

*system transportu i dystrybucji wody, sieć wodociągowa, model komputerowy przepływów, symulacje przepływów w sieci*

Maria ORŁOWSKA-SZOSTAK\*, Adrianna WRÓBEL\*\*

## **ANALIZA PRACY PRZEWYMIAROWANEGO SYSTEMU TRANSPORTU I DYSTRYBUCJI WODY PRZY WYKORZYSTANIU MODELOWANIA KOMPUTEROWEGO NA PRZYKŁADZIE WYBRANEGO WODOCIĄGU**

Przedmiotem analizy jest system transportu i dystrybucji wody wodociągowej (STDW) miasta w woj. warmińsko-mazurskim. Posłużono się skalibrowanym modelem komputerowym utworzonym na bazie programu EPANET 2.0. Istotną analizowaną cechą przedmiotowego wodociągu jest fakt jego przewymiarowania, tzn., że posiada on zdecydowanie za duże średnice w stosunku do aktualnych potrzeb. Po skrótownym omówieniu procesu gromadzenia danych, kalibracji modelu oraz przeprowadzonych kompleksowych analizach pracy systemu w warunkach normalnej pracy, w sytuacjach eksploatacyjnych nietypowych i po sugerowanych modernizacjach, w kolejnej części referatu zawarto opis trzech hipotetycznych rozwiązań analogicznego wodociągu w wersjach nieprzewymiarowanych. Takie podejście pozwoliło to na ocenę cech wodociągu przewymiarowanego, a także wpływu rozbudowy i modernizacji wodociągu na skalę jego przewymiarowania.

### **1. SIEĆ WODOCIĄGOWA MIASTA**

#### **1.1. SIEĆ WODOCIĄGOWA, MATERIAŁY, STRUKTURA WIEKOWA**

Sieć wodociągowa jest generalnie typu pierścieniowego, z nielicznymi elementami sieci końcówkowej na obrzeżach systemu. Stopniowa rozbudowa sieci, np. wraz z rozwojem osiedli mieszkaniowych, obecnie głównie jednorodzinnych, następuje poprzez

---

\* Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, ul. G. Narutowicza 11/12, 80-952 Gdańsk, maria.o@pg.gda.pl.

\*\* Gdańskie Przedsiębiorstwo Energetyki Ciepłej Sp. z o.o., ul. Biała 1b, 80-435 Gdańsk, adawrobel16@gmail.com.

zamykanie kolejnych odgałęzień w pierścieniu oraz budowę nowych elementów sieci końcówkowej wraz z przyłączami. System pracuje jako samodzielny układ i zapewnia dostarczenie wymaganej ilości wody odbiorcom. Zróżnicowanie materiałów przewodów sieci wodociągowej nie jest duże. Struktura sieci, a w tym materiały rur, z jakich wykonane są przewody, jest charakterystyczna dla typowych sieci miejskich w Polsce [4]. Przewody żeliwne stanowią ponad połowę wszystkich przewodów sieci miejskiej. Jedną z cech, ważnych z punktu widzenia modelowania komputerowego, jest to, iż już w początkowej fazie eksploatacji przewody te cechują się dużą chropowatością, która sprzyja zarastaniu przewodów wraz z upływem lat [3]. Znaczna część sieci wykonana została z PVC. Przewody te posiadają sporo zalet, w tym małą chropowatość. Przewody z tego tworzywa zostały wybudowane w latach 90-tych [8].

Dokładnie rozpracowana przez autorki została również struktura wiekowa sieci, gdyż jest ona istotnym czynnikiem przy wstępnym określaniu aktualnej chropowatości przewodów w trakcie wykonywania kalibracji modelu. Do najstarszych należą tu przewody żeliwne. W analizowanym układzie wciąż przeważa ten ostatni materiał. Rurociągi z tego materiału są szczególnie narażone na zjawisko korozji wewnętrznej oraz zewnętrznej. Rurociągi te, poprzez długoletni okres eksploatacji, charakteryzują się dużym stopniem zarosnięcia. Zjawiska te wpływają niekorzystnie na sieć wodociągową i często są przyczyną awarii rurociągów oraz sprzyjają nadmiernemu wzrostowi chropowatości [2]. Ma to wpływ na przepustowość sieci, ilość energii zużywanej na pompowanie wody oraz jakość wody docierającej do odbiorców. Bardzo pożytecznymi, zgromadzonymi informacjami są też informacje na temat prowadzonych płukań i innych procesów regeneracyjnych przewodów mających istotny wpływ na ich chropowatości [2] (patrz m. in. rozdz. 1.3.5).

## 1.2. UJĘCIE I STACJA UZDATNIANIA WODY

Ujęcie wody zlokalizowane jest w północno-wschodniej części miasta, między głównymi ulicami. Dla potrzeb jednostki osadniczej wybudowano 8 studni głębinowych. Woda jest pobierana z pokładów czwartorzędowych warstw wodonośnych [15]. Łączna wydajność studni wynosi 440 m<sup>3</sup>/h przy lejach depresji od 7,5 do 16 m [16]. W trakcie całodziennej eksploatacji woda pobierana jest naprzemiennie z poszczególnych grup studzien zapewniających wymaganą wydajność ujęcia.

Stacja wodociągowa pracuje w układzie pompowania dwustopniowego. Woda ze studni wierconych tłoczona jest za pomocą pomp głębinowych pierwszego stopnia do stacji uzdatniania [10]. Po uzdatnieniu przefiltrowana woda odpływa do zbiorników wody czystej. Wspomniane zbiorniki terenowe, w liczbie dwóch, mają objętości 2100 m<sup>3</sup> każdy. Zbiorniki te spełniają klasyczne, niezbędne funkcje zbiorników wyrównawczych systemu wodociągowego [11]. Rzędna wokół zbiorników wynosi 163,4 m n.p.m., dno posadowione na rzędnej 155,0 m n.p.m. oraz przelew na rzędnej 160,3 m n.p.m. Podczas codziennej pracy układu dyspozytor utrzymuje stały poziom

wody w zbiorniku na wysokości 3,7 m, licząc od dna zbiornika. Z kolei pompy II stopnia pobierają wodę bezpośrednio ze zbiorników i tłoczą ją do sieci. Pompy produkcji LFP Leszno typu PJM współpracują z falownikiem. Pompownia zapewnia stałe – zadane ciśnienie, przy zmiennej wydajności pompowni. Na wyjściu z pompowni jest utrzymywanie ciśnienie 4,5 bar w ciągu dnia oraz 4,0 bar w ciągu nocy [10, 11].

## 2. MODEL SIECI WODOCIĄGOWEJ

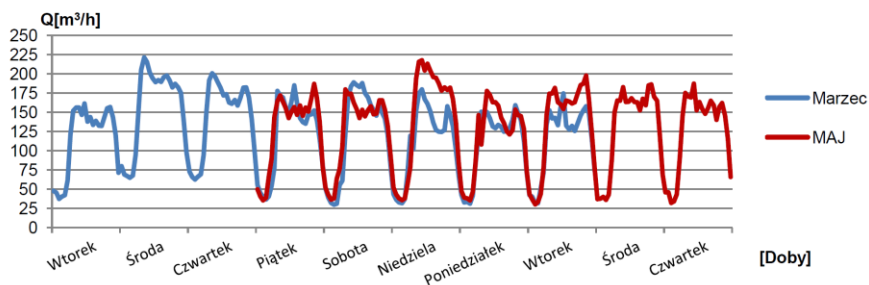
Model komputerowy opracowano z wykorzystaniem programu EPANET 2.0.

