

Analiza hydrauliczna istniejącego układu kanalizacji mieszanej na przykładzie jednego z miast

Mgr inż. Aleksandra Pieniaszek

Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

W wielu polskich miejscowościach funkcjonują równoległe układy kanalizacji sanitarnej, deszczowej i ogólnospławnej. Połączone są one w jeden system, często nazywany mieszanym. W celu poprawnego funkcjonowania każdego z nich, niezbędna jest poprawna eksploatacja i utrzymanie. W związku z uchwaloną w lipcu br. ustawą Prawo Wodne (Dz. U. z 2017 roku poz. 1566), a także ustawą o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków (Dz. U. z 2015 roku poz. 139, 1893 z 2016 roku poz. 1250), w mniejszych miastach (liczących od 10 do 30 tys. mieszkańców), w których to do tej pory nie uporządkowano systemów kanalizacyjnych, konieczne stało się rozdzielanie układu kanalizacji mieszanej na sanitarną i deszczową. W celu wdrożenia prac optymalizacyjnych istniejących układów należy zidentyfikować problemy, dokładnie rozpoznać istniejącą sieć, a następnie wykonać obliczenia hydrauliczne weryfikujące możliwości przejęcia przepływów podstawowych i sprawdzających dla wód opadowych. Najistotniejszymi parametrami obliczeniowymi uwzględnionymi w niniejszej pracy są: powierzchnie rzeczywiste i zredukowane, współczynniki spływu powierzchniowego, czas przepływu przez kanały i retencja kanałowa, czas i natężenie deszczu, przepływy obliczeniowe podstawowe i sprawdzające według ATV-118 oraz PN-EN:752, a także nadpiętrzenia i wylania.

WYBÓR PRZEDMIOTU BADAŃ

Celem przeprowadzonych analiz istniejących układów kanalizacyjnych było sprawdzenie możliwości retencyjnych i hydraulicznych oraz zdolności do przejęcia przepływu podstawowego i sprawdzającego, przez istniejące systemy. Badania prowadzono w kilku miejscowościach województwa kujawsko-pomorskiego. Zakresem objęto fragmenty tych miast, pojedyncze zlewnie bądź całe obszary wyznaczone ich granicami administracyjnymi.

Miasta, w których prowadzono analizy, do połowy lat 90-tych ubiegłego wieku miały liczne zakłady przemysłowe, głównie przemysłu spożywczego i rolnego. Wielkość przemysłu danego miasta miała kluczowe znaczenie przy wymiarowaniu kanałów odprowadzających ścieki przemysłowe oraz deszczowe. W chwili obecnej większość z tych kolektorów stanowi mienie komunalne. W każdym z miast istnieją duże niedobory w dokumentacjach archiwalnych, geodezyjnych i zakładowych pozwalających na dokonanie szczegółowych inwentaryzacji stanu istniejącego. Stare, często nieeksploatowane zgodnie z przeznaczeniem układy kanalizacji ogólnospławnej i deszczowej, nie zostały poddane kompleksowej modernizacji. Stwierdzono dużą przypadkowość przy modernizacjach, rozbudowie i podłączeniu nowych kanałów do istniejącego systemu.

Ścieki opadowe i komunalne po oczyszczeniu odprowadza się do odbiorników, którymi są duże naturalne ciek wodne, rzeki i jeziora przepływowe. Miasta położone są bezpośrednio

nad odbiornikami lub w ich niedalekim sąsiedztwie, co miało niebagatelne znaczenie ekonomiczne przy ich powstawaniu. Miejscowości położone są na lewym brzegu rzeki Wisły. Deniwelacje terenu są zróżnicowane i stosunkowo znaczne, sięgając od kilku do 50,0 ÷ 60,0 m wysokości względnej. Każde z miast położone jest w dolinach odbiorników ścieków bądź na terenach opadających ze spadkiem do odbiornika. Większość wylotów, zwłaszcza kanalizacji deszczowej, była kierowana bezpośrednio do odbiornika kolektorami grawitacyjnymi, bez konieczności pompowania ścieków.

Ze względu na stopień i dokładność rozpoznania układów kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej, a także z uwagi na dostępność i zakres materiałów źródłowych w poszczególnych miastach, zdecydowano się na przeprowadzenie badań szczegółowych na próbie reprezentatywnej. Zgodnie z literaturą [7] wybrano w doborze celowym jedno z miast, na przykładzie którego (*in „case study”*) przeprowadzono badania istniejącego układu kanalizacji mieszanej. Analizie poddano kryteria wyznaczania przepływów sprawdzających w zależności od źródła, którym są wytyczne ATV – A118 [10] oraz norma PN-EN:752 [15]. Przeprowadzone na wybranym układzie badania szczegółowe, miały na celu przedstawienie szerszego problemu niedostatecznych przepustowości istniejących systemów kanalizacyjnych. Ciągły wzrost powierzchni uszczelnionych w wyniku urbanizacji, przy braku odpowiednich działań nad optymalizacją i modernizacją oraz zaniedbania eksploatacyjne wymuszają podjęcie prac nad metodami zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi [3, 6, 9, 11] i systemami kanalizacyjnymi [6, 12]. Podjęcie tej problematyki zostało niejako wymuszone w zapisach ustawy [13] o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków (Dz. U. z 2015 roku poz. 139, 1893 z 2016 roku poz. 1250) oraz uchwalonej w lipcu br. ustawy [14] Prawo Wodne (Dz. U. z 2017 roku poz. 1566).

ZAKRES I PODSTAWY WYKONANEJ ANALIZY

Analizą objęto kolektory deszczowe i ogólnospławne, odbierające ścieki z obszaru wyznaczonego granicami administracyjnymi wybranego miasta o łącznej długości 27,075 m, z czego 19,961 m to kanały deszczowe, a 7,114 m ogólnospławne. Układ kanalizacyjny obsługuje obszar o łącznej powierzchni rzeczywistej 328 ha. W ramach analizy sprawdzono 45 wylotów do odbiorników, którymi są (dla rozpatrywanych systemów kanalizacyjnych analizowanego obszaru) ciek wodne, jeziora i istniejący układ kanalizacji sanitarnej. W badaniach wykorzystano inwentaryzację stanu istniejącego, opartą na własnych pomiarach i archiwalnych gestora sieci, mapy zasadnicze obszaru [8] w skali 1:500, pomiary geodezyjne i szkice terenowe oraz wyniki wykonanej na zlecenie gestora sieci inspekcji telewizyjnej głównych kolektorów. Obliczenia przeprowadzono metodą granicznych natężeń, według wzorów Błaszczyka [1, 2].

Wykorzystano autorski program opracowany na bazie arkuszy kalkulacyjnych. Szczególną uwagę zwrócono na współczynniki spływu powierzchniowego, ustalane oddzielnie dla każdej z 235 zlewni cząstkowych badanego modelu.

Podstawowymi formułami, którymi posłużono się przy opracowywaniu wyników badań były wzory określające:

- spływ do kanałów deszczowych [dm^3/s]:

$$Q = \psi \cdot q \cdot F \quad (1)$$

gdzie:

ψ – współczynnik spływu powierzchniowego,
 q – natężenie deszczu [$\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}$],
 F – powierzchnia zlewni w węźle kanalizacji [ha].

- natężenie deszczu [$\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}$]:

$$q = \frac{470 \cdot \sqrt[3]{C}}{t^{0,67}} \quad (2)$$

gdzie:

C – częstotliwość wystąpienia deszczu miarodajnego raz na n lat
 t – czas trwania deszczu.

- powierzchnię zlewni zredukowanej [ha]:

$$F_{zred} = \psi \cdot F \quad (3)$$

gdzie:

ψ – współczynnik spływu powierzchniowego,
 F – powierzchnia zlewni rzeczywistej ciężającej do węzła kanalizacji [ha].

- uśredniony współczynnik spływu powierzchniowego:

$$\psi_{usr} = \frac{\psi_1 \cdot F_1 + \psi_2 \cdot F_2 + \dots + \psi_n \cdot F_n}{F_1 + F_2 + \dots + F_n} \quad (4)$$

gdzie:

ψ_{1+n} – współczynnik spływu powierzchniowego zlewni cząstkowej,
 F_{1+n} – powierzchnia rzeczywista zlewni cząstkowej [ha].

- czas trwania deszczu miarodajnego [min]:

$$t = 1,2 \sum t_p + t_k \quad (5)$$

gdzie:

t_p – czas przepływu przez poszczególne odcinki kanału [min],
 t_k – czas koncentracji terenowej [min].

Obliczenia przepływów podstawowych przeprowadzono dla wartości prawdopodobieństwa $p = 50\%$ (to jest dla deszczu dwuletniego), co odpowiada natężeniu deszczu $q = 96,0 \text{ dm}^3/\text{s}/\text{ha}$, przy czasie trwania $t = 15 \text{ min}$. Zgodnie z przyjętymi założeniami badań wykonano dodatkowo obliczenia zdolności istniejącego układu kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej do przejścia przepływu sprawdzającego.

Przepływy sprawdzające obliczono dwoma metodami, zgodnymi z:

- 1) Wytycznymi ATV – A118 – Hydrauliczne wymiarowanie systemów odwadniających [10]. Zalecane sprawdzenie przepływów definiowane jako częstotliwość nadpiętrzenia (1 raz na n lat) wynosi:
 - dla terenów mieszkaniowych – 1 na 3 lata – co daje prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu miarodajnego równe $p = 33,3\%$,
 - dla centrów miast, obszarów drobnej wytwórczości i przemysłowych – rzadziej niż 1 na 5 lat – w ba-

daniach przyjęto wartość 1 na 5 lat, co daje prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu miarodajnego $p = 20\%$

- 2) Normą PN-EN 752-2: Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Wymagania [15]. Kryteria obliczenia przepływów sprawdzających są bardziej restrykcyjne i dopuszczają częstotliwości zalania terenu

- dla terenów mieszkaniowych – 1 na 20 lat – co daje prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu miarodajnego równe $p = 5\%$,
- dla śródmieścia, terenów przemysłowych handlowych /z kontrolą zalewania/ – 1 na 30 lat – co daje prawdopodobieństwo wystąpienia deszczu miarodajnego $p = 3,33\%$.

Dane wyjściowe zestawiono tabelarycznie dla każdego z przytaczanych prawdopodobieństw, na ich podstawie dokonano weryfikacji przeciążeń hydraulicznych analizowanego układu sieci kanalizacyjnej, co przedstawiono w rozdziale „Obliczenia hydrauliczne” niniejszego artykułu.

