiornika Z2



Rys. 59 Krzywa pojemności zbiornika Z3



Rys. 60 Krzywa pojemności zbiornika Z4



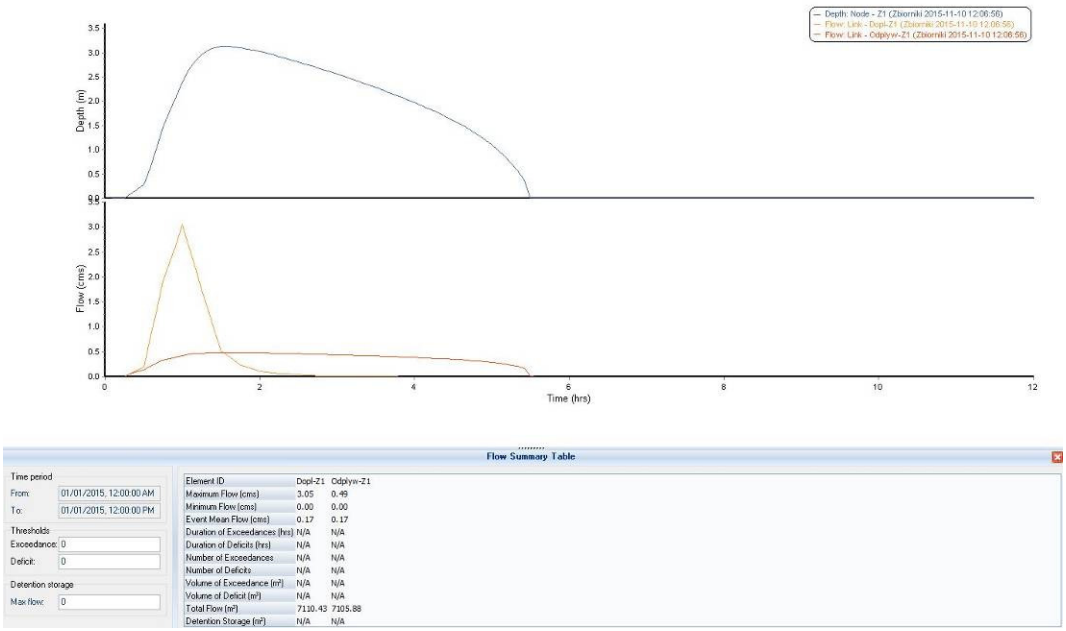
Rys. 61 Krzywa pojemności zbiornika Z5

W ramach opracowania analizowano oraz optymalizowano pracę zbiorników retencyjnych w zaproponowanych lokalizacjach. Wyniki symulacji pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych.

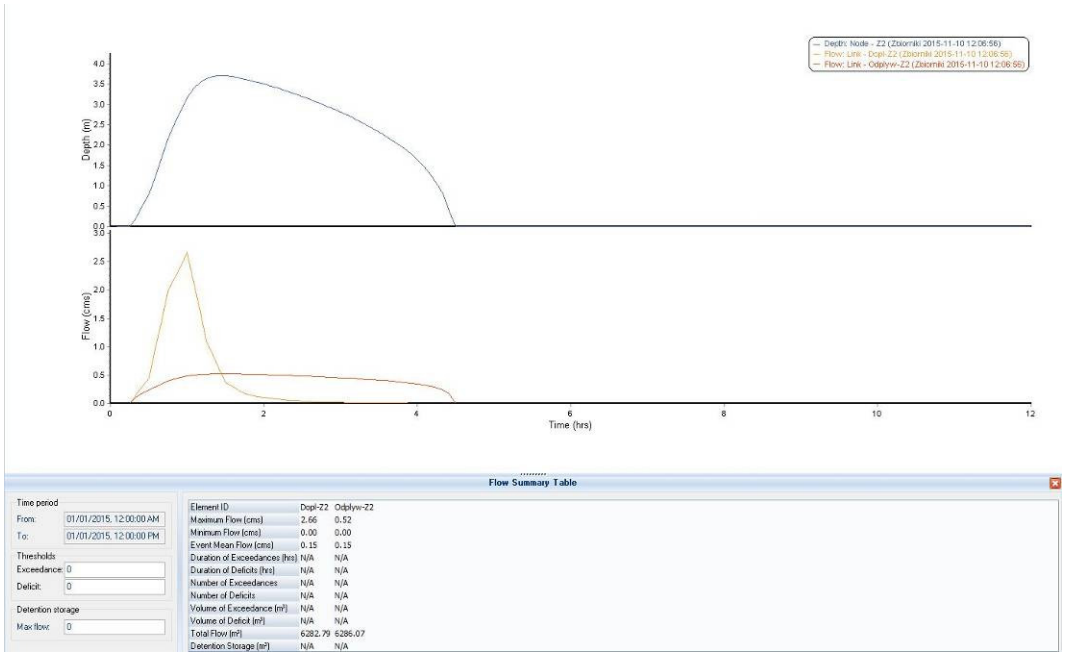
Symulacje wykonano przy pomocy oprogramowania SWMM (*Storm Water Management System*), pozwalającego na modelowanie skomplikowanych układów, wprowadzanie upustów dennych, przelewów i innych elementów, mających wpływ na hydraulikę układu. Dynamiczne symulacje prowadzono, bazując na otrzymanych w wyniku wcześniej prowadzonych symulacji (oprogramowanie GUAD2D) oraz krzywych objętości zbiornika otrzymanych na podstawie opracowanej koncepcji technicznej oraz aktualnego numerycznego modelu terenu (technologią skaningu laserowego).