### 2.1. POZYSKIWNIE INFORMACJI DOTYCZĄCYCH ROZBIORÓW WODY

Rozbiory oraz produkcja wody stanowią decydujące wymuszenie pracy systemu. Omawiane w referacie wyniki przedstawiają produkcję wody na ujęciu, czyli obejmują zarówno rozbiory wody, jak i ubytki wody sieciowej.

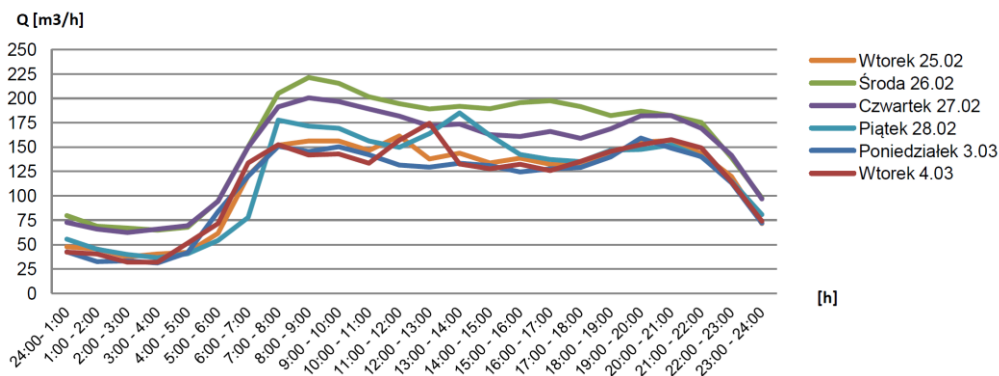
Przedsiębiorstwo wodociągowe dostarcza wodę dla 20 698 osób, co stanowi 98,4% wszystkich mieszkańców miasta [17]. Największe sektory odbiorców wody w mieście stanowią: gospodarka komunalna, przemysł oraz rolnictwo [12]. W mniejszym stopniu na rozbiory wody wpływa sektor usług [3].

Rzeczywiste wartości rozborów użyte w modelach symulacyjnych zostały ustalone na podstawie analizy danych pozyskanych dla jednego z tygodni na przełomie lutego i marca (25.02–4.03.2015 r.) oraz jednego tygodnia maja (15–21.05.2015 r.). Spośród zgromadzonych zestawów danych wybrano miarodajny dzień z tygodnia roboczego oraz miarodajny dzień weekendu. W procesie wyboru miarodajnych dób do analiz bieżącej pracy wodociągu korzystano z danych pozyskanych z przedsiębiorstwa wodociągowego oraz przeprowadzonych wywiadów z pracownikami odnośnie wszelkich zakłóceń rozborów i pracy systemu. Dokonując porównania wykresów wydatków pompowni II stopnia w dwu porównywanych okresach przez nałożenie ich na siebie (rys. 1) można zauważyć, iż rozbiory wiosenne przewyższają zimowe, co na załączonym wykresie szczególnie wyraźnie widać dla niedzieli, poniedziałku i wtorku.

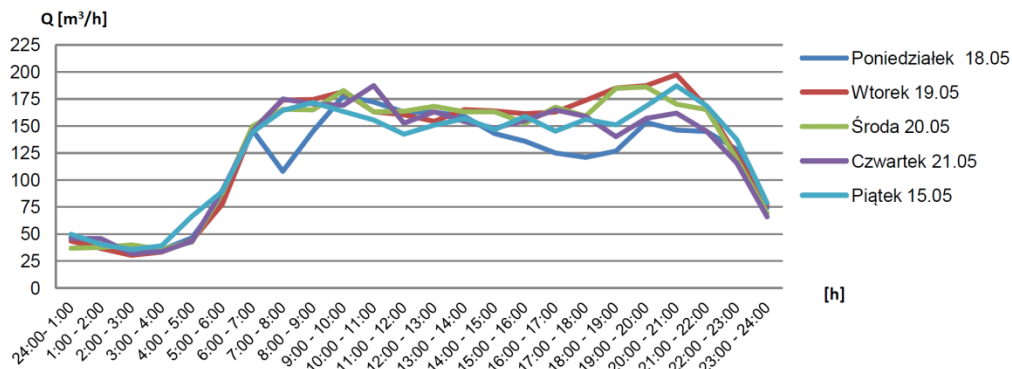


Rys. 1. Wydajność ujęcia w lutym/marcu oraz w maju 2015 r.

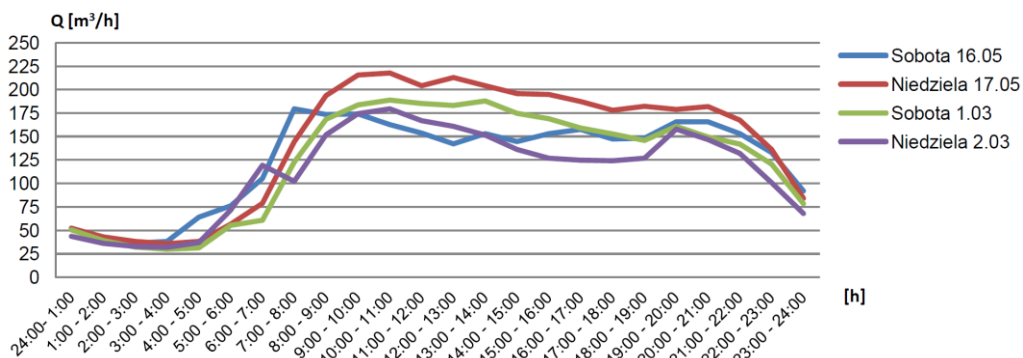
Powyższe dane rozbiórów wody pochodziły z rejestratora objętości wody tłoczonej do sieci wodociągowej. Pomiary wykonywane co 15 minut. Wyliczono również współczynniki nierównomierności godzinowej. Uzyskane wartości zostały wyliczone dla wyselekcjonowanych we wspomniany sposób, rzeczywistych danych, pochodzących z permanentnych pomiarów dokonywanych na pompowni i uznano je jako dostatecznie miarodajne, odzwierciedlające sytuację rzeczywistą. Ostatecznie jako doby typowe przyjęto sobotę 16 maja 2015 roku i wtorek 19 maja 2015 roku. Dobowy pobór wody dla 16 maja wyniósł  $3013 \text{ m}^3/\text{d}$  natomiast dla 19 maja  $3184 \text{ m}^3/\text{d}$ . Odpowiednie wartości średniego dobowego rozbioru wyniosły dla soboty  $Q_{\text{śrd}} = 125,56 \text{ m}^3/\text{h}$  oraz dla wtorku  $Q_{\text{śrd}} = 132,67 \text{ m}^3/\text{h}$ . Odpowiednie wartości współczynników nierównomierności rozbioru wody podano w tabeli nr 1.



Rys. 2. Charakterystyka produkcji wody dla dni powszednich w lutym i marcu 2015 r.



Rys. 3. Charakterystyka produkcji wody dla dni powszednich w maju 2015 r.



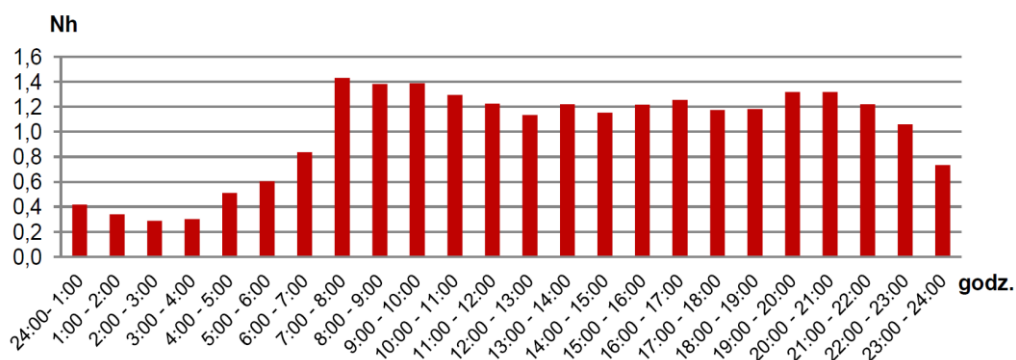
Rys. 4. Charakterystyka produkcji wody dla dni weekendowych w marcu i w maju w 2015 r.