ISTNIEJĄCY UKŁAD SIECI KANALIZACJI MIESZANEJ. GEOMETRIA, USYTUOWANIE, ŚREDNICE I MATERIAŁY

Ukształtowanie terenu wybranego miasta jest zróżnicowane, a deniwelacje terenu wynoszą około 25 m wysokości względnej, z rzędnymi kształtującymi się na poziomie od 79,40 do 104,13 m n.p.m. W mieście funkcjonuje układ sieci kanalizacyjnej grawitacyjno-ciśnieniowy. Ścieki deszczowe odprowadzane są kolektorami grawitacyjnymi do sieci kanalizacji sanitarnej, ogólnospławnej lub poprzez wyloty bezpośrednio do odborników, to jest jezior i rzeki oraz rowów odwadniających przydrożnych, melioracyjnych i cieków, w większości nie poddane procesowi wstępnej separacji i podczyszczenia.

Obecnie największe wyznaczone zlewnie kanalizacji deszczowej są wprowadzane do istniejącego układu sieci kanalizacji sanitarnej, tym samym czyniąc ją systemem mieszanym, z centralną przepompownią przy odborniku – rzece (ze średnim przepływem w porze suchej $Q_{srd} \approx 1400 \text{ m}^3/\text{dobę}$), do której dopływają również ścieki sanitarne z części pozamiejskiej i innych gmin.

System kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej miasta podzielono na 45 zlewni wylotów do odborników, z czego 13 zlewni sklasyfikowano jako zlewnie kanałów ogólnospławnych. Istniejący układ odprowadza wody opadowe z obszaru o łącznej powierzchni 328 ha.

Pomiarom poddano kolektory i kanały deszczowe oraz ogólnospławne ułożone w pasach dróg, na poboczach, a także terenach zielonych. W inwentaryzacji uwzględniono również kanały, które mimo braku średnicy zalecanej dla kanałów prowadzących wody deszczowe ($D_{min.} = 0,3 \text{ m}$) mają wpływ na działanie układu i jego klasyfikację odpowiednio do kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej.

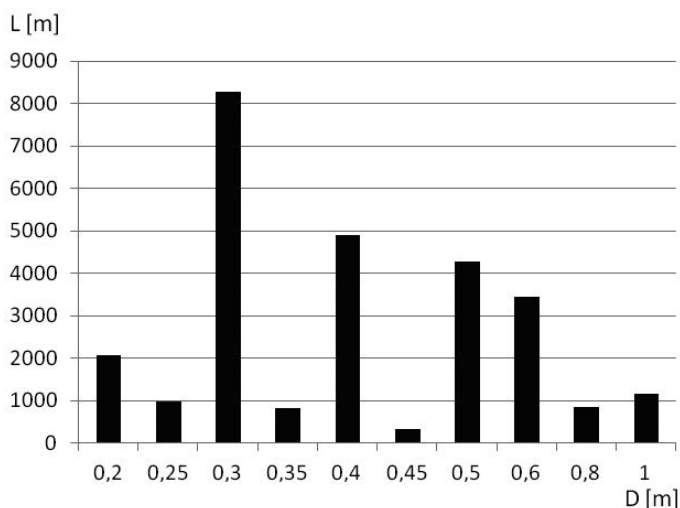
Zgodnie z przeprowadzonymi pomiarami i obliczeniami ustalono, że:

- całkowita długość sieci kanalizacji deszczowej w mieście wynosi 19,961 m, co stanowi 74% przeanalizowanej sieci.

- całkowita długość sieci ogólnospławnej w mieście wynosi 7,114 m, co stanowi 26% przeanalizowanej sieci.

Wykonano zestawienie długości sieci w uzależnieniu od średnicy przewodu (rys. 1). Układ jest zdominowany przez kanały deszczowe DN300mm (30,6%), następnie DN400mm (18,1%), DN500mm (15,8%) i DN600mm (12,7% układu).

Ponieważ system nie był długo modernizowany, a wszelkie prace były związane z włączaniem nowych kanałów deszczowych, głównie o średnicach ϕ 315 mm (z rur tworzywowych), znaczna część układu pod względem technicznym nie odpowiada normatywom i wytycznym. Niemal 60% rurociągów jest wykonana z rur betonowych, co dotyczy średnic od DN350 do DN1000, oraz obecnie rzadko spotykanych w układach kanalizacji deszczowej rur o średnicy DN250mm. Kanały o średnicach 250, 350 i 450 mm są kanałami układanymi w latach pięćdziesiątych – siedemdziesiątych ubiegłego wieku w starych dzielnicach miasta, np. centrum (w tym przypadku zabytkowa część miasta). Część z tych sieci była układana również samodzielnie przez mieszkańców, w tzw. czynach społecznych, nie uwzględniano wówczas zasad wymiarowania sieci.



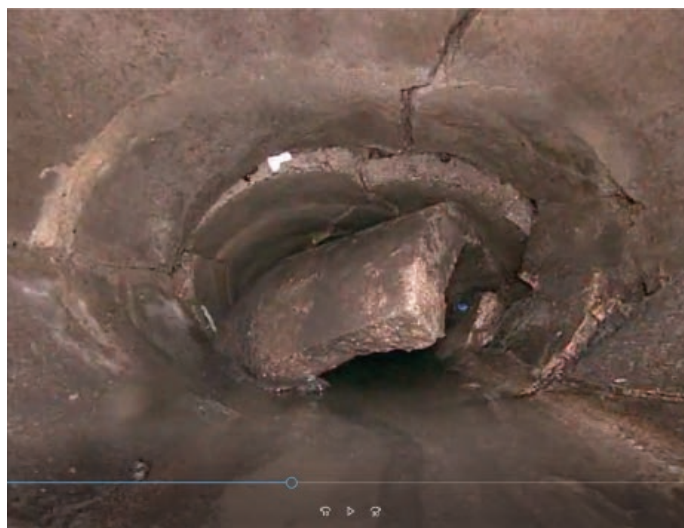
Rys. 1. Zestawienie ilościowe średnic kanałów badanego układu (obliczenia własne)

Stopień zniszczenia istniejącego układu sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej określono częściowo przy wykonywaniu prac konserwacyjnych. Polegały one na odmulaniu kolektorów deszczowych, zdaniem eksploatatora najbardziej zdegradowanych. Po wykonaniu czyszczenia poddano inspekcji telewizyjnej kanały deszczowe i ogólnospławne na odcinkach o łącznej długości 7,835 m. Poniżej przedstawiono ilustracje obrazujące stopień zniszczenia kanału betonowego, ułożonego w drodze osiedlowej, o niewielkim natężeniu ruchu, z obciążeniami pochodzącymi jedynie od pojazdów osobowych (rys. 2).

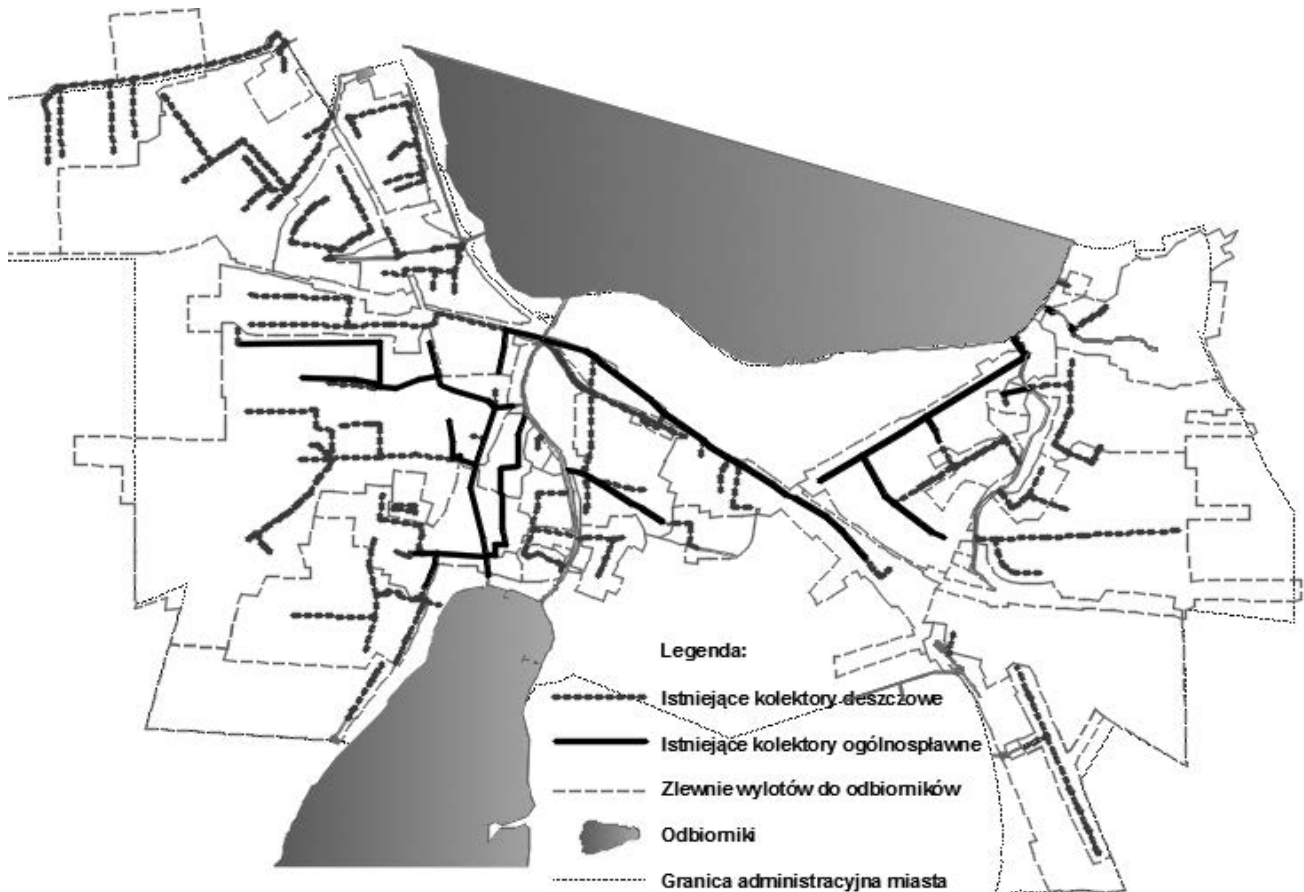
INWENTARYZACJA. STAN ROZPOZNANIA SIECI KANALIZACJI DESZCZOWEJ I OGÓLNOŚPŁAWNEJ

Podstawą inwentaryzacji stanu istniejącego były treści map zasadniczych [8] w skali 1:500 udostępnionych przez Powiatowy Ośrodek Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej. Ze względu na zakres badanego układu jedynym dokumentem obejmującym cały obszar inwentaryzacji były mapy analogowe (nadal nie opracowano wersji cyfrowych). Niekompletność danych zawartych na mapach wymusiła konieczność uzupełniania ich poprzez wykonanie pomiarów geodezyjnych i szkiców terenowych, konsultacje z zarządcą sieci oraz wykorzystanie danych archiwalnych, a także wykonanie inspekcji telewizyjnej (dane udostępnione przez gestora sieci) głównych kolektorów miasta. Na podstawie zgromadzonych danych inwentaryzacyjnych można było założyć model (rys. 3) istniejącego układu kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej, który kolejno poddawano weryfikacjom, uzupełnianiu i modyfikacjom.