Założono, że odpływ ze zbiornika limitowany będzie przepustowością upustu dennego w komorze wylotowej zbiornika.

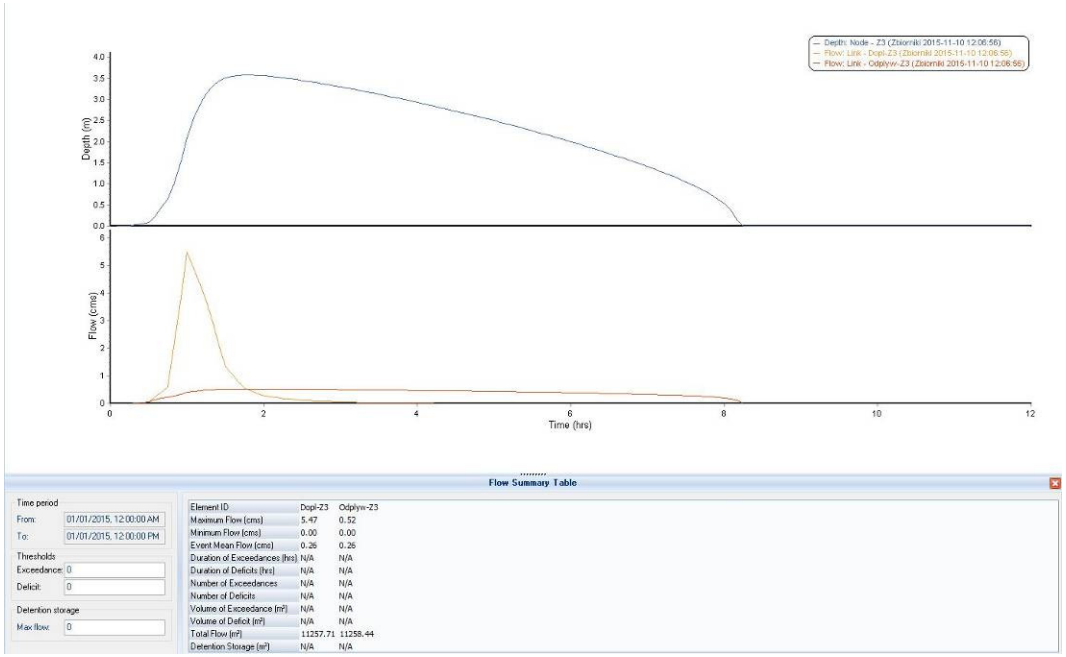
Poniżej zestawiono wyniki analiz dla poszczególnych analizowanych scenariuszy powodziowych oraz średnic rurociągów upustowych (napełnienie zbiornika, dopływ do i odpływ ze zbiornika).