Tabela 1. Wartości współczynników nierównomierności godzinowej

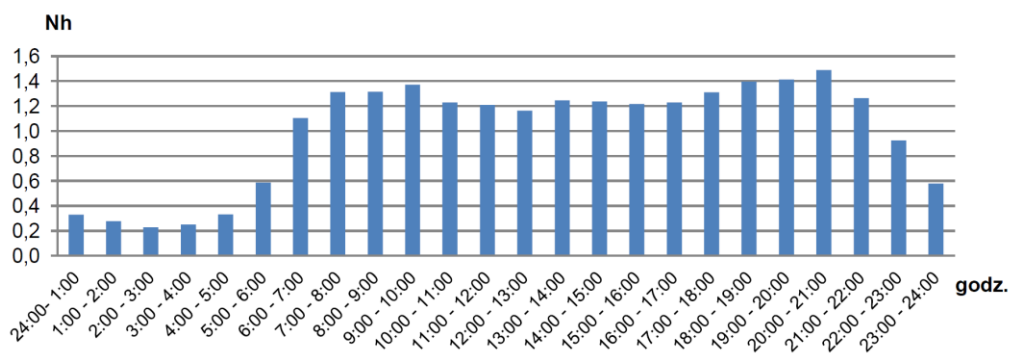
Współczynnik nierównomierności rozbiórki godzinowej	Wartość dla dnia roboczego	Wartość dla dnia weekendowego
$N_{h_{max}}$	1,49	1,43
$N_{h_{min}}$	0,23	0,29

Dokonując porównania przykładowych wykresów na rys. 2 i 3 można zauważyć, iż dni powszednie tygodnia wiosennego (tu: majowego) cechuje mniejsza zmienność godzinowych poborów wody oraz większe podobieństwo wykresów dla poszczególnych dni tygodnia. W tygodniu zimowym (luty, marzec) pobory wody generalnie były wyższe od wydatków wiosennych, co według autorek mogło być spowodowane m.in. przez większe ubytki wody. Ostatecznie zatem dokonano wnikliwej analizy wykresu na rys. 3, który przedstawia wydatek pompowni zasilającej sieć wodociągową w tygodniu majowym; jako dobę typową wybrano wtorek 19.05. Na ostatnim zaprezentowanym wykresie (rys. 4) zestawiono ze sobą wydajności ujęcia dla dni weekendowych. Po przeanalizowaniu wykresów pod względem wielkości rozbiórów i ich zmienności na typowy

dzień weekendu wybrano sobotę 16 maja. Do wyznaczania rozbiórów węzłowych zastosowano metodę polegającą na uwzględnieniu rozmieszczenia przyłączy do poszczególnych przewodów (tj. odcinków) sieci oraz przypisaniu wydatków poszczególnych przyłączy do najbliższych węzłów końcowych tych odcinków. Wydatki (rozbiory bazowe) poszczególnych przyłączy wyznaczano z uwzględnianiem konkretnych informacji o rozbiorach poszczególnych obiektów lub też częściej o wielkościach tych obiektów, ich charakterze jak również niekiedy średnicy samego przyłącza. Opierając się na tak prowadzonych analizach opracowano rozbiory bazowe dla poszczególnych węzłów oraz wzorce czasowe nierównomierności godzinowych rozbiórów wody. Te ostatnie zostały przedstawione tu jako wzorce globalnej produkcji wody, na wykresach na rys. 5 i 6 oddzielnie dla obu wybranych dób.



Rys. 5. Wykres nierównomierności rozbioru wody w dniu 16 maja 2015 r.



Rys. 6. Wykres nierównomierności rozbioru wody w dniu 19 maja 2015 r.

Zsumowane, wyznaczone dla wszystkich węzłów, rozbiory bazowe były zgodne z pomierzonymi dobowymi wielkościami produkcji wody, gdyż ujmowały one również ewentualne straty wody w sieci. 24 godzinne czasowe wzorce rozbiórów wody z kolei, przyjmowane z uwzględnieniem czy to wiedzy nt. rozkładów czasowych poborów wody dużych punktowych odbiorców, czy to rozkładów czasowych poborów wody

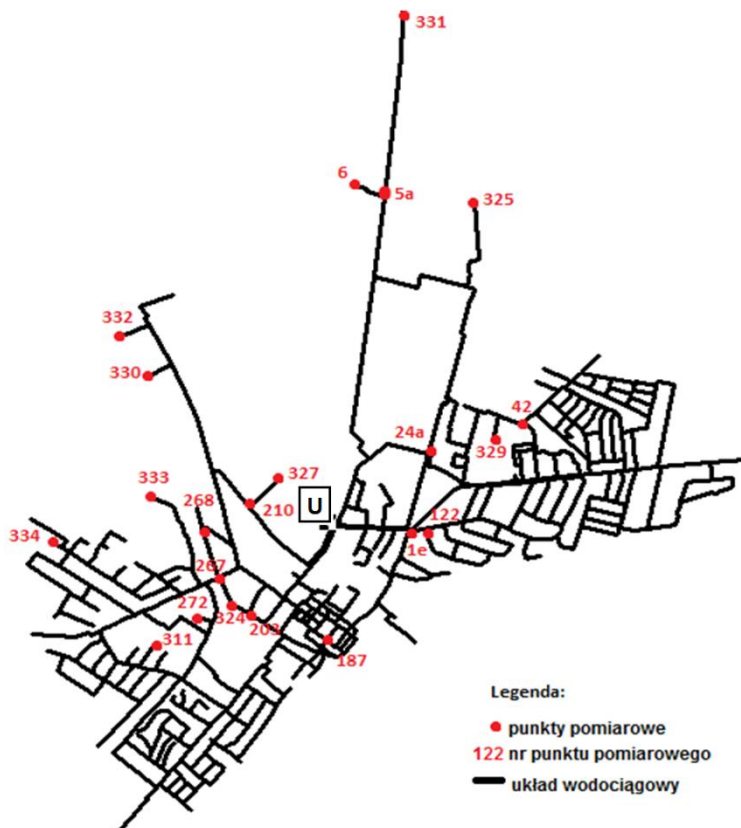
w poszczególnych dzielnicach/częściach miasta, zapewniają zgodność zsumowanych godzinowych rozbiorów przypisanych do poszczególnych węzłów sieci z pomierzonymi godzinowymi wielkościami produkcji wody.

## 2.2. INFORMACJA NT. PRZEPROWADZONEJ KALIBRACJI MODELU

Maksymalne uwiarygodnienie wyników prowadzonych symulacji zapewniono przez fakt, że posłużono się modelem wytarowanym, zapewniającym wysoką zgodność wyników symulacji z pomiarem rzeczywistym. Bardziej szczegółowy opis procesu tarowania modelu zamieszczono w [15], natomiast poniżej podamy tylko podstawowe informacje na ten temat.

