

Marian KULBIK

WYDZIAŁ INŻYNIERII LĄDOWEJ I ŚRODOWISKA
POLITECHNIKA GDAŃSKA

PRZYGOTOWANIE, REALIZACJA I OCENA POMIARÓW TERENOWYCH DO IDENTYFIKACJI OPORNOŚCI HYDRAULICZNEJ SIECI WODOCIĄGOWEJ

PREPARATION, REALIZATION AND EVALUATION OF FIELD MEASUREMENTS FOR IDENTIFICATION OF HYDRAULIC RESISTANCE IN WATER SUPPLY NETWORK

In the process of creating a computer flow model flow (CFM), one of the basic tasks is the preparation and execution of field test measurements in order to identify the hydraulic re-sistance of the operating water supply network. The motivation of the author is to present the rules of proceedings in this field, because of increasing unconcern and ignorance of CFM creators who incompetently use para-models to solve engineering problems. In the study are defined two conditions, the fulfillment of which provides the utility of empirical data in the process of tarring CFM. The first condition concerns the choice of a representative set of pipelines for testing hydraulic resistance. The size of the set of water pipelines representative for the considered structure of the water supply system is determined depending on the number of defined categories of pipes properties and ranges of variation of each of them. As a result, the number of pipelines with specific characteristics depends of their percentage share in the category. The second condition is to provide at least one percent hydraulic gradient during field measurements, which guarantees hydraulic reliability of the results. In a properly sized and optimally loaded water supply network the second condition is not satisfied, because the hydraulic gradient is 2.5 to 4 times lower than the required value during field measurements. For this reason, it is recommended to realize measurements under directed flow of water in pipes by closing selected shut-off valves and/or increasing of water flow in the pipe network due to discharge by selected hydrants. It is recommended to choice the location of research stands individually for each of the selected pipelines using the results of the simulation tests. On this basis the numerical values are determined for such parameters as velocity of flow and the residence time of water in the network. On the other hand, to initiate a simulation test is necessary to obtain results of preliminary, reconnaissance measurements carried out on a limited range of pipelines and coverage of area. Furthermore, these tests can help to identify local consequences of an over sizing pipelines and devices in the system. The application of the procedures recommended by the author is essential because of the difficulties in the implementation of field measurements as a result of the consequences of sanitary and hydraulic functioning of the oversized water distribution systems in Poland.

1. Wprowadzenie

Badania terenowe czynnych sieci wodociągowych są integralną częścią procesu tarowania komputerowego modelu przepływów (KMP), ponieważ zgromadzone dane pomiarowe stanowią jego bazę empiryczną. W następstwie tej relacji istnieje współzależność pomiędzy jakością danych pomiarowych a efektywnością tarowania KMP. Świadomość ta powinna skłaniać twórców KMP do rzetelnego przeprowadzenia badań terenowych.

Publikowane wyniki pomiarów dowodzą jednak o nagminnym stosowaniu bezużytecznych danych pomiarowych do kalibracji parametrów KMP [11, 19]. W takich sytuacjach zapomina się, że wyniki symulacji komputerowej są obciążone błędem niedopasowania parametrów. W skrajnym wypadku KMP może być nieprzydatny w praktyce inżynierskiej.

W szeregu publikacjach [1, 15, 16, 17] podaje się przykłady zastosowania tzw. paramodeli do analizy warunków pracy czynnych układów wodociągowych i funkcjonowania ich elementów składowych, a nawet podziału obszaru zasilania na strefy ciśnienia. Postępowanie takie jest szkodliwe, gdyż szybko zniechęci użytkowników KMP do jego dalszego stosowania. Szczególnie wyniki symulacji w warunkach ekstremalnych okażą się abstrakcyjne w stosunku do rzeczywistości, chociażby podczas odwzorowania awarii lub sprawdzenia przepustowości sieci na przepływ pożarowy.