Założony model obejmuje główne kolektory deszczowe i kanalizacji ogólnospławnej. Pomimo że 7,63% sieci ma średnicę niższą od zalecanej [10] minimalnej dla kanałów deszczowych, włączono je również do obliczeń i analiz, gdyż stanowią ważny element systemu. Do modelu włączono także kolektory, które nie przebiegają w pasach dróg i terenów gminnych, lecz po terenach prywatnych osób fizycznych mające duże znaczenie przy ustalaniu przepływów obliczeniowych. Przykładem jest zlewnia wylotu W-1 zlokalizowanego w północnej części miasta. Sam kanał o średnicy DN1000mm i długości 924 m ułożony wzdłuż



Rys. 2. Inspekcja telewizyjna istniejącej sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej (zdjęcie pochodzące z archiwum gestora sieci)



Rys. 3. Model układu sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej analizowanego miasta powiatowego (szkic własny)

drogi publicznej obsługuje zlewnię rzeczywistą o powierzchni 0,616 ha z uśrednionym współczynnikiem spływu powierzchniowego $\psi = 0,15$ i wyznaczonym przepływem $Q_{obl} = 5,2 \text{ dm}^3/\text{s}$. Jednak po przyjęciu do obliczeń powierzchni, która znajduje się na prywatnym terenie, przepływy obliczeniowe wzrosną kilkunastokrotnie. Terenem prywatnym jest uszczelniona powierzchnia zakładu wytwórstwa napojów gazowanych, której wewnętrzny układ sieci kanalizacji deszczowej włączono do kanału ulicznego. Analogicznie podłączono pozostałe tereny w tym rejonie. Przyjęto tu współczynniki spływu powierzchniowego głównie $\psi = 0,5$, ale i wyższe. Ostatecznie z przepływu obliczeniowego $Q_{obl} = 5,2 \text{ dm}^3/\text{s}$, po włączeniu do analiz terenów będących we władaniu firm prywatnych oraz osób fizycznych, w kanale o średnicy DN1000mm przepływ obliczeniowy (podstawowy) wynosi $Q_{obl} = 87,8 \text{ dm}^3/\text{s}$. Opisany przykład dowodzi konieczności analizowania całości obszaru odwadnianego, to jest dróg publicznych wraz z terenami przyległymi.

Przy ocenie stanu istniejącego, jako priorytet przyjęto uzyskanie największej ilości danych o kanałach zlokalizowanych poza pasami dróg, na terenach prywatnych, w terenach niepublicznych. Z takich terenów, często nieinwentaryzowanych, pochodzi przeważająca część dopływów do sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej. Należy też pamiętać, że często z tych obszarów pochodzą włączenia do kanałów o innym przeznaczeniu. Przykładowo, właściciel posesji, na terenie której przebiega kanał deszczowy i sanitarny (lokalizacja wymuszona przez brak miejsca w terenie drogi publicznej), wpina się nowo budowanym przyłączem kanalizacji sanitarnej do najbliższej studni kanaliza-

cyjnej. Ze względu na brak odpowiedniej wiedzy bądź np. brak identyfikacji studni na włączach kanałowych wpięcie następuje do kanału deszczowego. Takie przykłady dowodzą, jak istotny jest stopień rozpoznania sieci i jej odpowiednia identyfikacja.

W trakcie prowadzenia prac inwentaryzacyjnych należało korzystać z wielu źródeł informacji. Jak się okazało, mapy zasadnicze nie odzwierciedlają stanu faktycznego. W przypadku analizowanej sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej sprzeczności co do jej lokalizacji bądź funkcji istniejącego kanału stanowiły 14,1% ogółu inwentaryzowanego systemu. Nie można jednak stwierdzić, że odsetek ten nie jest wyższy, ponieważ w czasie tworzenia systemu nie zawsze dokonywano inwentaryzacji powykonawczych.

Liczne awarie i remonty również nie były odnotowywane, i poza informacją, że były, trudno jest określić na jakim dokładnie odcinku kanału był on wyremontowany, czy ma zmienioną średnicę lub materiał. Za jeden z przykładów posłużyć może kolektor kanalizacji ogólnospławnej DN800mm, prowadzący ścieki przez przelew burzowy (rozdział) do wylotu do odbiornika. W trakcie wykonywania inwentaryzacji kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej w 2004 roku stwierdzono, że odprowadzane były nim wody opadowe z jednej z większych zlewni o powierzchni około 14 ha. Po przystąpieniu do wykonywania prac inwentaryzacyjnych w 2016 roku stwierdzono, że na mapach zasadniczych kolektor ten nie istnieje, a ciąg kanałów zakończony jest studnią rewizyjną, połączeniową przed bramą nowo wybudowanego budynku użyteczności publicznej. Wykorzystanie danych archiwalnych, umożliwiło odtworzenie stanu

rzeczywistego. Pomimo że na mapach zasadniczych nie można było zlokalizować obiektu, faktycznie pozostał on w dotychczasowym położeniu, jednak zmieniono jego materiał, a na kolektorze posadowiono budynek.

W trakcie inwentaryzacji istniejącego układu kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej analizowanego miasta brano pod uwagę również układ istniejącej kanalizacji sanitarnej. Miało to znaczenie przy sprawdzaniu możliwości rozdziału kanałów ogólnospławnych na kanały deszczowe i sanitarne. W miejscach, gdzie obok dużych kolektorów ogólnospławnych ułożono nowe kanały sanitarne bądź funkcjonowały równoległe dwa systemy, ogólnospławny i sanitarny, lub też ogólnospławny i deszczowy, należało rozważyć możliwość rozdziału i uporządkowania sieci.

Końcowym elementem układów kanalizacyjnych są wyloty do odbiorników. Na rozpatrywanym obszarze zinwentaryzowano 45 wylotów do odbiorników, którymi są zarówno jeziora, rzeka, cieki wodne i przydrożne rowy, jak również istniejący system kanalizacji sanitarnej. W analizie istniejącego układu w obliczeniach nie uwzględniono wszystkich zlewni wylotów. Część z wylotów to prowadzone po terenach prywatnych odwodnienia dachów, placów. Sytuacja taka ma miejsce, gdy na zapleczu domostw lub niepublicznych zabudowań przebiegają cieki wodne lub rzeka. Jedynie trzy ze zinwentaryzowanych wylotów ma podczyszczalnie wód opadowych. Przeprowadzenie rzetelnej inwentaryzacji pozwala na założenie modelu obliczeniowego i wyznaczenie kierunku działań optymalizacyjnych nad istniejącymi układami kanalizacyjnymi.

OBLICZENIA HYDRAULICZNE

Obliczenia hydrauliczne sieci kanalizacyjnych wykonywane są zarówno dla układów nowo projektowanych, jak też w celu sprawdzenia poprawności działania istniejących systemów. Wykonywanie obliczeń sprawdzających służy przeprowadzeniu analizy przepustowości istniejących układów oraz wyznaczeniu kierunku działań modernizacyjnych i optymalizacyjnych całości systemu.

Po dokonaniu inwentaryzacji układu istniejącej kanalizacji mieszanej założono model obliczeniowy, na podstawie analizy rozdziału układu ogólnospławnego i deszczowego, pod kątem możliwości przejścia przez badane kolektory przepływów obliczeniowych i sprawdzających, dla wyznaczonych natężeń deszczu. Jednym z podstawowych założeń było niedopuszczenie do możliwości wylania na powierzchnię terenu z układu kanalizacji ogólnospławnej. To wyeliminowało z obliczeń dopływy z kanalizacji sanitarnej, które wysokością przepływów obliczeniowych nie przekraczały kilku procent wartości przepływu deszczowego. Układ kanalizacji przeliczono z założeniem pełnego rozdziału i absolutnym wykluczeniem nielegalnych włączeń przyłączy sanitarnych do systemu kanalizacji deszczowej.

Obliczenia hydrauliczne wykonano zgodnie z zasadami projektowania i wymiarowania sieci kanalizacji deszczowej. W pierwszej kolejności wyznaczono zlewnie poszczególnych wylotów do odbiorników. W obliczeniach uwzględniono 36 zlewni. W tabl. 1 przedstawiono model obliczeniowy jednej ze zlewni istniejącego układu kanalizacji mieszanej. Obliczenia hydrauliczne rozpoczęto od charakterystyk każdego z odcinków obliczeniowych, poprzez podanie ich danych, to jest rzędnych

posadowienia, zagłębień, średnic, długości i spadków dna kanału.

Układ istniejących kanałów wyznaczał kolejno zlewnie cząstkowe, z których każda charakteryzowała się jednym z ośmiu przyjętych współczynników spływów powierzchniowych [1]:

- $0,015 \div 0,15$ – dla parków i dużych obszarów zieleni oraz powierzchni niezabudowanych,
- $0,20 \div 0,35$ – dla zabudowy willowej, jednorodzinnej,
- $0,50 \div 0,59$ – dla zabudowy luźnej i zwartej (np. osiedle bloków mieszkalnych),
- $0,60 \div 0,70$ – dla zabudowy zwartej (np. tereny magazynowe, handlowo-usługowe),
- $0,75 \div 0,85$ – dla bardzo gęstej zabudowy (stare dzielnice) z podwórzami brukowanymi.

W celu weryfikacji, programowania i badań nad optymalizacją pracy istniejących układów wyżej przytoczony zakres współczynników spływu powierzchniowego wydaje się bardziej celowy. Ma on bowiem odniesienie do jednostek urbanistycznych stosowanych w studiach rozwoju i zagospodarowania, miejscowych planach zagospodarowania przestrzennego oraz koncepcjach programowo-przestrzennych. W dalszym ciągu przedstawiono jak rozkładają się wielkości powierzchni cząstkowych o przyjętych, zgodnie z omawianym podziałem, współczynnikach spływu powierzchniowego.

Inny podział doboru wielkości współczynnika spływu powierzchniowego odnosi się do rodzaju pokrycia dachów, nawierzchni dróg, placów i terenów nieuszczelnionych. Ten podział winien mieć zastosowanie w obliczeniach sieci kanalizacji deszczowej dla nowo projektowanych osiedli, dróg i obiektów budowlanych.