W naszych warunkach uwzględniono fakt, że rozbiory wody w czasie i przestrzeni obszaru zasilanego określono bardzo starannie i możliwie dokładnie, a zatem kalibracji praktycznie podlegały jedynie chropowatości. Kalibracji dokonano metodą klasyczną, inaczej „bezpośrednią”, która wykorzystuje jedynie pomiary ciśnień i wydatków w odpowiednio wytypowanych miejscach w systemie. Lokalizacja punktów pomiarowych została przedstawiona na mapie (rys. 7). Lokalizacji tej oraz pomiarów ciśnień w tych punktach dokonały już wcześniej służby eksploatacyjne wodociągu kierując się wyborem miejsc o największych wahaniami ciśnienia (głównie końcówki sieci) oraz w rejonach o największych poborach wody (okolice „środka ciężkości systemu”). Takie podejście, a także wynikająca z niego liczba punktów, zostały przez autorki referatu zaakceptowane i przyjęte w dalszej pracy.

Określając startowe (w procesie kalibracji) wartości chropowatości przewodów [4] przyjęto standardowe wartości chropowatości dla rur nowych, natomiast roczne przyrosty chropowatości przyjmowano w oparciu o dane z odkrywek, będące w posiadaniu przedsiębiorstwa wodociągowego; większe na końcówkach sieci i dla rur żeliwnych. Wzięto też pod uwagę klasę wody wodociągowej oraz czas eksploatacji wodociągów. W analizowanym układzie woda jest dość dobrze uzdatniona i kwalifikowana do grupy II, więc ostatecznie roczny przyrost chropowatości przyjmowano z przedziału 0,055–0,180 mm/rok, natomiast średnio jego wartość wynosi 0,070 mm/rok [2]. Droga prób i błędów, korygując wartości chropowatości przewodów w kolejnych symulacjach, doprowadzono następnie do zgodności wyników symulacji z wynikami pomiarów. W procesie tak prowadzonej kalibracji bardzo ważne było trafne określenie wspomnianych startowych wartości chropowatości przewodów, gdyż zapewniło to stabilność i bardzo dobrą zbieżność tego procesu.



Rys. 7. Lokalizacja hydrantów na których dokonano pomiaru ciśnienia statycznego; U- ujęcie, stacja uzdatniania wody wraz z pompownią II stopnia

Ciśnienia (patrz punkty pomiarowe zaznaczone na rysunku 7) i wydatki (tu: pompowni II stopnia) zostały pomierzone w dwu dobach, w różnych węzłach i o różnych godzinach. Zarejestrowane zostały ich wartości oraz godzina i data pomiaru, co umożliwiło weryfikację przeprowadzonej kalibracji z wykorzystaniem prowadzonych symulacji czasowo przestrzennych dokonywanych programem EPANET. Pomiaru ciśnienia były prowadzone generalnie o dwóch porach dnia: około godzin porannych oraz południowych w ciągu dnia powszedniego i weekendowego, w 2013 roku.

Wykonano kalibrację modelu wykorzystując pomiary i symulacje wykonane zarówno dla doby z dnia 16 maja oraz 19 maja. Należy podkreślić, że często drastycznie małe, bliskie zeru, prędkości przepływu w przewymiarowanej sieci wodociągowej stanowią istotne utrudnienie w procesie kalibracji. Wynika to z faktu, iż ciśnienia, których pomiary stanowią najczęściej podstawę kalibracji, są mało wrażliwe na występujące przepływy. Pomimo tego w obydwu przypadkach stopień zgodności wartości ciśnień pomierzonych w terenie z tymi zasymulowanymi (tj. średni stosunek bezwzględnych

wartości mniejszej do większej spośród nich) wynosił 99%, zaś maksymalna bezwzględna różnica między wartością pomierzoną i zasymulowaną, z jaką miano do czynienia, nie przekraczała 0,38 m. Uznano to za wynik bardzo dobry i stwierdzono, iż model jest dostatecznie dokładnym narzędziem do stosowania go w celu przeprowadzania analiz pracy systemu.

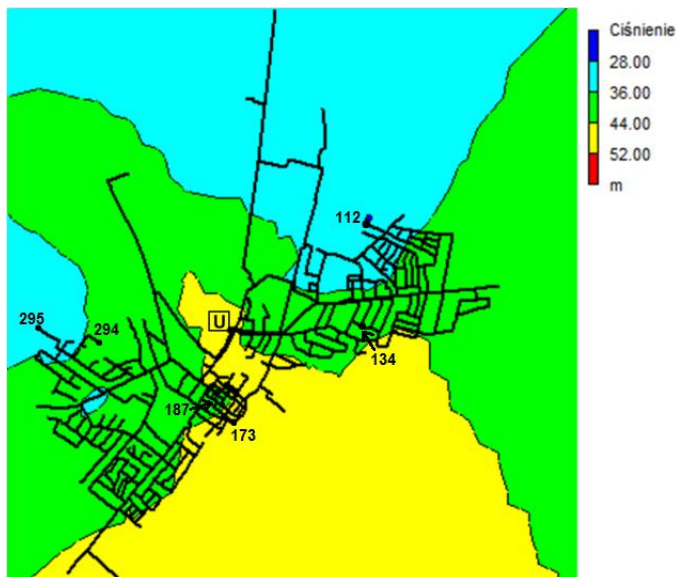
### 3. NIEKTÓRE PRZEPROWADZONE SYMULACJE STANU AKTUALNEGO, UZYSKANE WYNIKI

W prowadzonych analizach posłużono się opisanym w referacie, skalibrowanym modelem komputerowym. Przyjmowano rozbiory występujące w czasie i w przestrzeni obszaru zasilanego, charakterystyczne dla dwu dób, opisane w poprzednim rozdziale. Uznano je jako miarodajne do opisu zachowań systemu w sytuacjach typowych i krytycznych. Są to: doba typowa dla okresu weekendowego – dzień 16 maja 2015 r. (sobota) oraz doba typowa dla dnia roboczego – dzień 19-go maja 2015 r. (wtorek).

Kolejne, prezentowane w tym rozdziale obszernie analizy i ich wyniki zostaną omówione z konieczności w bardzo dużym skrócie, za pomocą pojedynczych wykresów dla ekstremalnych sytuacji i to tylko w części opisującej symulację pracy podstawowej wodociągu. Wyniki pozostałych symulacji, obejmujących sytuacje pożarowe, awaryjne, badanie wieku wody, ze względu na objętość referatu zostaną opisane jedynie skrótowo, bez prezentacji graficznej czy zestawień tabelarycznych.

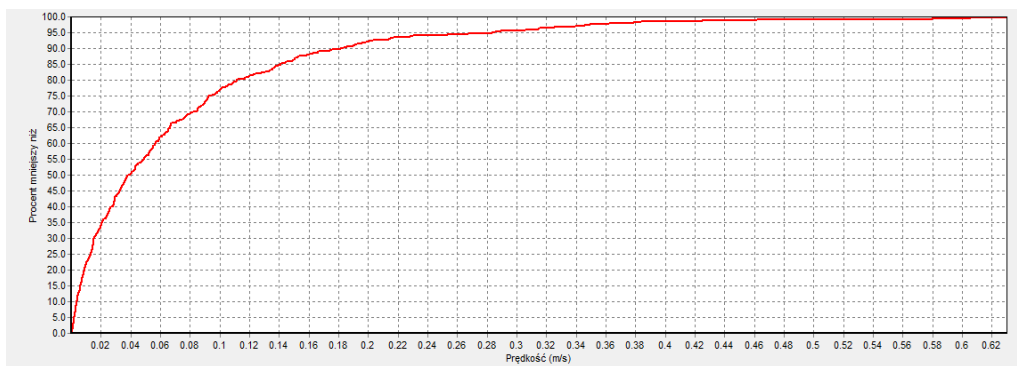
#### 3.1. SYMULACJE PRACY PODSTAWOWEJ WODOCIĄGU

Praca podstawowa wodociągu rozumiana jest tu jako praca nie zakłócana awariami, pożarami i innymi niecodziennymi zdarzeniami. Pokażemy tylko wyniki uzyskane dla doby dnia powszedniego. Ciśnienia w sieci zmieniają się w ciągu doby w nieznacznym tylko zakresie, co jest głównie wynikiem dużych średnic sieci w stosunku do aktualnych potrzeb. Pozostałe trzy zamieszczone tu wykresy (rys. 8–10) przedstawiają wyniki symulacji przepływów w godzinie maksymalnego rozbioru (godz. 20:00) wspomnianej miarodajnej doby. Analizując symulowane wartości ciśnień zauważmy, że nawet w najbardziej odległych i najmniej korzystnej położonych węzłach sieci warunki pracy sieci w tym zakresie można uznać za zadowalające.