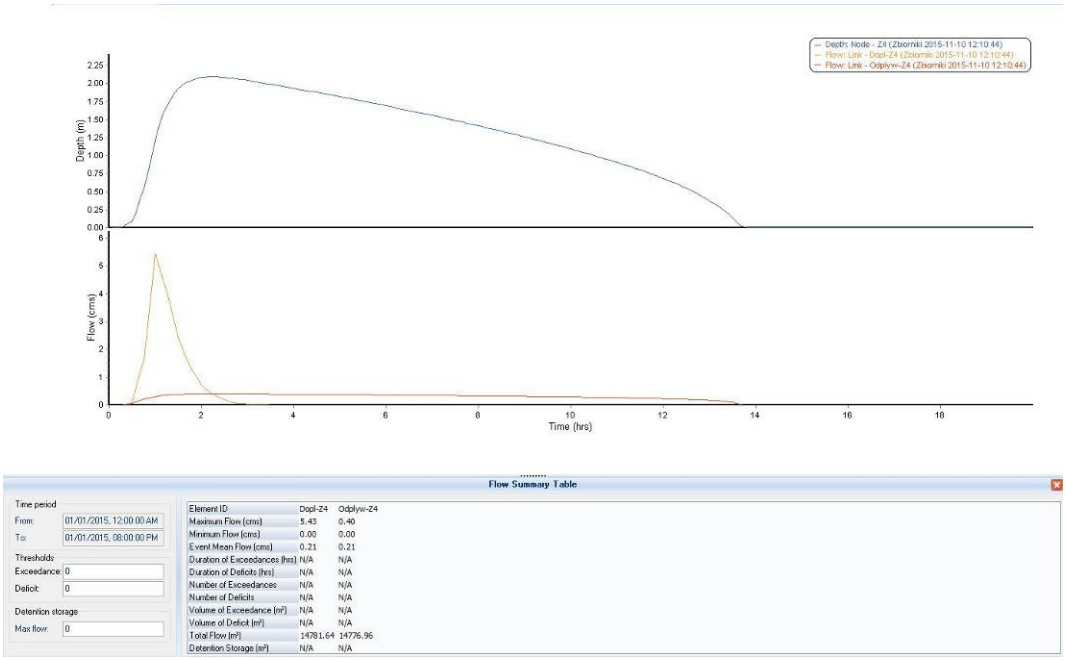
Rys. 62 Wykres pracy zbiornika Z1 , opad t=1h



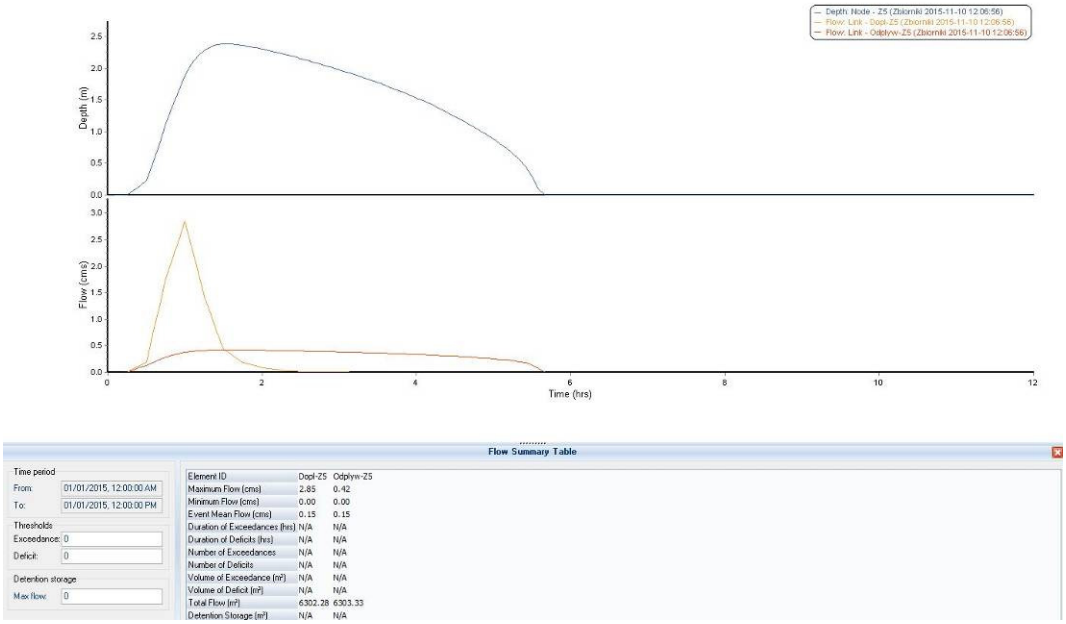
Rys. 63 Wykres pracy zbiornika Z2 , opad t=1h