Zgodnie z rys. 4 największy udział mają powierzchnie o najmniejszych współczynnikach ψ , stanowią one ponad połowę (55,4%) całkowitej powierzchni rzeczywistej badanego obszaru. Z tej przyczyny uśredniony współczynnik ψ dla całego miasta wyniósł 0,343. Dość niskie wartości ψ nie znajdują odzwierciedlenia w wielkości istniejących kanałów deszczowych. Przyczyną tego jest fakt, że większość terenów o niskich współczynnikach spływu znajduje się wewnątrz zlewni poszczególnych kolektorów. Zgodnie z zasadami projektowania i wymiarowania [1, 10, 12] układów kanalizacyjnych gradacja średnic w kierunku wylotu musi być stała lub rosnąca. Fakt przebiegu kanału przez tereny o niższych wartościach ψ nie oznacza jednak, że praca układu będzie zaburzona bądź jego działanie stanie się nieekonomiczne. Takie sytuacje stwarzają możliwości retencjonowania spływu i uwzględniane są przy wyznaczaniu czasu przepływu przez kanały i czasu retencji kanałowej.

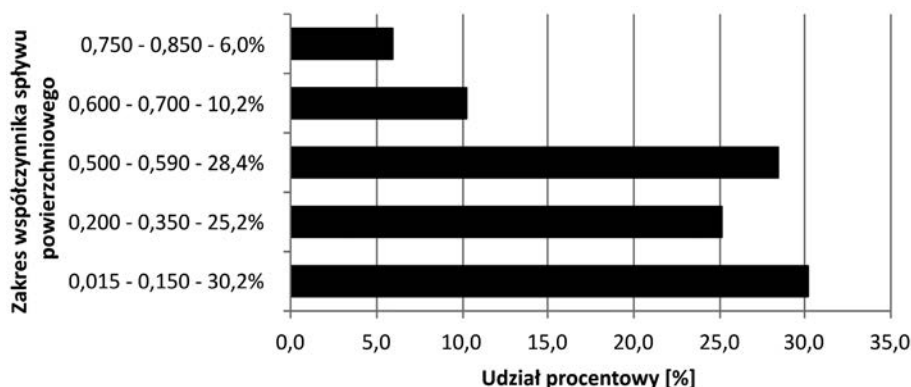
Czas przepływu przez kanały zależy od długości sieci (odcinków obliczeniowych tabl. 1 – wiersz 16 i 17). W każdym z przypadków jest funkcją prędkości przepływu, którą na etapie wyznaczania czasu retencji kanałowej przyjmuje się w zakresie $0,6 \div 1,0$ m/s. Czas retencji kanałowej [min] określono ze wzoru:

$$t_r = 0,2 \cdot t_p \quad (6)$$

gdzie:

t_p – czas przepływu przez poszczególne odcinki kanału [min],

t_r – czas retencji kanałowej [min].



Rys. 4. Udział procentowy powierzchni z wyznaczonym współczynnikiem spływu powierzchniowego ψ (obliczenia własne)

Stąd wyznaczono czas deszczu [min]:

$$t = 1,2 \sum t_p + t_k \quad (7)$$

w którym t_k czas koncentracji terenowej, czyli czas dopływu opadu do kanału, przyjmuje się jako równy 5 min. Wzór przyjmuje postać:

$$t_d = \frac{t_p + 0,2t_p}{60} + 5 \text{ [s]} \quad (8)$$

wielkość wyznaczana jest w sekundach i bezpośrednio podstawiana do wzoru (2) na natężenie deszczu [$\text{dm}^3/\text{s}/\text{ha}$]:

$$q = \frac{470 \cdot \sqrt[3]{C}}{t^{0,67}}$$

Określenie natężenia deszczu miarodajnego (tabl. 1 – wiersz 20), stanowi podstawę do zwymiarowania kanałów i wyznaczenia przepływów obliczeniowych na danym odcinku przewodu i kolejno w całym ciągu kanalizacyjnym, aż do wylotu do odbiornika. Wybranie odpowiedniej metody wyznaczania natężenia deszczu miarodajnego jest ciągle kwestią otwartą, gdyż nie ma jasno sprecyzowanych wytycznych. Do najczęściej stosowanych obecnie metod na terenie całego kraju należy metoda granicznych natężeń, opracowana w latach 50-tych i 60-tych ubiegłego wieku. Oprócz MGN istnieją również metody stałych natężeń (MSN), współczynnika opóźnienia (MWO) oraz inne stosujące modele opadowe lokalne. Na wyznaczenie deszczu miarodajnych pozwalają również modele opadów opracowane w latach 90-tych ubiegłego wieku, np. Bogdanowicz – Stachy czy Suligowskiego. Zgodnie z literaturą [5] oraz własnymi przeliczeniami (według [9]) określone według nich natężenia deszczu przewyższają nawet o kilkanaście do kilkadziesiąt procent wartości natężeń wyznaczone z MGN. W analizie reprezentatywnej próby – istniejącego układu kanalizacji mieszanej przykładowego miasta – oparto się na metodzie granicznych natężeń (MGN), jednak w celu weryfikacji wartości natężeń deszczu miarodajnych przy pomocy kalkulatorów [9] ustalono również ich wartości według wzorów Bogdanowicz – Stachy i Suligowskiego.

Przepływy obliczeniowe (tabl. 1 – wiersz 21 ÷ 26) dla analizowanej sieci kanalizacyjnej wyznaczono z równania Manninga:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot f \text{ [dm}^3/\text{s]} \quad (9)$$

gdzie:

n – współczynnik szorstkości kanału, o przyjętej wartości $n = 0,013$,

R_h – promień hydrauliczny, równy stosunkowi powierzchni czynnego przekroju do obwodu zwilżonego (dla kanałów całkowicie wypełnionych przyjmuje się powierzchnię czynną jako pole powierzchni przekroju kanału),

i – straty jednostkowe, dla kanałów grawitacyjnych równe spadkowi dna kanału; dla kanałów wypełnionych, pracujących pod ciśnieniem, to spadek linii ciśnień,

f – powierzchnia przekroju kanału.

Przepływy obliczeniowe wyznacza się dla znanych parametrów istniejącej sieci kanalizacyjnej jako stosunek Q_{obl}/Q_{calc} , na podstawie którego z krzywej sprawności wyznaczono napełnienie kanału i prędkość przepływu.

Rezerwę przepustowości (tabl. 1 – wiersz 39 ÷ 41) wyznaczono dla każdego z odcinków obliczeniowych sieci kanalizacyjnej na podstawie wyliczonych napełnień kanałów. Przeprowadzone obliczenia rezerwy przepustowości dotyczyły każdego z trzech wariantów obliczeniowych, to jest dla przepływów podstawowych oraz dla przepływów sprawdzających zgodnych z ATV-118 i PN-EN:752. Założenia oparto na stabilizowaniu rezerwy przepustowości w formacie *deficyt / 0 / istnieje*, wyznaczeniu maksimum, minimum, średniej i mediany dla każdej ze średnic występującej w założonym modelu. Przedziały rezerwy podlegały założeniom:

- obliczeniowe napełnienie kanału – 0 ÷ 82% – rezerwa istnieje,
- obliczeniowe napełnienie kanału – 82 ÷ 90% – rezerwa 0,
- obliczeniowe napełnienie kanału – 90 ÷ 100% – deficyt rezerwy.

Nadpiętrzenia i wylania (tabl. 1 – wiersz 33 ÷ 38) są pojęciami opisanymi w literaturze, jak też wytycznej ATV-118 (definiowane jako częstotliwość nadpiętrzenia 1 raz na n lat) i normie PN-EN:752 (mówiące o częstotliwości zalania terenu 1 w n latach). Są to pojęcia dotyczące pracy układów przy całkowitym wypełnieniu czyli pod ciśnieniem. W momencie, gdy dopływ wód opadowych do kanałów grawitacyjnych jest większy niż przepustowość danego kanału/układu, przewody zaczynają pracować pod ciśnieniem. Wówczas jako straty jednostkowe przyjmowany jest spadek linii ciśnień. Obliczenia należy przeprowadzać w taki sposób, aby wyznaczyć punkty krytyczne na sieci, w których niweleta powierzchni terenu jest niższa niż rzędna linii ciśnień. W tym miejscu dochodzi do wylania na powierzchnię terenu. W tabl. 1 – wiersz 24 ÷ 30 przedstawiono schemat obliczeń przepustowości kanałów i jej rezerwy wraz z wyznaczeniem punktów krytycznych układu – wiersz 36 i 37.

Tabl. 1. Przykład obliczeń hydraulicznych wykonanych dla jednej ze zlewni istniejącej kanalizacji (obliczenia własne)