Rys. 8. Mapa ciśnień dla rozbioru maksymalnego (19.05.2015 r. – wtorek godz. 20:00); zaznaczono lokalizacje wybranych węzłów na sieci, U- ujęcie

Wartości ciśnień zawierają się w granicach od około 28 do 52 m.sł.w. W mieście przeważa zabudowa jednorodzinna. Najwyższe budynki, to bloki mieszkalne, których wysokość nie przekracza 5 kondygnacji. Maksymalna wysokość budynku wynosi 17 m [3]; wymagane ciśnienie dla tych najwyższych budynków w mieście powinno wynosić od 25 do 30 m.sł.w.



Rys. 9. Wykres skumulowanych wartości prędkości przepływu dla rozbioru maksymalnego (19.05.2015 r. – wtorek godz. 20:00)



Rys. 10. Rozkład prędkości dla rozbioru maksymalnego (19.05.2015 r. – wtorek godz. 20:00); U-ujęcie

Bardzo małe prędkości przepływu występujące w przewymiarowanym systemie, a zatem bardzo małe spadki linii ciśnień, powodują, że linie ciśnień są praktycznie poziome i rozkład ciśnień praktycznie wynika z ukształtowania terenu. Jest to zresztą sytuacja typowa dla wielu wodociągów, jako że znaczna liczba eksploatowanych wodociągów jest przewymiarowanych.

Przechodząc do symulowanych prędkości przepływu zauważmy, że w każdym przewodzie sieci przynajmniej raz na dobę powinna osiągnąć 0,3 m/s, tymczasem warunek ten spełniony jest tu sporadycznie [3]. Tylko odcinki w najbliższym sąsiedztwie ujęcia osiągają wystarczające prędkości natomiast na pozostałych odcinkach występujące prędkości są zdecydowanie niewystarczające. Wartości prędkości są bardzo niskie, na wielu odcinkach, w tym końcówkowych, są one bliskie 0, czyli praktycznie mamy do czynienia ze stagnacją wody w przewodach, powstawaniem osadów na ściankach rur oraz tworzeniem się biofilmu. Globalną ocenę występujących w sieci prędkości bardzo dobrze obrazuje zamieszczony wykres na rys. 9 skumulowanych wartości prędkości przepływu w opisywanej godzinie rozbioru maksymalnego. Uwzględnia on prędkości występujące we wszystkich przewodach (tj. odcinkach) sieci. Niekorzystne, zbyt niskie prędkości przepływu wynikają głównie z faktu, że system, jego najstarsze przewody powstały ponad 50 lat temu. A zatem w czasie, kiedy wymiarowano system, występowały rozbiory nieporównanie większe niż obecnie. Przewody zostały dobrane na zupełnie inne wartości rozbiorów, a poza tym w kolejnych latach system rozbudowywany

był w nie do końca kontrolowany sposób, co dodatkowo przyczyniało się do jego przewymiarowania [7]. Inną wadą przewymiarowania przewodów jest też to, że wymagają one wprowadzania do sieci, podczas płukania, znacznie większej ilości wody, a to wiąże się ze zwiększonym zużyciem wody na potrzeby własne wodociągu.

### 3.2. SYMULACJE AWARII WYBRANYCH ODCINKÓW ZASILAJĄCYCH UKŁAD WODOCIĄGOWY

Spośród przeprowadzonych symulacji sytuacji awarii technicznych samego wodociągu omówimy jedynie symulacje awarii (wyłączenia z pracy) pojedynczych przewodów magistralnych zasilających sieć wodociągową. Osobno zasymulowano awarię przewodu doprowadzającego wodę z ujęcia do południowej części miasta i osobno przewodu doprowadzającego do części północnej. Obydwie te symulacje zostały przeprowadzone zarówno dla doby dnia powszedniego jak i dla doby weekendowej (sobotniej). W obu przypadkach (tj. w przypadku awarii obu przewodów magistralnych) charakter wyników jest podobny. Podczas symulacji wykonywanych dla doby dnia powszedniego, przy założonej awarii odcinka zlokalizowanego na północ od źródła, nie odnotowano większych zmian w ciśnieniach, zauważono jedynie nieznaczny spadek ciśnień, natomiast przy założonej awarii odcinka południowego, odnotowano nieco większe spadki w rejonie końcówek sieci, aczkolwiek ich obniżenie nie było aż tak duże, aby mogło zakłócić pracę sieci. Generalnie awarie odcinków spowodowały nieznaczne obniżenie ciśnienia. Z kolei w obu symulowanych sytuacjach awaryjnych wytwarzał się korzystny rozkład przepływów w sieci z punktu widzenia prędkości przepływów, które to prędkości wzrastają. Bez zastosowania symulacji wydaje się to trudne do przewidzenia. Wzrosła liczba odcinków z prędkościami w zakresie od 0,3 do 0,6 m/s a także z prędkościami powyżej 0,6 m/s. Jak widać, w określonych przypadkach można rozważać poprawę prędkości przepływu w przewymiarowanej sieci wodociągowej poprzez niekonwencjonalne zmiany grafu sieci i odpowiednich kierunków przepływów. Zbadano również, iż dzięki zwiększonym prędkościom w analizowanych tu sytuacjach, nie różnie w istotny sposób wiek wody pomimo częściowo wydłużonych tras przepływu.

### 3.3. ANALIZA SYTUACJI POŻAROWYCH

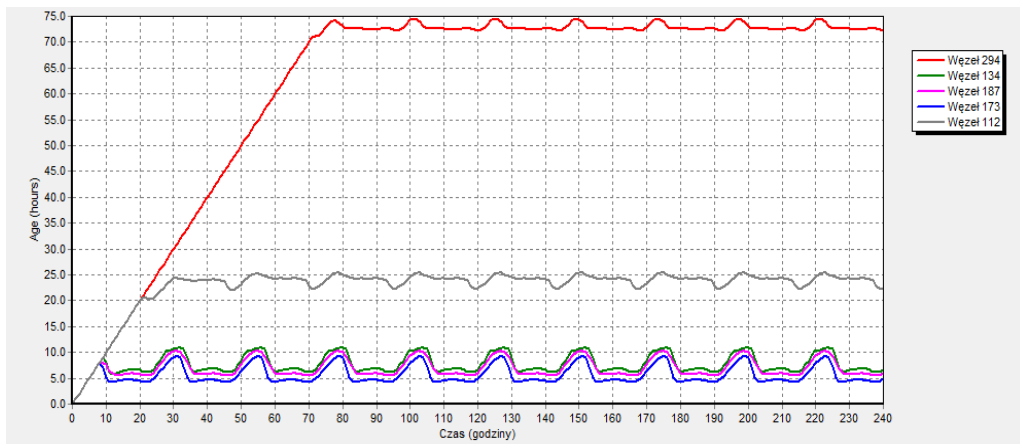
Zgodnie z [7] dla miasta o wielkości jak analizowane, w referacie należy zapewnić wydajność wodociągu na cele pożarowe w wielkości 20 dm<sup>3</sup>/s. Wymagana wydajność hydrantu wynosi 10 dm<sup>3</sup>/s; symulacje pożaru zadawano w dwóch hydrantach DN 80 jednocześnie [11]. Łącznie wykonano  $2^3 = 8$  symulacji sytuacji pożarowych: dla doby sobotniej i dnia powszedniego, w godzinach poborów minimalnych i maksymalnych, dla każdej opcji w dwu potencjalnie najbardziej niekorzystnych wariantach lokalizacji uruchamianych hydrantów. Analizując wyniki przeprowadzonych symulacji pożarów