Rys. 64 Wykres pracy zbiornika Z3 , opad t=1h



Rys. 65 Wykres pracy zbiornika Z4 , opad t=1h



Rys. 66 Wykres pracy zbiornika Z5 , opad t=1h

*Tabela 5 Parametry z*biorników Strzegowa

Zb.	Rzędna dna (m)	Rzędna korony zapory (m)	Wys. zapory (m)	$Q_{1\%}$ dopływ (m^3/s)			$Q_{1\%}$ odpływ (m^3/s)			Max. Rzędna zw. Wody (m)			Max. Głębokość (m)			Redukcja $Q_{max1\%}$ (%)		
				t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h	t=60 min	t=3h	t=6h
Z1	411.86	416.32	4.46	3.05	1.54	0.99	0.49	0.51	0.51	414.99	415.30	415.32	3.13	3.44	3.46	84%	67%	48%
Z2	390.58	395.79	5.21	2.66	1.54	0.81	0.52	0.56	0.52	394.28	394.79	394.23	3.70	4.21	3.65	80%	64%	36%
Z5	396.56	400.18	3.62	2.85	1.44	0.85	0.42	0.44	0.44	398.94	399.18	399.13	2.38	2.62	2.57	85%	69%	48%
Z3	385.62	391.42	5.80	5.48	3.35	2.06	0.52	0.59	0.60	389.20	390.25	390.42	3.58	4.63	4.80	91%	82%	71%
Z4	376.52	380.65	4.13	5.45	3.94	2.74	0.40	0.46	0.49	378.61	379.28	379.65	2.09	2.76	3.13	93%	88%	82%

Podsumowanie redukcji przepływów dla scenariuszy ze zbiornikami

Jak wskazują obliczenia dla przyjętych, proponowanych objętości retencyjnych stopień redukcji wartości kulminacji przepływów powodziowych dla poszczególnych zbiorników jest znaczny. Natomiast redukcja przepływów w przekrojach drogi jest nieco mniejsza. Ostatecznie w przekroju obliczeniowym Zb4 dr wartość przepływu $Q_{1\%}$= 33,24 m^3/s zostaje zredukowano do wartości $Q_{1\%}$= 21,15 m^3/s. Poniżej przedstawiono zestawienie wielkości przepływów w poszczególnych przekrojach obliczeniowych dla stanu istniejącego oraz dla wariantu ze zbiornikami.

Tabela 6 Zestawienie przepływów dla stanu istniejącego i ze zbiornikami

Przekrój	$Q_{max1\%}$ [m^3/s]	
	Stan istniejący	Wariant ze zbiornikami
Zb1	3.05	0.49
Zb2	2.66	0.52
Zb3	5.48	0.52
Zb4	5.45	0.4
Zb5	2.85	0.42
Zb1 dr	6.27	6.27
Zb5 dr	14.08	11.52
Zb2 dr	19.54	14.84
Zb3 dr	22.91	15.78
Zb4 dr	33.24	21.15

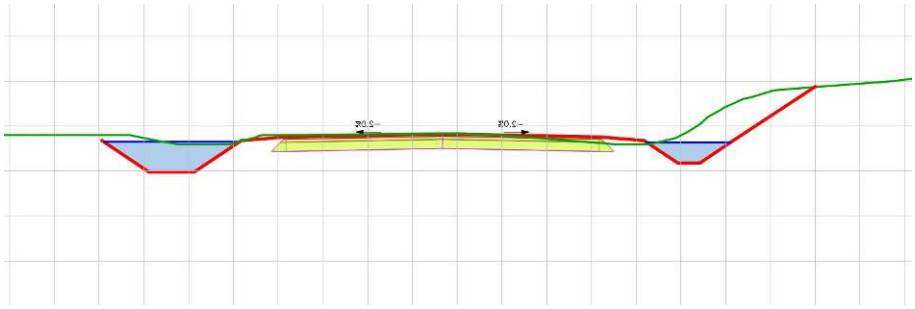
W związku z faktem, że nie istnieją obowiązujące odpowiednie unormowania prawne ani wytyczne w zakresie ustalania wymaganych stopni redukcji przepływów dla zbiorników retencyjnych tego typu, wybór ich wielkości, pojemności retencyjnej oraz szczegółowe rozwiązania techniczne zależą od Inwestora zadania. Rozwiązania te winny być przedmiotem szczegółowej koncepcji technicznej. Niniejsze opracowanie daje kompletne informacje, wymagane dla projektanta w zakresie uwarunkowań hydrologicznych w analizowanym rejonie.

Oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytem lub korytami, zlokalizowanymi w naturalnym dnie doliny, wzdłuż drogi wojewódzkiej. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie. Na fotografii poniżej pokazano skutek ulewnych opadów w dolinie. Spływające wody nie mieszczą się w korytach rowów drogowych, zalewają w całości jezdnię drogi i formują ciek o szerokości zwierciadła wody dochodzącej do kilkunastu metrów(!).

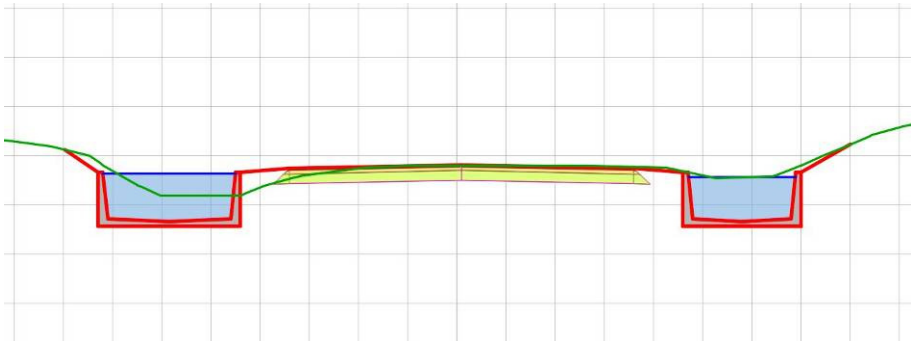
Fot. 1 Droga wojewódzka w centrum Strzegowej w czasie opadów (*źródło: www.youtube.pl*).

Na długości doliny (drogi) w obrębie miejscowości wydzielono 6 odcinków, dla których zwymiarowano wymagane przekroje koryt, zależne od lokalnych spadków i od opowiadających im przepływów, gwarantujące bezpieczne przeprowadzenie wód powodziowych. Obliczenia wykonano w wariancie bez zbiorników oraz w wariancie z funkcjonowaniem proponowanych zbiorników.

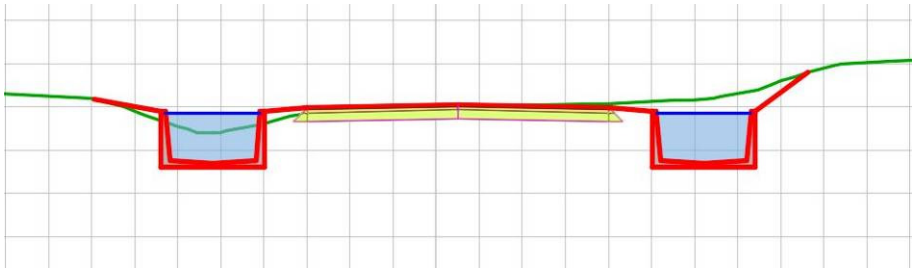
Proponowane przekroje koryt biegnących wzdłuż dogi wojewódzkiej:



Rys. 67 Propozycja przekroju – odcinek 1

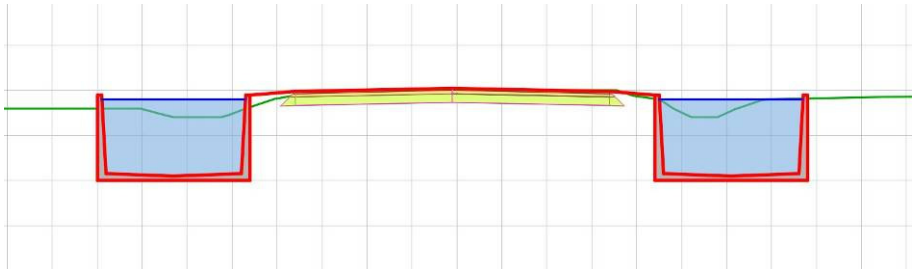


Rys. 68 Propozycja przekroju – odcinek 2



Rys. 69 Propozycja przekroju – odcinek 3

Rys. 70 Propozycja przekroju – odcinek 4



Rys. 71 Propozycja przekroju – odcinek 5

Na odcinku 1, zlokalizowanym w górnym rejonie zlewni zagrożenie jest niewielkie i tam przekroje koryt są najmniejsze, tutaj wystarczy udrożnienie rowów i niewielka korekta przekroju poprzecznego. Na kolejnych odcinkach (idąc na południe) przepływy rosną, a istniejące rowy są zbyt małe aby bezpiecznie przeprowadzić wody powodziowe.