Nieświadomi tego faktu użytkownicy paramodeli, podejmując nieuprawnione decyzje inwestycyjne lub/i eksploatacyjne, narażają przedsiębiorstwa wodociągowe na dodatkowe koszty działań naprawczych. Zazwyczaj nietrafione inwestycje naruszają względną równowagę pomiędzy elementami systemu wodociągowego. W ten sposób przedsiębiorstwo wodociągowe może wpaść w pułapkę w postaci „błędnego koła inwestycyjnego”, które polega na ciągłej rozbudowie infrastruktury technicznej w dążeniu do usunięcia zaistniałych dysproporcji.

Beztroskie postępowanie w budowie i stosowaniu KMP skłoniło autora do upowszechnienia własnej metodyki badawczej, którą sprawdzono wielokrotnie podczas realizacji badań terenowych. Autor przeprowadził badania sprawności hydraulicznej ośmiu czynnych sieci wodociągowych o skomplikowanej strukturze i specyficznych cechach eksploatacyjnych. Łączna długość zbadanych sieci wodociągowych przez autora wyniosła 1072 km [7].

Celem niniejszej publikacji jest uświadomienie niedoświadczonym twórcom KMP wielości czynników i uwarunkowań, które trzeba rozpoznać i uwzględnić w procesie przygotowania i realizacji pomiarów terenowych. Pracochłonność i znaczne koszty badań terenowych są przyczyną ograniczania ich zakresu przez wykonawców. Zawsze jednak trzeba mieć świadomość, że optymalna liczba odcinków przewodów, właściwy wybór miejsca pomiarów, a także dokładnie opracowane scenariusze realizacyjne decydują o stopniu przydatności danych pomiarowych. Granicę kompromisu w badaniach terenowych wyznaczają dwa warunki: 1) reprezentatywność wytypowanych przewodów, 2) wiarygodność hydrauliczna uzyskanych wyników pomiaru. Zagadnienia te są przedmiotem dalszych rozważań, ponieważ wszelkie nieprawidłowości i uproszczenia w tym zakresie mają wiodący wpływ na jakość procesu tarowania KMP [6], a ostatecznie decydują o jego stopniu przydatności jako narzędzia inżynierskiego [8].

2. Specyficzne właściwości czynnych systemów wodociągowych

Realizacja pomiarów, a następnie interpretacja ich wyników jest szczególnie utrudniona w czynnych systemach wodociągowych po wieloletniej eksploatacji ze względu na:

1. prędkość przepływu wody¹ $< 0,1$ m/s wskutek przewymiarowania sieci, co uzewnętrznia się „płaską linią ciśnienia” z powodu relatywnie niewielkich strat hydraulicznych,
2. wartość liczby Reynoldsa $Re < 4 \cdot 10^4$, co oznacza niespełnienie warunku ruchu turbulentnego²,
3. umowny zastępczy współczynnik chropowatości przewodów³ $k_{10} > 1,5$ mm wskutek zanieczyszczenia przewodów osadami i błoną biologiczną (biofilmem), co skutkuje ich wypłukiwaniem w trakcie pomiarów (chropowatość pozorna),
4. zmienną amplitudę chwilowego ciśnienia w sieci wskutek oddziaływania przewymiarowanych pomp, których wydajność często wielokrotnie przekracza aktualne potrzeby,
5. niemierzalne natężenie przepływu wody w badanym przewodzie wywołane jej poborem przez odbiorców w trakcie pomiarów, co powoduje różnicę pomiędzy przepływem pomierzonym a rzeczywistym.

Zaistnienie dwóch pierwszych cech jest możliwe podczas realizacji pomiarów terenowych w około połowie długości eksploatowanych sieci wodociągowych w Polsce [9]. Wyniki pomiarów przeprowadzonych w tych warunkach będą przypadkowe ze względu na dominujący udział błędów pomiaru w relacji do pomierzonej wysokości strat hydraulicznych. Równocześnie oszacowane wartości współczynnika chropowatości k_{10} na podstawie wyników pomiaru nie będą odzwierciedlać rzeczywistej sprawności hydraulicznej badanych rurociągów.