stwierdzono, iż ciśnienia w badanych węzłach z uruchamianymi hydrantami generalnie przewyższają wartości minimalne, czyli 0,2 MPa, z wyjątkiem ciśnień w jednym węźle o numerze 295 (patrz rys. 8) w godzinie maksymalnych rozbiorów dodatkowo obciążonych pożarem. Ciśnienie w tym węźle przy uruchomionym hydrancie, w czasie maksymalnego rozbioru w dobie weekendowej wynosi  $P_{\min} = 18,21$  m.sł.w., natomiast w dobie roboczej  $P_{\min} = 17,64$  m.sł.w. Oprócz wspomnianych ośmiu symulacji przeprowadzono też szereg symulacji dodatkowych, w których zmieniano krok czasowy, wydłużano czas trwania pożarów oraz przeprowadzano symulację w innych godzinach a nawet węzłach. Obniżenia ciśnienia okazały się typowe i ich wartości zawierały się w zakresie wynikającym ze wspomnianych ośmiu symulacji podstawowych. Podsumowując można stwierdzić, że poza nielicznymi wyjątkami, w których ciśnienie bardzo nieznacznie spada poniżej wymaganego (i to tylko podczas pożaru w czasie maksymalnych rozbiorów), akcja gaśnicza będzie mogła być przeprowadzana praktycznie w całym obszarze miasta w wymaganych warunkach technicznych, zapewniających jej wymaganą skuteczność.

### 3.4. ANALIZA WIEKU WODY

W celu określenia czasu zatrzymania wody w sieci prowadzono symulacje pracy sieci w czasie 240 h czyli 10 dni. Symulacje obejmowały dwa przypadki: pracę sieci w sobotę oraz w ciągu dnia powszedniego. W obu przypadkach czasy zatrzymania wody w sieci są bardzo podobne, jednak ze względu na nieco mniejsze rozbiory i prędkości przepływu, nieznacznie dłuższe czasy zatrzymania występują w dni weekendowe. Zatem przykładowy wykres na rys. 11 dotyczy omawianego zjawiska zachodzącego w sobotę.

Prezentując wiek wody na wykresie na rys. 11 wybrano przykładowe węzły, położone w różnej odległości od ujęcia, w tym węzeł położony najdalej. Maksymalny czas zatrzymania w analizowanym układzie wynosił 72 h na końcówkach sieci wodociągowej. Woda po dopłynięciu do danego węzła osiąga pewien czas przebywania w sieci, równy czasowi jaki potrzebuje na dopłynięcie z pompowni II stopnia i w tym momencie mamy początek wykresy czasu przebywania w sieci wody przepływającej przez dany węzeł. Wykres ten ulega wahaniom wynikającym m.in. ze zmieniających się rozbiorów, a zatem i z oscylujących nieregularnie prędkości przepływu w sieci. Wahania te są jednak niewielkie. Powodem wydłużonego czasu zatrzymania wody dopływającej do końcówek sieci jest nie tylko dłuższa droga dopływu z pompowni II stopnia, lecz także mała liczba odbiorów zlokalizowanych na tychże końcówkach oraz znikomy rozbiór wody, a zatem bardzo małe prędkości przepływu. Generalnie jednak, czas zatrzymania wody w sieci osiąga wartości akceptowalne i nie stanowi realnego zagrożenia dla skażenia wody lub znacznego pogorszenia jej stanu. Woda w układzie nie przebywa dłużej niż 72 godziny, a i ta wartość występuje jedynie na słabo obciążonych przewodach końcówkowych sieci.



Rys. 11. Wykres wieku wody w wybranych węzłach (początek symulacji sobota godz. 0:00, maksymalny założony czas symulacji 240h); lokalizacje węzłów – patrz rys. 8

#### 4. HIPOTETYCZNE WARIANTY SYSTEMU NIEPRZEWYMIAROWANEGO

Uwzględniając zaobserwowane podczas prowadzonych symulacji komputerowych cechy i zależności występujące w pracy analizowanego systemu stwierdzono, iż oprócz dużej liczby zalet systemu, do których w pierwszej kolejności należy stosunkowo korzystny rozkład ciśnienia w sieci zarówno w czasie normalnej pracy jak i w czasie pożaru, system ten ma też pewną wadę. Wadą tą są zbyt duże, przewymiarowane jak na aktualne potrzeby, średnice sieci. Cecha ta jest charakterystyczna dla wielu wodociągów, które powstawały kilkadziesiąt lat temu i wcześniej i wynika przede wszystkim z faktu, iż w tamtych czasach rozbiory wody, w szczególności na cele gospodarczo bytowe, były nieporównanie większe niż obecnie. Inną przyczyną takiego stanu rzeczy jest to, że w przedsiębiorstwach wodociągowych przez całe lata nikt nie wykonywał obliczeń hydraulicznych istniejących sieci wodociągowych, nie było w tym czasie programów komputerowych ani tym bardziej modeli komputerowych, a obliczenia „na piechotę” były pracochłonne i praktycznie wykonywane w niewielu wariantach i to tylko na etapie projektowania.

Autorki przeprowadziły dodatkowe, oparte o niezależne symulacje komputerowe, analizy systemów analogicznych do analizowanego istniejącego systemu (ten sam kształt sieci, lokalizacja ujęcia z pompownią II stopnia, rozbiory), jednak w wersjach nieprzewymiarowanych, charakteryzujących się przede wszystkim mniejszymi średnicami przewodów i skorygowanymi ciśnieniami na zasileniu z pompowni II stopnia. Celem tych i wcześniej przeprowadzonych symulacji było: (1) zobrazowanie skali przewymiarowania typowych kilkudziesięcioletnich wodociągów na przykładzie

wodociągu analizowanego, (2) podanie uwag nt. wpływu rozbudowy sieci wodociągowej na skalę (tj. zmniejszenie) jego przewymiarowania. Końcowe wnioski wynikające z przeprowadzonych symulacji podano w rozdziale ostatnim, zatytułowanym podsumowanie i wnioski.

#### 4.1. SYSTEM NIEPRZEWYMIAROWANY – WARIANT I

W proponowanym pierwszym wariantcie porównawczym systemu wodociągowego wprowadzono szereg zmian prowadzących do poprawy pracy układu. Zmiany wprowadzone na tym etapie obejmowały korektę przewymiarowanych średnic (zarówno z DN 160 na DN 110 jak i wszystkich większych średnic, w tym głównie DN 250 na DN 225). Dokonano też zmiany ciśnienia, utrzymywanego przez pompownię II stopnia z falownikiem, na podłączeniu do sieci. Ciśnienie to podwyższono z 45 na 50 m.sł.w.