Ze względu na ograniczone możliwości pozyskania terenu, projektowane rowy budowane muszą być w formie żelbetowych koryt o ścianach pionowych. W zależności od odcinka i strony po której zlokalizowany jest rów wymiary koryt zwiększają swój przekrój poprzeczny od szerokości w dnie 2,0 m i głębokości 1,0 m do szerokości w dnie 4,0 m i głębokości 2,0 m.

W ramach przebudowy rowów koniecznym staje się również przebudowa większości przejazdów do posesji (po lewej ok. 80 szt., po prawej ok. 91 szt.). Istniejące przepusty kołowe należy zastąpić płytami żelbetowymi tak aby nie zawężały światła projektowanego rowu.

Wymiary koryt zostały przyjęte na podstawie obliczonych przepływów (Q=6,27 ÷ 33,21 m^3/s) i uśrednionych spadków podłużnych na poszczególnych odcinkach (i=3% ÷ 0,6%) i są tylko przykładem jakich rozmiarów powinny być koryta. Dokładne parametry tych koryt powinny zostać określone w kolejnych etapach prac projektowych w zależności od przyjętych rozwiązań technicznych, po szczegółowej inwentaryzacji geodezyjnej oraz analizie uwarunkowań terenowych (istniejące sieci uzbrojenia terenu, ogrodzenia, zabudowa itp.).

4.3. Obszar Załęże

Z punktu widzenia zmniejszenia zagrożenia powodziowego obszar Załęża stanowi najmniejszy problem. Istniejące zagrożenie powodziowe wynika głównie ze złego stanu technicznego istniejących przepustów i rowów drogowych lub ich odcinkowego braku. Jak wskazują symulacje również odbiór wód do koryta Tarnówki nie stanowi problemu. To sprawia, że zakres proponowanych rozwiązań technicznych nie musi być znaczny. W ramach niniejszego opracowania zaproponowano lokalizację i rozmiary przepustów drogowych, sprawiających, że strugi wody, spływające ze stoku wzgórz w stronę zabudowań zostaną bezpiecznie przeprowadzone dalej. Na załączniku graficznym przedstawiono również proponowane kierunki spływu wód rowami przydrożnymi wraz z ich wymiarami.

Lokalizacja i parametry przepustów została przedstawiona w części rysunkowej.

5. Podsumowanie i wnioski

W ramach przeprowadzonych symulacji obliczeniowych uzyskano szczegółowe informacje na temat głębokości, poziomów wód oraz dotyczących kierunków przepływu wody w analizowanym rejonie.

Oobliczenia wykonano dla opadów o prawdopodobieństwie p=1% (raz na 100 lat).

Pod dokonaniu inwentaryzacji stanu zagrożenia powodziowego analizowanego terenu, wykonaniu odpowiednich obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych, nasuwają sią następujące wnioski:

5.1. Obszar Poręba Wielka

- istniejące uwarunkowania (droga odcinkowo w dnie doliny, zabudowa, zlokalizowana punktowo w dolinie, brak wykształconego koryta cieku, rowy o zbyt małej przepustowości) sprawiają, że w czasie intensywnych opadów formujące się cieki stwarzają zagrożenie podtopieniami, wdzierając się na teren gospodarstw,
- w ramach niniejszego opracowania analizowano lokalizację dwóch suchych zbiorników retencyjnych, położonych w dolinie głównej oraz w na dopływie,
- przeprowadzono szereg symulacji, których wyniki pozwoliły na określenie możliwej i wymaganej pojemności retencyjnej oraz określenie stopnia redukcji przepływów powodziowych. Redukcja przepływów maksymalnych wyniesie od 66% do 92%,
- oprócz propozycji lokalizacji przeciwpowodziowych zbiorników retencyjnych analizowano możliwości przeprowadzenia wód powodziowych korytami otwartymi, zlokalizowanymi w naturalnym obniżeniu dolin. W chwili obecnej rowy drogowe, przejmujące spływ powierzchniowy mają przepustowość wielokrotnie mniejszą od notowanych przepływów w dolinie albo też nie ma ich wcale.