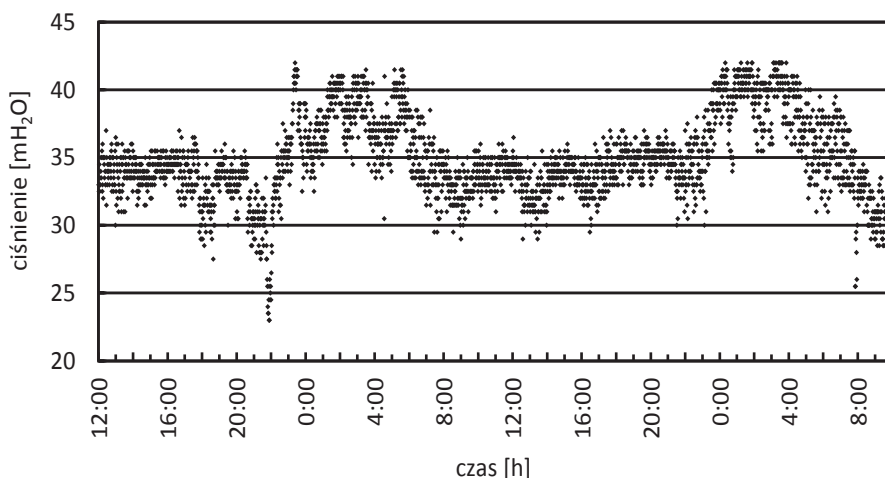
W sieciach zanieczyszczonych osadami słabo związanymi z podłożem lub/i w postaci półpłynnej obserwuje się ich wypłukiwanie w trakcie pomiarów (trzecia cecha) [10]. W następstwie niestabilności inkrustacji na wewnętrznej powierzchni ścian przewodów uzyskane wyniki pomiarów charakteryzują się niejednorodnością. Na początku pomiarów wartości obliczonego współczynnika chropowatości k_{10} są największe i wykazują tendencję malejącą w czasie ich trwania. W zaistniałej sytuacji sprawia trudność właściwa interpretacja uzyskanych wyników pomiarów. Z tego powodu autor postuluje skuteczne płukanie sieci przed rozpoczęciem realizacji pomiarów, aby usunąć osady półpłynne lekko związane z podłożem [5]. Po konsultacji problemu z innymi twórcami modeli [21], zaleca się przyjmować najmniejsze wartości współczynników k_{10} do kalibracji parametrów.

¹ Dla porównania należy przypomnieć, że wartość prędkości granicznej ruchu burzliwego jest o rząd wielkości większa, gdyż zmienia się od 0,84 do 1,19 m/s odpowiednio: dla średnicy 100 i 1000 mm, jeśli chropowatość piaskowa $k = 1,5$ mm [13].

² Jeśli przepływ wody odbywa się w warunkach ruchu turbulentnego (strefa C) w rurach o stałej chropowatości hydraulicznej k' , wówczas współczynnik liniowych oporów hydraulicznych $\lambda_c = f(k'/D) = \text{const}$.

³ Umowny zastępczy współczynnik chropowatości przewodów k_{10} określa chropowatość ścian przewodu po t latach jego eksploatacji odniesioną do wewnętrznej średnicy D_0 nowego rurociągu. W obliczonej średniej wartości k_{10} dla badanego odcinka przewodu na podstawie pomiarów są uwzględnione wszystkie opory ruchu, w tym wywołane zmniejszeniem powierzchni przekroju nowego przewodu wskutek osadów odłożonych na jego ściankach, a niekiedy nawet straty hydrauliczne spowodowane oporami miejscowymi wskutek częściowo zamkniętej zasady lub zapowietrzenia rurociągu.

Pulsację ciśnienia w sieci wodociągowej (czwarta cecha) najczęściej powoduje włączenie i wyłączenie pomp w tradycyjnych hydroformiach, których charakterystyki wydajności znacząco różnią się od warunków hydraulicznych panujących w zasilanym układzie. Podobny skutek powodują także nieprawidłowo działające przetwornice częstotliwości (falowniki). Urządzenia te są powszechnie używane do regulacji pracy pomp w pompowniach i zestawach pompowych do lokalnego podwyższenia ciśnienia. Obszarowy zasięg oddziaływania zjawiska pulsacji ciśnienia, jego amplituda i częstość występowania są uwarunkowane lokalnie [7], ponieważ zależą od skali niedostosowania wydajności i wysokości podnoszenia pomp do aktualnych potrzeb odbiorców. W takim wypadku wykres rozkładu chwilowego ciśnienia w funkcji czasu przedstawia „chmurę punktów” (rys. 1). W konsekwencji pojawia się trudność w ustaleniu relacji pomiędzy pomierzonym natężeniem przepływu a stratą ciśnienia w badanym przewodzie.