| | | | | | | | | |
|--|---|---------------|-----------------------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|-------|
| Lp. / nr odcinka | | | – | 1. | 144 | 145 | 146 | |
| Odcinek | Od | | – | 2. | D ₁₇ -3 | D ₁₇ -2 | D ₁₇ -1 | |
| | Do | | – | 3. | D ₁₇ -1 | D ₁₇ -1 | W-17 | |
| Początek odcinka | Rzędne dna kanału | | m n.p.m. | 4. | 88,73 | 88,16 | 85,37 | |
| | Rzędne terenu | | m n.p.m. | 5. | 90,16 | 90,28 | 86,85 | |
| | Zagłębienie | | m | 6. | 1,43 | 2,12 | 1,48 | |
| Koniec odcinka | Rzędne dna kanału | | m n.p.m. | 7. | 85,37 | 85,37 | 85,3 | |
| | Rzędne terenu | | m n.p.m. | 8. | 86,85 | 86,85 | 86,77 | |
| | Zagłębienie | | m | 9. | 1,48 | 1,48 | 1,47 | |
| Zlewnia kanalizacji | Rzeczywista | Na odcinku | | ha | 10. | 1,346 | 0,358 | |
| | | Od początku | | ha | 11. | 1,346 | 0,358 | |
| | Zredukowana | Na odcinku | | ha | 12. | 0,808 | 0,215 | |
| | | Od początku | | ha | 13. | 0,808 | 0,215 | |
| Długość odcinka | | | m | 14. | 91,10 | 75,3 | 2 | |
| Długość od początku | | | m | 15. | 91,10 | 75,3 | 77,33 | |
| Czas przepływu | Na odcinku | | s | 16. | 113,9 | 94,1 | 2,5 | |
| | Od początku | | s | 17. | 113,9 | 94,1 | 96,6 | |
| Czas retencji | | | s | 18. | 22,8 | 18,8 | 19,3 | |
| Czas deszczu | | | min | 19. | 7,3 | 6,9 | 6,9 | |
| Natężenie deszczu | | | dm ³ /s/ha | 20. | 156,6 | 162,6 | 161,8 | |
| Przeływ obliczeniowy | | | dm ³ /s | 21. | 126,5 | 35 | 199,5 | |
| Średnica kanału | | | mm | 22. | 200 | 200 | 200 | |
| Spadek dna kanału | | | ‰ | 23. | 36,9 | 37,1 | 35 | |
| Pełny przekrój | Przeływ | | dm ³ /s | 24. | 62,93 | 63,07 | 61,3 | |
| | Prędkość | | m/s | 25. | 2 | 2,01 | 1,95 | |
| Stosunek przepływu Q_{obl} / Q_{calc} | | | – | 26. | 2,011 | 0,554 | 3,254 | |
| Parametry przepływu | Stosunek prędkości v_{obl} / v_{calc} | | % | 27. | – | 104,3 | – | |
| | Prędkość obliczeniowa v_{obl} | | m/s | 28. | – | 2,09 | – | |
| | Napelnienie | | % | 29. | – | 52,8 | – | |
| | | | cm | 30. | – | 10,6 | – | |
| Rzędna zwierciadła ścieków | Na początku | | m n.p.m. | 31. | – | 88,27 | – | |
| | Na końcu | | m n.p.m. | 32. | – | 85,48 | – | |
| Nadpiętnienie / wylanie | Spadek hydrauliczny | | ‰ | 33. | 0,034 | – | 0,032 | |
| | Rzędne linii ciśnień | Na początku | | m n.p.m. | 34. | 88,93 | – | |
| | | Na końcu | | m n.p.m. | 35. | 92,01 | – | |
| | Punkt krytyczny | Lokalizacja | | – | 36. | D ₁₇ -1 | – | |
| | | Rzędna | | m n.p.m. | 37. | 86,85 | – | |
| Wylanie I na C lat | | | – | 38. | C = 2 | – | | |
| Rezerwa przepustowości | Deficyt | | % | 39. | -53 | – | -122 | |
| | 0 (przyjęto 82 ÷ 90% napelnienia) | | % | 40. | – | – | – | |
| | Istnieje | | % | 41. | – | 37 | – | |
| Pojemność retencyjna układu / retencja kanałowa/ | Spadek hydrauliczny | | ‰ | 42. | 0,034 | 0,034 | 0,032 | |
| | Rzędne | terenu | Na początku | | m n.p.m. | 43. | 90,16 | 90,28 |
| | | | Na końcu | | m n.p.m. | 44. | 86,65 | 86,85 |
| | | linii ciśnień | Na początku | | m n.p.m. | 45. | 88,93 | 88,36 |
| | | | Na końcu | | m n.p.m. | 46. | 92,01 | 90,92 |
| | poziomu przecięcia | Dopuszczalne | Początek | | m n.p.m. | 47. | 89,66 | 89,78 |
| | | | Koniec | | m n.p.m. | 48. | 86,35 | 86,35 |
| | | Przyjęte | Początek | | m n.p.m. | 49. | 88,93 | 88,36 |
| | | | Koniec | | m n.p.m. | 50. | 86,35 | 86,35 |
| | Wysokość retencyjna studni | | Na początku | | m | 51. | 0,2 | 0,2 |
| | | | Na końcu | | m | 52. | 0,98 | 0,98 |
| | Retencja kanałowa | | Całkowita | | m ³ | 53. | 3,09 | 2,59 |
| | | | Wykorzystana | | m ³ | 54. | 5,08 | 1,38 |
| Pozostała | | | m ³ | 55. | -1,99 | 1,21 | | |

Na podstawie przeprowadzanych obliczeń można było wyznaczyć wielkość retencji kanałowej (tabl. 1 – wiersz 42 ÷ 45). Obliczenia wykonano na podstawie metody wykorzystywanej w krajach anglosaskich, Kanadzie oraz USA, to jest „*surcharged flow*”. W metodzie tej wykorzystuje się całkowitą pojemność układu kanalizacyjnego i zakłada pracę całości układu grawitacyjnego – pod ciśnieniem (przy całkowitym wypełnieniu) na przeciężeniach wyznaczonych niweletą linii ciśnień, nie przekraczającą wysokości 0,5 m p.p.t. Po zastosowaniu założeń tej metody można było wyznaczyć wielkość retencji [m³] całego istniejącego układu kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej badanego miasta. Dało to również możliwość sprawdzenia rezerwy pojemności retencyjnej układu dla obciążenia przepływem podstawowym oraz sprawdzającymi według ATV-118 [9] i PN-EN:752 [15].

Ostatecznie szczegółowe oceny wymagają wykonania tzw. pogłębionej inspekcji kanałowej pozwalającej określić zawyżenia, zaniżenia oraz deformacje przekrojów na odcinkach pomiędzy kolejnymi studniami – węzłami obliczeniowymi. W polskich realiach technicznych jest to obecnie po prostu niemożliwe.

ANALIZA HYDRAULICZNA ISTNIEJĄCEGO UKŁADU KANALIZACJI MIESZANEJ

Analizę hydrauliczną istniejącego układu sieci kanalizacji mieszanej miasta powiatowego wykonano metodą granicznych natężeń, obciążając założony model przepływami obliczeniowymi podstawowymi i sprawdzającymi według [10 i 15]. Przepływy podstawowe określono dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu miarodajnego $p = 50\%$, $C = 2$ lata. Z kolei przepływy sprawdzające:

- według ATV – A118 [9] dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu miarodajnego $p = 50\%$, $C = 2$ lata, $p = 33,30\%$, $C = 3$ lata i $p = 20\%$, $C = 5$ lat,

- według PN-EN 752-2 [13] dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu miarodajnego $p = 5\%$, $C = 20$ lat i dla prawdopodobieństwa wystąpienia deszczu miarodajnego $p = 3,33\%$, $C = 30$ lat.

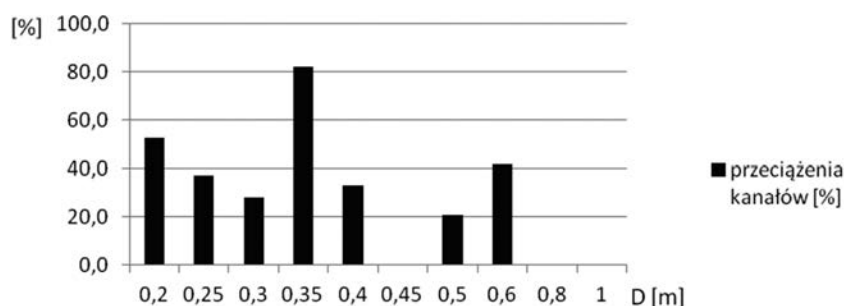
Układ kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej przeliczono zgodnie z założeniami podanymi w rozdziale „*Obliczenia hydrauliczne*” niniejszego artykułu.

Istniejący układ przeanalizowano jako funkcję średnic istniejących kanałów w zadanym modelu.

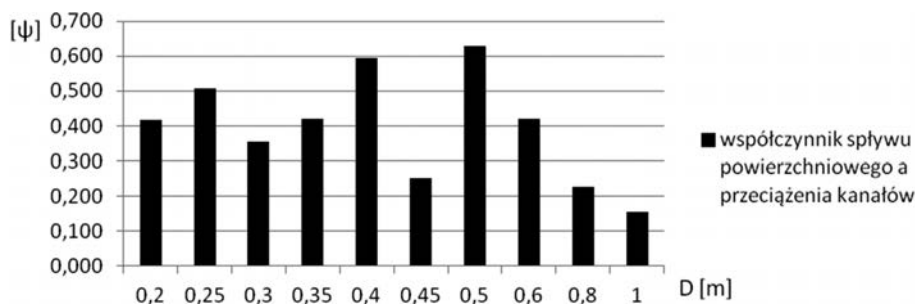
W trakcie wykonywania obliczeń wykazano, że założenia wytycznych ATV-118, wskazujące na przyjęcie średnicy minimalnej kanałów deszczowych $D_{\min} = 300$ mm, znajduje swoje odzwierciedlenie w wynikach zestawienia ilości kanałów przeciężonych hydraulicznie, w zależności od ich średnicy (rys. 5). W celu zobrazowania przeciężeń na kanałach o średnicy DN200mm celowo wybrano zlewnię W-17, której obliczenia hydrauliczne przedstawiono w tabl. 1. Jak przedstawiono, kanały odbierają wody opadowe ze zlewni o niedużych rozmiarach – 2 ha, jednak jest to obszar uszczelniony, a dopływ do kanału powoduje jego przeciężenie niemal na całej długości.

Ograniczenie średnic w fazie projektu skutkuje ich łatwym przeciężeniem w trakcie późniejszej eksploatacji, między innymi w konsekwencji procesów urbanizacyjnych.

Największy udział przeciężonych kanałów odpowiada średnicom DN200mm do DN350mm. Fakt przeciężenia rzędu 21,1% i 42,7% kanałów o średnicy nominalnej odpowiednio DN500mm i DN600mm wynika z lokalizacji większości z nich. Są one posadowione na terenach o współczynnikach sływu powierzchniowego (uśrednionych) $\psi = 0,629$ i $\psi = 0,420$, czyli w ścisłym centrum miasta (tereny uszczelnione), na podejściu do odbiorników. Zestawienie procentowe przeciężonych kanałów znajduje analogię w zestawieniu procentowym przeciężonych kanałów w odniesieniu do uśrednionego współczynnika sływu powierzchniowego przyjętego do obliczeń powierzchni zlewni cząstkowych – zredukowanych (rys. 6).



Rys. 5. Udział procentowy kanałów przeciężonych hydraulicznie (obliczenia własne)



Rys. 6. Zależność udziału procentowego kanałów przeciężonych od uśrednionego współczynnika sływu powierzchniowego (obliczenia własne)

Tabl. 2. Dane statystyczne dotyczące spadków dna kanału dla poszczególnych średnic (obliczenia własne)

| DN [mm] | Spadek dna kanału i [%] | | | | |
|---------|---------------------------|-------|------------------------|------|---------|
| | max | min | min _{normat.} | śr | mediana |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 200 | 164,0 | 1,7 | 5,0 | 38,4 | 23,1 |
| 250 | 292,0 | -12,6 | 4,0 | 46,4 | 8,0 |
| 300 | 150,0 | -6,9 | 3,3 | 10,0 | 9,8 |
| 350 | 5,5 | -1,3 | 2,9 | 2,0 | 1,7 |
| 400 | 50,2 | -1,4 | 2,5 | 13,5 | 10,3 |
| 450 | 85,5 | 35,7 | 2,2 | 60,6 | 60,6 |
| 500 | 59,2 | -0,7 | 2,0 | 13,4 | 9,0 |
| 600 | 350,0 | -3,1 | 1,7 | 30,1 | 2,9 |
| 800 | 45,8 | 2,0 | 1,3 | 16,5 | 9,1 |
| 1000 | 47,2 | 0,3 | 1,0 | 11,9 | 7,7 |

Na poprawną pracę kanałów grawitacyjnych istotny wpływ mają również spadki dna kanału, czyli ich ułożenie. Aby zapewnić optymalne działanie układu, należy dążyć do zachowania minimalnych spadków, wyznaczanych zgodnie z regułą $i_{\min} = 1000/D$ (%), a według tzw. formuły DIN odpowiadającym napełnieniom $h/D > 0,3$. W analizowanym układzie stwierdzono wiele przypadków niezachowania tej zasady, a w licznych kanałach ułożono w przeciwnospadkach, co przedstawiono w tabl. 2.