5.2. Obszar Strzegowa

- analizowany obszar położony jest wzdłuż Drogi Wojewódzkiej 794 oraz terenów zabudowanych skoncentrowanych wzdłuż niej. W związku z faktem, że droga leży w dnie wyraźnej doliny, w czasie intensywnych opadów w dnie doliny formuje się naturalny, okresowy ciek, który z uwagi na istniejące, intensywne zagospodarowanie stwarza znaczne zagrożenie powodziowe,
- wyniki obliczeń potwierdzają stan obserwowany w czasie intensywnych opadów tzn. w warunkach opadów nawalnych istniejące rowy biegnące w wzdłuż drogi mają niewystarczającą przepustowość i korytarz drogowy zamienia się w rwący strumień (rzekę) zalewając przyległy teren.

- zabudowa doliny (droga, ogrodzenia posesji, zjazdy) bez pozostawienia miejsca dla rzeki jest głównym czynnikiem powodziogennym na tym obszarze,
- w ramach niniejszego opracowania przeanalizowano dwa warianty działań przeciwdziałania skutkom powodzi. Pierwszy z nich to ograniczenie spływu wód poprzez budowę suchych zbiorników przeciwpowodziowych, a drugi to budowa wzdłuż drogi wojewódzkiej rowów (koryt cieków) o parametrach pozwalających na bezpieczne przeprowadzenie tych wód,
- wariant „zbiornikowy" zakłada budowę 5 zbiorników zaporowych, które pozwolą na redukcję kulminacji przepływów podczas wezbrań. Założono, że projektowane zbiorniki powstaną w wyniku budowy zapór ziemnych o wysokości od 3,6 m do 5,8 m i długości od 60 do 129 m. Redukcja przepływów maksymalnych na zbiornikach wyniesie od 36% do 93%, niemniej jednak same zbiorniki nie są w stanie ograniczyć spływu wód tak aby wzdłuż drogi wojewódzkiej nie wystąpiło zjawisko powodzi. Zatem równolegle z budową zbiorników konieczna jest przebudowa rowów przydrożnych wraz z przepustami pod zjazdami do posesji.
- w wariancie drugim proponuje się przebudowę rowów przydrożnych o odpowiednim przekroju poprzecznym umożliwiający bezpieczne przejęcie i spływ wód powodziowych. W ramach tego wariantu koniecznym staje się również przebudowa większości przejazdów do posesji (po lewej ok. 80 szt., po prawej ok. 91 szt.). Istniejące przepusty kołowe należy zastąpić płytami żelbetowymi tak aby nie zawężały światła projektowanego rowu. Ze względu na ograniczone możliwości pozyskania terenu, projektowane rowy budowane muszą być w formie żelbetowych koryt o ścianach pionowych.

5.3. Obszar Załęże

- w analizowanej zlewni istnieją niekorzystne warunki spływu powierzchniowego, występującego w czasie intensywnych opadów. Formujące się strugi powodują lokalne podtopienia już na trasie swojego spływu, a następnie w rejonie drogi powiatowej, mając utrudniony odpływ powodują kolejne podtopienia. W chwili obecnej infrastruktura (brak sprawnego rowu wzdłuż drogi, brak możliwości sprawnego odprowadzania wód do potoku Tarnówka) nie zapewnia odpowiedniego poziomu bezpieczeństwa powodziowego,
- jak wskazują symulacje odbiór wód do koryta Tarnówki nie stanowi problemu,
- w ramach niniejszego opracowania zaproponowano lokalizację i rozmiary przepustów drogowych, sprawiających, że strugi wody, spływające ze stoku wzgórz w stronę zabudowań zostaną bezpiecznie przeprowadzone dalej.

Przedstawione w niniejszym opracowaniu propozycje działań przeciwpowodziowych, wymagają szczegółowej analizy technicznej i ekonomicznej np. w postaci opracowania wielowariantowej koncepcji technicznej, która oprócz aspektów technicznych uwzględni również potencjalne straty powodziowe oraz określi koszty działań przeciwpowodziowych. Na podstawie tak przygotowanych materiałów można będzie zdecydować o wyborze wariantu najkorzystniejszego, a następnie przygotować projekty budowlane dla przyjętych rozwiązań.

Niniejsze opracowanie daje kompletne informacje, wymagane do koncepcji bądź projektu technicznego w zakresie uwarunkowań hydrologicznych w analizowanym rejonie.