Porównując prędkości przepływu dla godziny rozbioru maksymalnego zauważa się wyższe wartości prędkości w analizowanym wariantcie niż w aktualnie istniejącej wersji systemu. Prędkość przepływu jest większa na znacznej liczbie odcinków i dochodzi ona do 0,67 m/s. Zwiększyła się liczba odcinków, na których występują prędkości z zakresu od 0,3–0,6 m/s oraz 0,1–0,3 m/s (na których *nota bene* wcześniej występowały prędkości bliskie zeru) i na odcinkach tych spełniony byłby (w niniejszym wariantcie hipotetycznym) warunek występowania, przynajmniej raz na dobę, prędkości 0,3 m/s [7]. W porównaniu do pracy systemu w wersji aktualnej (rys. 8), w układzie nastąpił wzrost ciśnienia. Wzrósł zasięg poszczególnych obszarów o ciśnieniach wyższych średnio o 8 m.sł.w, pojawiło się pole przypisane do zakresu powyżej 52 m.sł.w. Zmniejszenie średnic powinno wpłynąć na wzrost spadków ciśnień i spadek ciśnienia, odczuwalny szczególnie na końcówkach sieci, jednakże zastosowane podwyższenie ciśnienia w węzle początkowym wystarczająco poprawiło rozkład ciśnień w zasilanym obszarze.

#### 4.2. SYSTEM NIEPRZEWYMIAROWANY – WARIANT II

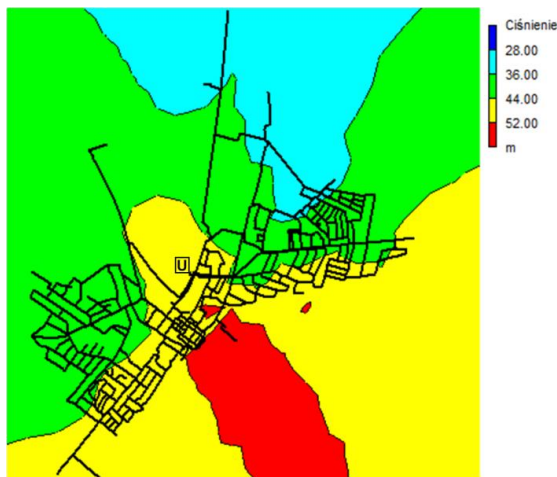
W kolejnym wariantcie porównawczym systemu wodociągowego zachowano zmiany z wariantu I. Dodatkowym elementem modernizacji systemu było zwiększenie liczby pierścieni w kształcie sieci wodociągowej, tj. zamknięcie pewnej liczby końcówkowych odgałęzień sieci w pierścienie. Dokonano tego wszędzie tam, gdzie było to uzasadnione względami technicznymi.

Dzięki tym zmianom osiągnięto wartości prędkości dochodzące nawet do 0,79 m/s. Prędkości przepływu są tu większe szczególnie w obrębie nowo utworzonych pierścieni. Sytuacja taka miała miejsce np. w ulicy Przemysłowej gdzie prędkość z poziomu 0,01–0,1 m/s zwiększyła się do 0,1–0,3 m/s. Dzięki wspomnianym tu modernizacjom zwiększyła się częstość występowania prędkości 0,3 m/s w systemie i złagodzeniu uległ problem zastojów wody w sieci, co wpływa na poprawę jej jakości.

Na wykresie na rys. 13 przedstawiono mapę ciśnień w zmodernizowanym układzie. Rozkład ciśnień jest tu bardzo podobny, jak w przypadku wariantu I (mapy ciśnień w tym ostatnim w referacie pominięto). W omawianym wariantcie również wzrosły wartości ciśnienia, zwiększył się obszar ciśnienia powyżej 52 m.sł.w., zaś obszar dla najniższego przedziału, poniżej 28 m.sł.w. w ogóle nie występuje. Przy tak korzystnym układzie wartości ciśnień zadano wydatek pożarowy w godzinie maksymalnego rozbioru, który potrwał 3 godziny. Obciążenie zostało zadane dla wytypowanych, najmniejkorzystniejszytuowanych węzłów i podczas symulacji ciśnienie nie spadło poniżej 24 m.sł.w. Wartość ta jest o około 3–4 m.sł.w. wyższa niż podczas pracy systemu istniejącego, co pozwala stwierdzić, iż wprowadzone zmiany wywierają pozytywny wpływ na warunki pracy hydrantów p. poż. w systemie.



Rys. 12. Rozkład prędkości w układzie dla II wariantu hipotetycznego – 19.05.2015 r.; U-ujęcie



Rys. 13. Mapa ciśnień w układzie dla II wariantu hipotetycznego – 19.05.2015 r.; U-ujęcie

#### 4.3. SYSTEM NIEPRZEWYMIAROWANY – WARIANT III

Ostatni z wariantów porównawczych systemu polegał również na zmianie średnic sieci, jednak nieco innej niż w wariantcie I. Zmieniono odcinki z DN 160 na DN 110 i dodatkowo zmniejszono wszystkie większe średnice na DN160, zaś ciśnienie w źródle podniesiono aż do 53 m.sł.w. Po wprowadzeniu powyższych zmian przeprowadzono symulacje. Wyniki symulacji w zakresie występujących prędkości pokazały dalszy wzrost prędkości przepływu w sieci do poziomu, który można uznać jako wystarczający. Maksymalna prędkość, jaka wystąpiła w symulacji, to 1,57 m/s. Niestety drastyczne zmniejszenie średnic wywarło pewien negatywny wpływ na ciśnienia, których wartości spadły w porównaniu z takimi w poprzednich wariantach, pomimo kolejnego w tym wariantcie podniesienia ciśnienia na ujęciu.

### 5. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W analizowanej, aktualnie eksploatowanej sieci zakres ciśnień jest generalnie zadowalający i mieści się w zakresie ekstremalnych wartości wymaganych ze względów eksploatacyjnych oraz zapewnia minimalne wartości wymagane na wypadek pożaru. Podstawową cechą analizowanej sieci jest przewymiarowanie średnic. W dużych częściach sieci, szczególnie w końcówkach, prędkość w wielu miejscach spada poniżej 0,1 m/s, co wiąże się praktycznie ze stagnacją wody w przewodach. Powyższe zjawisko jest dość powszechne w obecnie eksploatowanych układach wodociągowych [1].

Przeprowadzono również analizę zachowania sieci podczas wystąpienia zdarzeń awaryjnych: awaria przewodu zasilającego północną część miasta, awaria przewodu zasilającego południową część miasta oraz awaria ujęcia. Podczas analizy awarii odcinków zasilających sieć stwierdzono nieistotną, małą wrażliwość systemu na powyższe zdarzenia, co wynika z faktu, że jest on przewymiarowany. Ciśnienia dla tych sytuacji uległy jedynie nieznacznemu obniżeniu, natomiast prędkości, dzięki korzystniejszemu rozkładowi przepływów w sieci, uległy nawet poprawie. W wyniku przeprowadzonych, dla aktualnie eksploatowanego wodociągu, symulacji awarii na ujęciu można stwierdzić, że również i w tym przypadku system pracować będzie poprawnie (ciśnienia w sieci jak przy normalnej pracy, prędkości zbyt małe, ale nie mniejsze niż podczas normalnej pracy, duża ilość wody zgromadzonej w zbiorniku).

Dokonano również analizy czasu przebywania wody w przewodach. Wyniki tej analizy są zadowalające. Maksymalny czas przebywania wody w sieci wynosi nie więcej niż 72 godziny (obserwacja/ symulacja startująca w dobie sobotniej) oraz około 62 godziny (w dobie wtorkowej). Generalnie czas przebywania wody w sieci nie przekracza trzech dób mimo prędkości świadczących o znacznej stagnacji wody na końcówkach sieci.