Rys. 1. Przykładowy rozkład chwilowego ciśnienia pomierzonego z krokiem 1 min.
Fig. 1. Example of distribution of measured instantaneous pressure in the time step of 1 min

W czynnych wodociągach często nie ma możliwości wyłączenia z eksploatacji części przewodów w celu przeprowadzenia pomiarów dla wyznaczenia ich oporności hydraulicznej [7]. Z tego powodu występuje niemierzalny pobór wody (przepływ), nawet podczas zalecanej realizacji pomiarów w godzinach nocnych (piąta cecha). Znane metody oszacowania tej wielkości są nieprecyzyjne [7], stąd nieunikniony jest błąd w ustaleniu natężenia przepływu w przewodach. Jedynym sposobem jego ograniczenia jest dążenie podczas pomiarów do maksymalnego zmniejszenia wysokości ciśnienia w przewodzie w następstwie zwiększonego wymuszenia przepływu wody.

Poglądowa charakterystyka specyficznych cech dowodzi, że obserwowane warunki eksploatacji przewymiarowanych układów dystrybucji wody nie pozwalają na pomiary wysokości ciśnienia, natężenia przepływu lub/i prędkości z wymaganą dokładnością dla potrzeb tarowania KMP. W takiej sytuacji istnieje uzasadniona konieczność uprzedniego rozpoznania warunków hydraulicznych w sieci wodociągowej przed przystąpieniem do opracowania kompleksowego programu badań terenowych.

3. Wstępne pomiary rozpoznawcze i testowe obliczenia symulacyjne

Poznanie warunków hydraulicznych, które występują podczas normalnej eksploatacji, wymaga przeprowadzenia wstępnych pomiarów rozpoznawczych, zwłaszcza w systemach wodociągowych o skomplikowanej strukturze lub/i znacznie przewymiarowanych sieciach. Celem wstępnych pomiarów terenowych o ograniczonym zakresie jest ustalenie:

- oporności hydraulicznej kilku przewodów o odmiennej charakterystyce materiałowo-wiekowej, w tym szczególnie na tzw. głównej drodze przepływu wody pomiędzy ujęciem a zbiornikiem sieciowym,
- bilansu poboru wody wraz z ogólnym histogramem dla obszaru zasilania objętego pomiarami.

Pozyskana baza empiryczna pozwala uzupełnić schemat strukturalny sieci wodociągowej o rzeczywiste wskaźniki poboru wody wraz ze wstępnie oszacowanymi wartościami współczynników chropowatości przewodów. Dane te są potrzebne do zainicjowania testowej symulacji komputerowej, która umożliwi określenie kierunków i prędkości przepływu wody w sieci, czasu jej przebywania oraz chwilowego rozkładu gradientu linii ciśnienia piezometrycznego w przewodach. Szczególnie ważne jest symulacyjne oszacowanie parametrów hydraulicznych dla głównych dróg zasilających, ponieważ występujące tam straty hydrauliczne decydują o rozkładzie ciśnienia w całej sieci. Wiedza ta ułatwia identyfikację specyficznych cech eksploatacyjnych, których znajomość jest niezbędna do opracowania programu właściwej kampanii pomiarowej.

4. Wskazania metodyczne wyboru przewodów do badań oporności hydraulicznej

Warunkiem koniecznym przeprowadzenia efektywnych badań oporności hydraulicznej jest identyfikacja zbioru reprezentatywnych przewodów⁴. W tym celu dokonuje się specyfikacji istniejącej struktury sieci wodociągowej według określonego kryterium wyboru.