Poza kanałami o średnicy DN800mm nie stwierdzono zachowania zasady spadku minimalnego. Spadki maksymalne w wielu przypadkach graniczą z wartością, przy zachowaniu której prędkość przepływu w kanale będzie bliska lub wyższa prędkości granicznej według Błaszczyka [1], to jest 7,0 m/s.

Parametr ten wywiera poważny wpływ na przepustowość układu kanalizacyjnego oraz jej rezerwy. W tabl. 3 i 4 przedstawiono kolejno wyniki analizy rezerwy przepustowości kanałów (w podziale na średnice nominalne przewodów).

Zestawienie powyższe opracowano dla przepływu podstawowego czyli wystąpienia deszczu miarodajnego o prawdopodobieństwie $p = 50\%$. Uwzględnia ono tylko kanały, które przy obciążeniu tym przepływem mieszczą się w granicach napełnienia $0 \div 82\%$ (zgodnie z założeniami przedstawionymi w rozdziale „Obliczenia hydrauliczne” niniejszego artykułu). Wartości minimalnego napełnienia dla poszczególnych średnic w układzie są bardzo różne, od $7 \div 53\%$, a w przypadku średnicy DN350mm nie wyznaczono wartości minimalnej, gdyż już dla przepływu podstawowego wszystkie kanały o tej średnicy są przeciążone hydraulicznie. Procent występowania rezerwy przepustowości istniejących kanałów przedstawiono w tabl. 4, z której wynika, że właśnie 100% kanałów o średnicy nominalnej DN350mm ma deficyt rezerwy przepustowości, z kolei kanały o średnicach DN450, 800 i 1000mm mają tę rezerwę w 100%.

W celu zobrazowania ilości sieci przeciążonej już przepływami podstawowymi opracowano szkic, przedstawiony na rys. 7.

W trakcie wykonywania obliczeń hydraulicznych istniejących sieci grawitacyjnych podstawowym zadaniem jest iden-

Tabl. 3. Statystyka przepustowości kanałów (obliczenia własne)

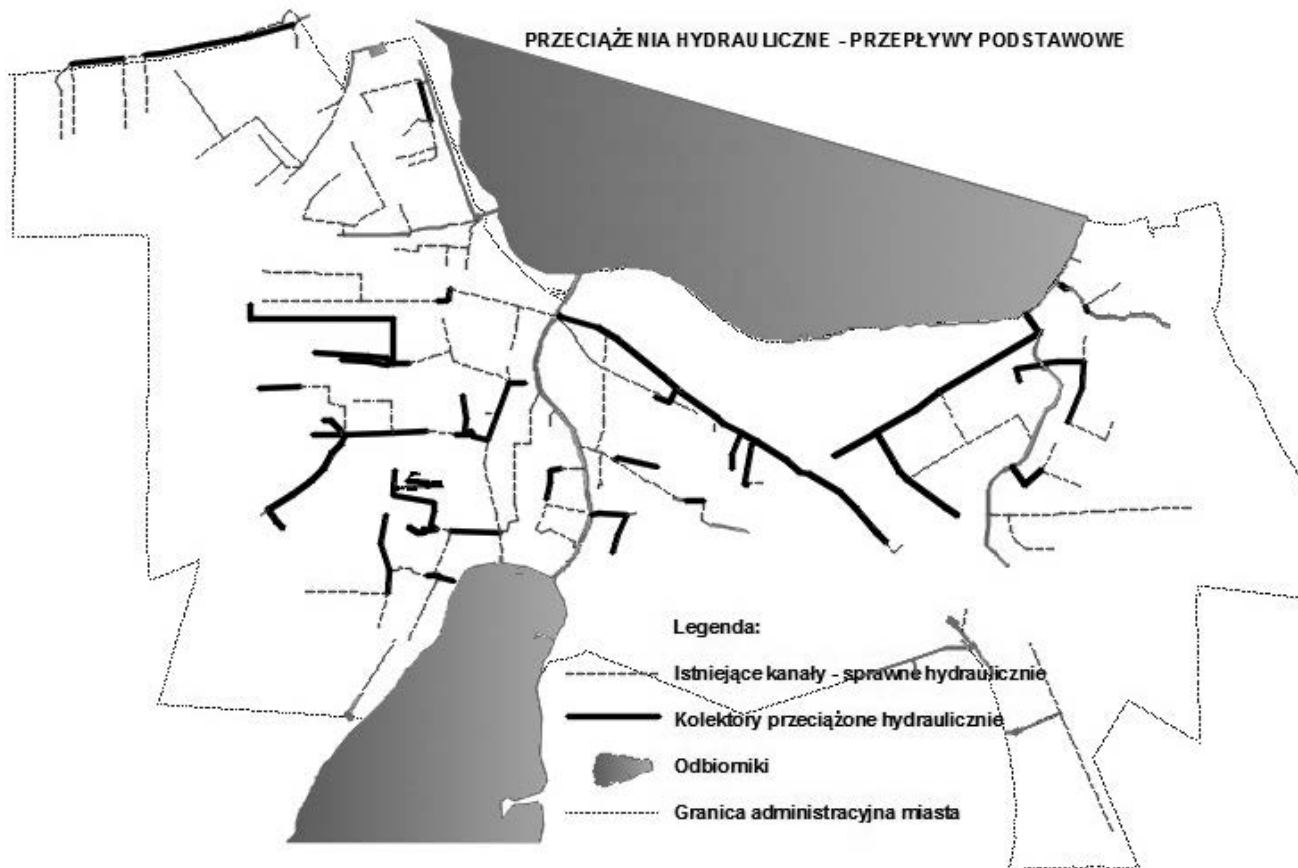
| DN [mm] | rezerwa przepustowości [%] – napełnienia | | | |
|---------|--|------|------|---------|
| | max | min | śr | mediana |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 200 | 53,0 | 35,0 | 42,1 | 39,0 |
| 250 | 64,0 | 22,0 | 42,0 | 41,0 |
| 300 | 68,0 | 7,0 | 36,2 | 38,0 |
| 350 | kanały przeciążone hydraulicznie | | | |
| 400 | 66,0 | 11,0 | 36,0 | 36,5 |
| 450 | 69,0 | 53,0 | 61,0 | 61,0 |
| 500 | 68,0 | 8,0 | 40,7 | 43,0 |
| 600 | 77,0 | 26,0 | 46,5 | 42,5 |
| 800 | 83,0 | 17,0 | 54,2 | 58,0 |
| 1000 | 75,0 | 8,0 | 62,6 | 71,0 |

Tabl. 4. Zestawienie występowania rezerwy przepustowości kanałów (obliczenia własne)

| DN [mm] | rezerwa przepustowości [%] długości | | |
|---------|-------------------------------------|------|----------|
| | deficyt | 0 | istnieje |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 200 | 59,0 | 0,7 | 40,3 |
| 250 | 37,2 | 3,1 | 59,8 |
| 300 | 25,6 | 2,2 | 72,1 |
| 350 | 100,0 | 0,0 | 0,0 |
| 400 | 28,0 | 7,3 | 64,7 |
| 450 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| 500 | 19,2 | 1,4 | 79,4 |
| 600 | 40,0 | 13,4 | 46,6 |
| 800 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |
| 1000 | 0,0 | 0,0 | 100,0 |

tyfikacja miejsc problematycznych (punktów krytycznych). Ich określenie jest możliwe w sposób analityczny poprzez obciążanie układu przepływem sprawdzającym zgodnie z [10 i 15]. Poddanie układu przeciążeniom hydraulicznym pozwoliło na określenie odcinków sieci, w których wystąpią nadpiętrzenia, a także miejsc, w których raz na określoną liczbę lat wystąpi wylanie z układu na powierzchnię terenu (tabl. 5).

Występowanie nadpiętrzeń, a zwłaszcza miejsc, w których nastąpi wylanie na teren, dla układu kanalizacyjnego obciążonego przepływem podstawowym, powinno zakończyć analizę hydrauliczną. Obliczeń dla przepływów sprawdzających dokonywać można dla układów nie przeciążonych hydraulicznie przy obciążeniach podstawowych. W przypadku analizowanego układu na 30% odcinków obliczeniowych stwierdzono nadpiętrzenia, a w 19 miejscach zalania terenu. W celu zweryfikowania zasadności tych zaleceń przeprowadzono obliczenia ilości