Ostatnia część referatu obejmuje dodatkowe analizy uwzględniające analogiczne do istniejącego systemu, jednak w wersjach nieprzewymiarowanych, charakteryzujących się przede wszystkim mniejszymi średnicami przewodów i skorygowanymi ciśnieniami na zasileniu z pompowni II stopnia (w jednym przypadku również zamkniętymi końcówkami sieci w pierścieniu). Podstawowym celem tych symulacji było pokazanie skali i charakteru przewymiarowania typowych kilkudziesięcioletnich wodociągów na przykładzie wodociągu analizowanego.

Wyniki przeprowadzonych symulacji rozpatrywanych trzech hipotetycznych wariantów charakteryzują się następującymi różnicami w stosunku do aktualnie pracującego wodociągu:

- mniejszymi średnicami przewodów (m.in. mniejsze koszty eksploatacyjne – w tym objętość wody przeznaczanej do płukania sieci wodociągowej [1]),
- znacznie większymi prędkościami przepływu wody w porównaniu do wodociągu przewymiarowanego, w którym prędkości te niejednokrotnie zbliżone są do zera, a zatem i znacznie zmniejszone prawdopodobieństwo zarastania i zamulania przewodów i związanych z tym dodatkowych wad systemu,
- skróceniem wieku wody, a co się z tym wiąże polepszenie jej jakości.

Prowadzone symulacje, zarówno opisujące pracę systemu w wersji aktualnej, jak i pracę wariantów hipotetycznych, pozwalają na podanie pewnych istotnych uwag ogólnych odnośnie możliwości zmniejszenia efektu przewymiarowania średnic istniejących sieci w trakcie/poprzez odpowiednią rozbudowę systemu. I tak, *na poprawę pracy przewymiarowanego systemu mogą wpływać:*

- *rozbudowa sieci* (np. budowa nowych przewodów końcówkowych powiększających sieć) podążająca za rozbudową miasta; powiększa się zasięg rejonów sieci,

- w których występują większe prędkości przepływu, gdyż prędkości zbyt małe występują głównie na coraz dalej usytuowanych od źródła (nowych) końcówkach sieci,
- *zmiana tras i kierunków przepływu w sieci*; jak to pokazały symulacje awarii pewnych magistral przewymiarowanej sieci, istnieje w niej duży potencjał możliwych zmian tras i kierunków przepływu, co może skutkować poprawą w zakresie prędkości przepływu, nie pogarszając innych parametrów pracy sieci,
  - *zamykanie końcówek sieci w pierścieniu*; w trakcie (etapowego) procesu rozbudowy sieci ważne jest, by powstające odgałęzienia końcówkowe w kolejnych etapach zamykać w pierścieniu, gdyż to znakomicie poprawia rozkład prędkości przepływów w sieci (patrz m.in. omawiany wariant hipotetyczny II).

## LITERATURA

- [1] BORYCZKO K., TCHÓRZEWSKA-CIEŚLAK B., *Analiza eksploatacji sieci wodociągowej Miasta Mielca*, Rzeszów 2009.
- [2] GRABARCZYK C., *Przepływ cieczy w przewodach: metody obliczeniowe*, Wyd. Envirotech Sp. z o.o., Poznań 1997.
- [3] KNAPIK K., BAJER J., *Wodociągi*, Wyd. PK, Kraków 2011.
- [4] KWIETNIEWSKI M., TŁOCZEK M., WYSOCKI L., *Zasady doboru rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych do budowy przewodów wodociągowych*, Wyd. Izba Gospodarcza Wodociągi Polskie, Bydgoszcz 2011.
- [5] PRUS B., *Działdowo: Stare plany wodociągów*, Ciechanów 2003.
- [6] ROSSMAN L., *Epanet 2 Users Manual*, Cincinnati 2000.
- [7] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 lipca 2009r. w sprawie przeciwpożarowego zaopatrzenia w wodę oraz dróg pożarowych (Dziennik Ustaw Nr 124, poz. 1030 z dnia 24 lipca 2009r.).
- [8] SARNOWSKI D., *Gospodarka wodno-kanalizacyjna w Działdowie*, Działdowo 2012.
- [9] SARNOWSKI D., *Struktura zużycia wody w 2014 r.*, Działdowo 2015.
- [10] SGS EKO-PROJEKT SP. Z O.O., *Operat wodno prawny na szczególne korzystanie z wód w zakresie poboru wód podziemnych z utworów czwartorzędowych z ujęcia miejskiego w Działdowie, oraz odprowadzania wód popłucznych ze stacji uzdatniania istniejącym wylotem do rowu melioracyjnego R-B opracowany dla: Przedsiębiorstwa Gospodarki Komunalnej i Mieszkaniowej w Działdowie*, Działdowo 2014.
- [11] SULIGOWSKI Z., FUDALA-KSIĄŻEK S., *Zaopatrzenie w wodę*, Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2014.
- [12] Uchwała Nr XXVII/287/09 Rady Miejskiej w Działdowie z dnia 14 sierpnia 2009 roku załącznik nr 1, *Lokalny Program Rewitalizacji Miasta Działdowo*, Działdowo 2009.
- [13] Ustawa z dnia 18 lipca 2001 roku, *Prawo Wodne* (Dziennik Ustaw Nr 239, poz. 2019 z 2001 r.)
- [14] WIEŻE CISNIENIŃ, *Wodociągowa wieża ciśnień w Działdowie*, [http://www.wiezecisnien.eu/Dzialdowo\\_1.htm](http://www.wiezecisnien.eu/Dzialdowo_1.htm) dostęp: 11.08.2015.
- [15] WRÓBEL A., *Kompleksowa analiza pracy sieci wodociągowej, na przykładzie miasta Działdowo, przy wykorzystaniu komputerowego modelu sieci stworzonego w programie EPANET 2.0*. Praca Dyplomowa Magisterska wykonana pod kierunkiem M. Orłowskiej-Szostak w katedrze Inżynierii Sanitarnej Wydziału Inżynierii Łądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2015.
- [16] Wykorzystane materiały i dokumentacja źródłowa:

- mapy geodezyjne terenu, z wyszczególnioną infrastrukturą wodociągową, pozyskane z Wydziału Geodezji Urzędu Miasta oraz Przedsiębiorstwa Gospodarki Komunalnej i Mieszkaniowej w Działdowie,
  - szczegółowe dane dotyczące sieci, otrzymane z Przedsiębiorstwa Gospodarki Komunalnej i Mieszkaniowej w Działdowie,
  - dane dotyczące rozbiórów wody w wybranych dobach, otrzymane z Przedsiębiorstwa Gospodarki Komunalnej i Mieszkaniowej w Działdowie.
- [17] Zakład Analiz Środowiskowych Eko-Precyzja z Ustronia, *Aktualizacja Programu Ochrony Środowiska dla Miasta Działdowo Program ochrony środowiska dla miasta Działdowo na lata 2013–2016 z perspektywą na lata 2017–2020*, Działdowo 2013.

#### ANALYSIS OF OPERATION OF OVERSIZED WATER TRANSPORT AND DISTRIBUTION SYSTEM USING THE COMPUTER MODEL OF FLOWS - CHOSEN CASE STUDY

The water transport and distribution system (STDW) in an model city located in warmińsko-mazurski region is the subject of the analyses presented in the paper. In the analysis there was used the calibrated computer model. The program EPANET 2.0. was used for the construction of the mentioned computer model. A significant analyzed feature of the water supply system in question is that it is oversized, i.e. it has definitively to large diameters of pipes towards current needs. After a short review of the collecting data process, model calibration and the mentioned comprehensive analyzes of the system operation, in the next section of the paper the authors described the performed analyses of three hypothetical solutions of the analogous water supply system in not oversized versions. This approach allowed the evaluation of features of the oversized water supply system as well as of influence of the expansion of the water supply system on the scale of its oversizing.