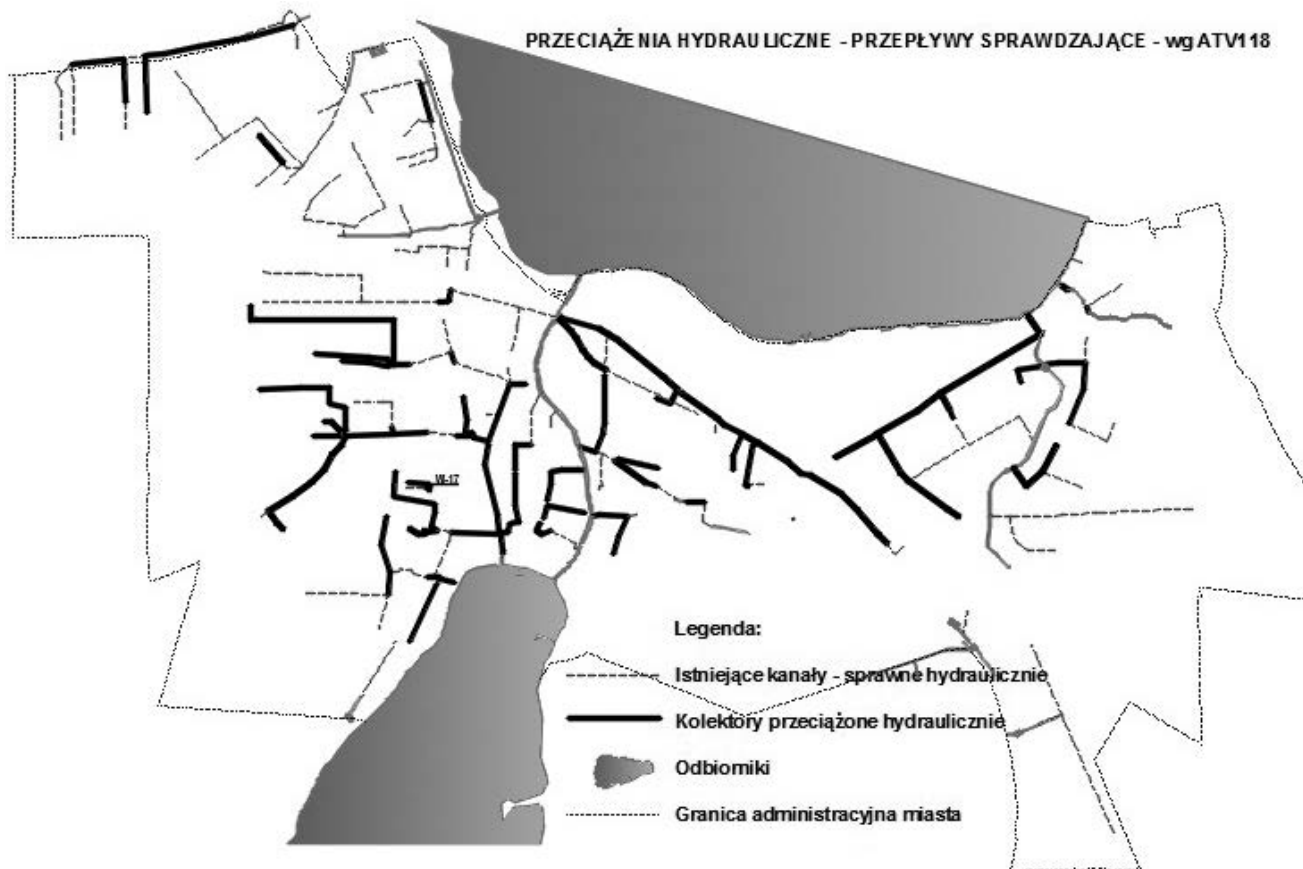
Rys. 7. Model układu sieci kanalizacji mieszanej – obciążenia przepływami podstawowymi (opracowanie własne)

Tabl. 5. Zestawienie ilościowe nadpiętrzeń i miejsc wylania na powierzchnię (obliczenia własne)

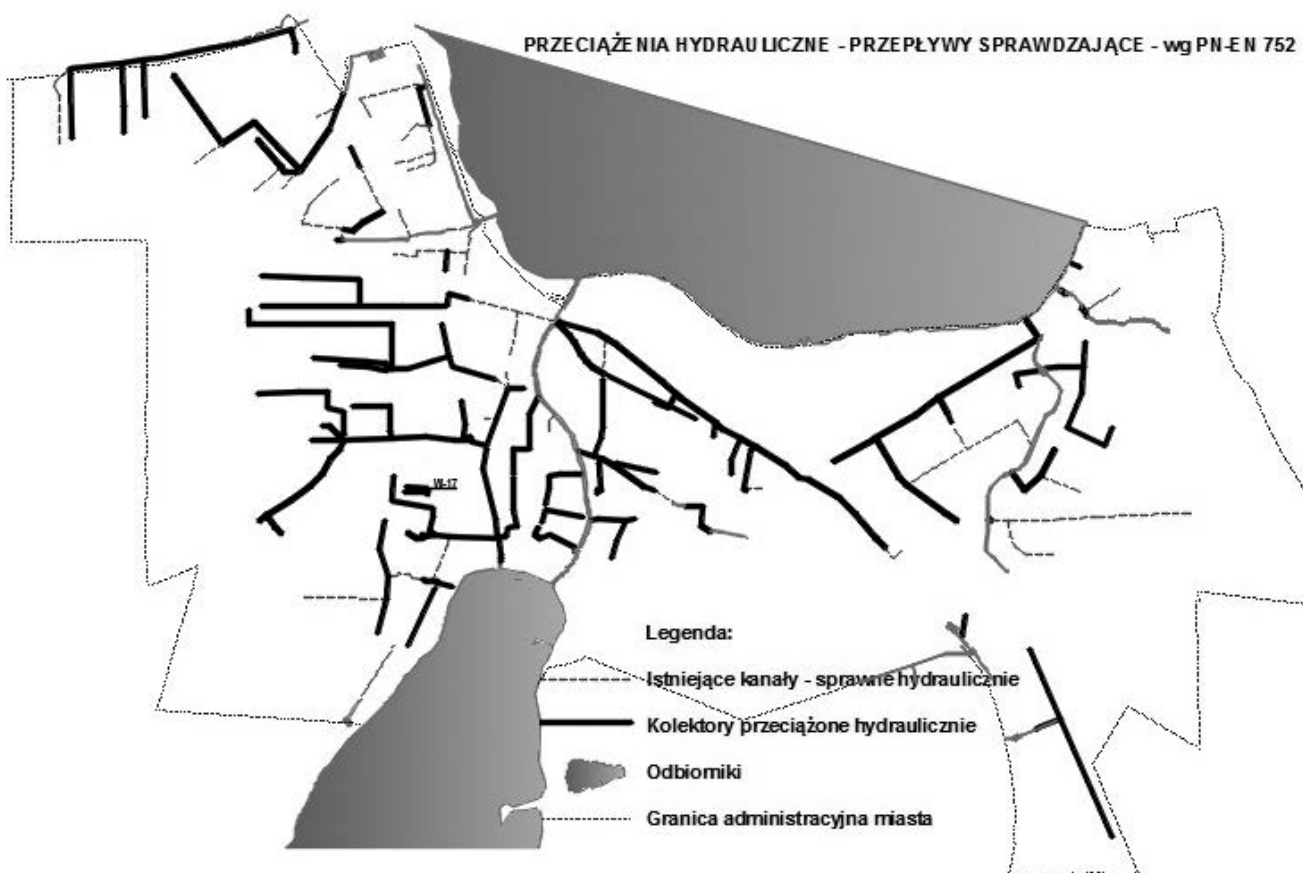
| DN | Całkowita liczba odcinków sieci | Nadpiętrzenie _podstawowe | | Nadpiętrzenie _ATV | | | | Nadpiętrzenie – PN-EN:752 | | |
|------|---------------------------------|---------------------------|---------------------|--------------------|---------------------|---------------------|--------------------|---------------------------|---------------------|---------------------|
| | | liczba odcinków | wylanie 1 na 2 lata | liczba odcinków | wylanie 1 na 2 lata | wylanie 1 na 3 lata | wylanie 1 na 5 lat | liczba odcinków | wylanie 1 na 20 lat | wylanie 1 na 30 lat |
| [mm] | [szt] | [%] | [liczba miejsc] | [%] | [liczba miejsc] | [liczba miejsc] | [liczba miejsc] | [%] | [liczba miejsc] | [liczba miejsc] |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 200 | 16 | 56 | 4 | 56 | – | 3 | 5 | 81 | 5 | 4 |
| 250 | 9 | 44 | 3 | 44 | – | 2 | 1 | 67 | 3 | 1 |
| 300 | 60 | 30 | 7 | 45 | 1 | 7 | 7 | 70 | 13 | 10 |
| 350 | 5 | 80 | – | 80 | – | – | 1 | 80 | – | 1 |
| 400 | 45 | 31 | 1 | 53 | – | – | 9 | 76 | 2 | 11 |
| 450 | 2 | 0 | – | 0 | – | – | – | 0 | – | – |
| 500 | 48 | 25 | 3 | 33 | – | 1 | 3 | 56 | 2 | 5 |
| 600 | 29 | 34 | 1 | 38 | – | 1 | 2 | 69 | 2 | 4 |
| 800 | 11 | 0 | – | 9 | – | – | – | 27 | – | 1 |
| 1000 | 9 | 0 | – | 11 | – | – | – | 11 | – | – |

wylań i nadpiętrzeń dla przepływów sprawdzających. Wyniki obliczeń dowodzą, że w przypadku przepływów zgodnych z wytycznymi ATV-118 liczba odcinków, w których wystąpi nadpiętrzenie wzrosła o 16%, a liczba zalań o 24 miejsca względem przepływu podstawowego.

Dla obciążeń przepływami sprawdzającymi zgodnie z PN-EN:752 liczba odcinków, w których wystąpi nadpiętrzenie wzrosła aż do 64% (to jest o 34%), a liczba miejsc zalań do 64 (tj. o 45), w stosunku do obciążenia układu przepływem podstawowym.



Rys. 8. Model układu sieci kanalizacji mieszanej – obciążenia przepływami sprawdzającymi – według [10] (opracowanie własne)



Rys. 9. Model układu sieci kanalizacji mieszanej – obciążenia przepływami sprawdzającymi – według [15] (opracowanie własne)

Jak wskazują powyższe analizy układ obciążony przepływami sprawdzającymi zgodnymi z [10], czy [15] przestaje funkcjonować, a przeciążenia sieci sięgają ponad 50% całego układu, co przedstawiono na rys. 8 i 9.

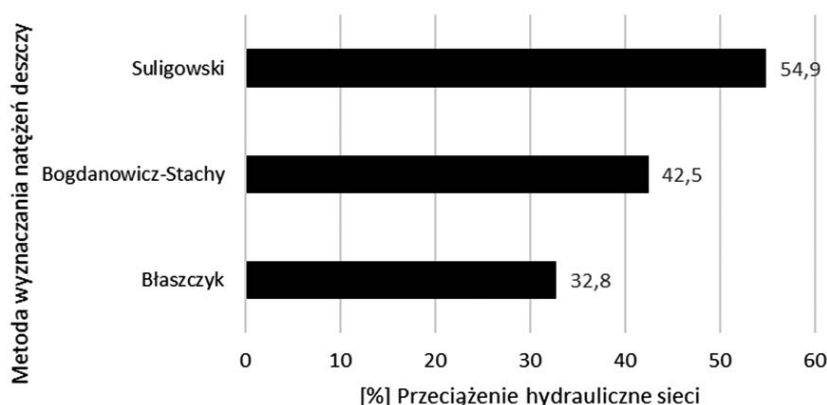
Oddzielnej analizie poddano również przepustowości układu kanalizacji mieszanej wybranego miasta dla przepływów podstawowych i sprawdzających, przeliczonych według metod wyznaczania natężeń deszczy opracowane przez Bogdanowicz – Stachy oraz Suligowskiego. Natężenia deszczy według tych metod wyznaczono przy pomocy kalkulatorów natężeń deszczy zamieszczonych na stronie portalu retencja.pl [9]. Przeprowadzono analizę porównawczą (rys. 10 i 11) przeciążeń sieci obliczonych według trzech metod wyznaczania natężeń deszczy. Dla przepływów podstawowych przeciążenia hydrauliczne sieci wynosiły 43% całości układu – według metody Bogdanowicz – Stachy, a 55% według metody Suligowskiego. Dla przepływów sprawdzających przeciążenia sieci wynosiły odpowiednio 58% według metody Bogdanowicz – Stachy i 70% według metody Suligowskiego.

Na podstawie wyników tych obliczeń, można stwierdzić, że istniejący układ kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej miasta powiatowego nie jest w stanie przejąć przepływów obliczeniowych sprawdzających.

Tabl. 6. Wielkość retencji kanałowej istniejącego układu kanalizacyjnego (obliczenia własne)

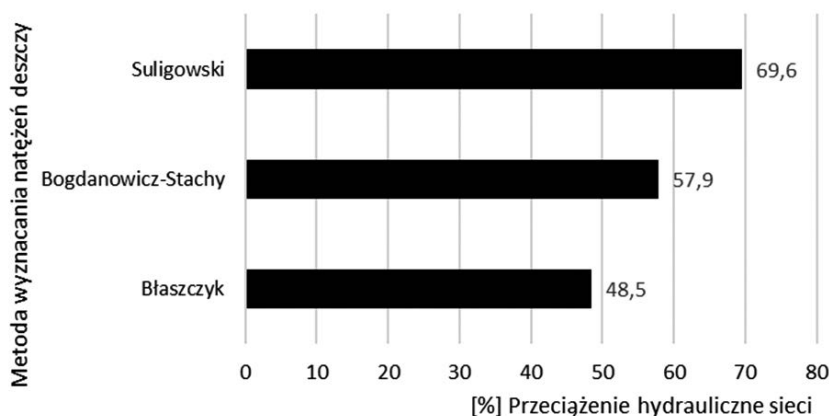
| DN [mm] | Retencja kanałowa [m ³] | | |
|----------|-------------------------------------|--------------|-----------|
| | całkowita | wykorzystana | pozostała |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 200 | 60,6 | 104,6 | -44,0 |
| 250 | 47,9 | 58,3 | -10,4 |
| 300 | 597,5 | 533,5 | 64,0 |
| 350 | 65,6 | 542,1 | -476,6 |
| 400 | 571,2 | 741,8 | -170,8 |
| 450 | 51,4 | 13,3 | 38,1 |
| 500 | 989,2 | 652,4 | 245,8 |
| 600 | 878,5 | 848,7 | 29,8 |
| 800 | 440,1 | 140,3 | 299,8 |
| 1000 | 909,3 | 125,8 | 783,4 |
| ŁĄCZNIE: | 4611,1 | 3760,9 | 759,2 |

Przeciążenie sieci dla prawdopodobieństwa 50%



Rys. 10. Analiza porównawcza przeciążeń sieci kanalizacji mieszanej dla przepływów podstawowych – według trzech metod wyznaczania natężeń deszczy miarodajnych (obliczenia własne)

Przeciążenie sieci dla prawdopodobieństwa 20%



Rys. 11. Analiza porównawcza przeciążeń sieci kanalizacji mieszanej dla przepływów sprawdzających – według trzech metod wyznaczania natężeń deszczy miarodajnych (obliczenia własne)

Potwierdzeniem tego jest zestawienie obliczeń retencji kanałowej całości układu i wielkości rezerwy retencyjnej układu dla przepływu podstawowego (tabl. 6).

Obliczeń wielkości retencji kanałowej dokonano na podstawie idei metody „*surcharged flow*” opartej na przeciążeniach hydraulicznych, opisanej w rozdziale „*Obliczenia hydrauliczne*” niniejszego artykułu. Metoda ta ma zastosowanie dla sieci sprawnych technicznie, ze względu na występujące w trakcie pracy układu przy całkowitym wypełnieniu znaczne wartości ciśnień (wysokości linii ciśnienia).

Zgodnie z tabl. 6 można stwierdzić, że istniejący układ nie przejmie obciążeń przepływami sprawdzającymi, gdyż dla przepływów podstawowych wykorzystano pojemność retencyjną układu w 81,6% (to znaczy wykorzystano 3760,86 m³ z 4611,05 m³ pojemności retencyjnej kanałów całego układu).

PODSUMOWANIE

W celu poprawnego i optymalnego funkcjonowania układów kanalizacyjnych niezbędna jest ich poprawna eksploatacja i utrzymanie. W miastach, dla których wykonano częściowe analizy, a także w opisywanym mieście, do dziś nie uporządkowano systemów kanalizacyjnych. W celu dostosowania istniejących układów do wymagań określonych w normach i wytycznych [10, 15], a przede wszystkim do obowiązujących i wchodzących w życie przepisów prawa [13, 14], koniecznością stało się rozdzielanie układu kanalizacji mieszanej na sanitarną i deszczową. Problem funkcjonowania układów mieszanych nie dotyczy tylko aspektów ekonomicznych czy eksploatacyjnych. W myśl nowej ustawy Prawo Wodne [14] działanie takich systemów na dotychczasowych zasadach będzie całkowicie niemożliwe, a w przypadku zachowania takiego stanu rzeczy będzie rodziło poważne konsekwencje natury prawnej i finansowej. Aby uporać się z tego rodzaju problemami, należy dokładnie rozpoznać istniejącą sieć i jej stan techniczny, obszar odwadniany, uwarunkowania terenowo-prawne, a następnie wykonać obliczenia hydrauliczne sprawdzające możliwości przejęcia przepływów podstawowych i sprawdzających dla wód opadowych.

Jak udowodniono na przykładzie opisywanego miasta istnieją duże niedobory przepustowości istniejących układów kanalizacji. Problem zdaje się być istotny, gdyż przeciążenia sieci występują już w przypadku obciążania jej przepływami podstawowymi. Analiza natężeń deszczy miarodajnych, wyznaczonych według trzech różnych metod, to jest według Błaszczyka, Bogdanowicz – Stachy i Suligowskiego wykazała, że istniejąca sieć nie jest w stanie przejąć przepływów sprawdzających.

Przeprowadzenie odpowiednich obliczeń hydraulicznych sieci opartych na sprawdzonych wytycznych zapewni uzyskanie odpowiedzi na pytania dotyczące konieczności rozbudowy istniejących układów bądź wprowadzenia różnorodnych metod retencjonowania lub regulacji odpływów deszczowych. Nie uzasadniony ekonomicznie jest również fakt ciągłego powiększania średnic przewodów kanalizacyjnych z powodu coraz częstszych występowań deszczy nawalnych. Konieczne jest wprowadzenie tzw. zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi [3, 6, 11], które pozwoli na optymalizowanie układów kanalizacji deszczowej poprzez ich modernizację i zmniejszanie dopływów wód opadowych do kanałów (np. retencja terenowa). Istotnym

aspektem jest tu również retencjonowanie wód opadowych z wykorzystaniem wszelkich rodzajów zbiorników retencyjnych sztucznych i naturalnych, jak również próba wykorzystywania retencji własnej systemów kanalizacyjnych – retencja kanałowa.

Oddzielnym problemem są konsekwencje przyjętej w dniu 20 lipca 2017 roku nowej ustawy „Prawo wodne”. Niezbędna jest modernizacja sieci w aspekcie ograniczenia (element infiltracji) oraz spowolnienia spływu (retencja) wód opadowych. Przygotowanie odpowiednich programów wymaga dość szczegółowej analizy stanu istniejącego. Analizy będące podstawą niniejszej pracy wykazały, że jest to możliwe również w sytuacji dysponowania uśrednioną informacją. Jest to szczególnie ważne w warunkach trudności z wykonaniem szczegółowej (pogłębionej) inspekcji. Przedstawione w niniejszej pracy wyniki badań dotyczą wytypowanej w doborze celowym miejscowości, dla której przeprowadzono szczegółową inwentaryzację obejmującą obszar całego miasta. Zgodnie z wybraną metodologią badań [7], a także na podstawie analiz własnych dla innych miast (bądź ich części), problem braku przepustowości czy dopływów do kanałów niezgodny z ich przeznaczeniem występuje w wielu miejscowościach. Celowe jest podjęcie prac nad rozdziałem i optymalizacją istniejących układów kanalizacji mieszanej, a także nad modernizacją i dostosowaniem do nowych uwarunkowań kanalizacji deszczowej wraz z jej wszystkimi elementami.

LITERATURA

1. Błaszczyk W.: Projektowanie sieci kanalizacyjnych. Warszawa: Arkady 1963.
2. Błaszczyk W., Praca zbiorowa: Wodociągi i kanalizacja. Poradnik. Warszawa: Arkady 1971.
3. Edel R.: Odwodnienie dróg. Warszawa Wydawnictwa Komunikacji i Łączności 2017.
4. Kotowski A., Nowakowska M.: Metodyka i zasady modelowania odwodnień terenów zurbanizowanych. Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej 2017.
5. Kotowski A.: Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów (tom I i II). Wydawnictwo Seidel – Przywecki Sp. z o.o. Warszawa 2015.
6. Królikowska J., Królikowski A.: Wody opadowe. Odprowadzanie, zagospodarowanie, podczyszczanie i wykorzystanie. Warszawa. Wydawnictwo Seidel – Przywecki 2012.
7. Krzysztofak M., Urbanek D.: Metody statystyczne. Warszawa. Państwowe Wydawnictwo Naukowe 1977.
8. Mapy zasadnicze w skali 1:500, udostępnione przez Powiatowy Ośrodek Dokumentacji Geodezyjno-Kartograficznej miasta powiatowego, w grudniu 2016 roku.
9. Retencja.pl – portal internetowy www.retencja.pl.
10. Schmitt T. G.: Komentarz do ATV-A118 Hydrauliczne wymiarowanie systemów odwadniających. Warszawa. Wydawnictwo Seidel – Przywecki 2000.
11. Słyś D.: Zrównoważone systemy odwodnienia miast. Wrocław Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. 2016.
12. Suligowski Z. Infrastruktura kanalizacyjna w gospodarce komunalnej. Gdańsk. Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej 2006.
13. Ustawa z dnia 07 czerwca 2001 roku o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków (Dz. U. z 2015r. poz. 139, 1893 z 2016 r. poz. 1250) www.sejm.gov.pl.
14. Ustawa z dnia 20 lipca 2017 roku. Prawo wodne. (Dz. U. z 2017 roku poz. 1566) www.sejm.gov.pl.
15. Polska Norma PN-EN 752 Zewnętrzne systemy kanalizacyjne.