Tradycyjnie bierze się pod uwagę trzy podstawowe cechy strukturalne sieci wodociągowej: jej rozpiętość wiekową, zróżnicowanie materiałowe i asortyment zastosowanych wymiarów przewodów. Z tej przyczyny sortuje się każdorazowo zbiór przewodów danej sieci według trzech wymienionych kategorii. Zachowanie reprezentatywności wyboru przewodów do badań terenowych wymaga, aby w każdej z trzech kategorii dokonać bardziej szczegółowego podziału na grupy cząstkowe. Rozpiętość przedziału zmienności danej kategorii przekłada się na liczbę wyodrębnionych grup cząstkowych w każdej z nich. W efekcie wraz ze wzrostem zróżnicowania struktury sieci wodociągowej pod względem użytych materiałów do jej budowy, czasokresu eksploatacji przewodów i zastosowanych wymiarów rury zwiększa się liczba odcinków przeznaczonych do badań.

⁴ Zbiór reprezentatywnych przewodów zawiera ściśle określoną ich liczbę z uwzględnieniem procentowego udziału wybranych cech strukturalnych i specyficznych właściwości eksploatacyjnych, które kształtują dynamikę procesu odkładania się osadów i rozwoju życia biologicznego w sieci wodociągowej.

W dążeniu do ustalenia racjonalnej liczby grup cząstkowych w trzech przyjętych kategoriach trzeba uwzględnić fakt, że złożony proces hydrauliczny starzenia się przewodów przebiega w czasie eksploatacji inaczej w każdej sieci wodociągowej, zależnie od stopnia oddziaływania wielu lokalnych czynników eksploatacyjnych związanych z warunkami hydraulicznymi jej funkcjonowania.

Spośród specyficznych właściwości danego systemu wodociągowego, które najczęściej powodują zakłócenia procesu odkładania się osadów, a niekiedy nawet gwałtowną (skokową) zmianę oporności hydraulicznej sieci przewodów, należy wymienić:

- rolę i funkcję, jaką pełni dany przewód w strukturze sieci,
- zakres i dynamikę zmian prędkości przepływu w danym odcinku przewodu,
- czas przebywania wody w sieci w odniesieniu do każdego odcinka i węzła,
- częstość płukania sieci i skuteczność stosowanej metody.

Ocena ilościowa oddziaływania tych czynników na dynamikę procesu inkrustacji jest niezmierznie trudna do ustalenia ze względu na wzajemne powiązania między nimi. Ponadto lokalny charakter występujących zakłóceń sprawia, że najważniejsza jest identyfikacja obszarowa wymienionych czynników. W rozwiązaniu trudnego zadania pomocne są wyniki wstępnych pomiarów rozpoznawczych wraz z przybliżoną oceną działania systemu wodociągowego na podstawie przeprowadzonych symulacji testowych. Wiedza ta umożliwi nie tylko dokonanie prawidłowego wyboru lokalizacji przestronnej reprezentatywnych przewodów w obszarze zasilania, lecz także pozwala opracować indywidualne scenariusze pomiarowe dla każdego z nich z uwzględnieniem możliwości realizacyjnych.

5. Przykład identyfikacji przewodów w czynnym systemie dystrybucji wody

Zastosowanie powyższych wskazań metodycznych prześledźmy na przykładzie rzeczywistej struktury sieci wodociągowej o 257 km długości. Charakterystykę strukturalną przykładowej struktury sieci wodociągowej zawiera tab. 1. W każdej z trzech kategorii wyróżniono cztery grupy cząstkowe (przedziały), w których daną cechę wyrażono procentowym udziałem. Zgodnie z opisaną metodyką postępowania dla przykładowej struktury sieci wodociągowej liczba reprezentatywnych przewodów w zbiorze powinna wynosić 4³, czyli 64 odcinki badawcze o różnych cechach strukturalno-technicznych. W kolejnym etapie postępowania dokonano rozdziału 64 odcinków w relacji do ich procentowego udziału w strukturze materiałowej. W rezultacie obliczeń ustalono, że 56 odcinków badawczych powinny przewody z rur żeliwnych, a pozostałe to: 4 odcinki z rur azbestowo-cementowych, 3 odcinki z rur polimerowych i 1 odcinek z rur stalowych.

Tabela. 1. Struktura wiekowo – materiałowa – wymiarowa sieci wodociągowej
 Table. 1. Structure of pipe characteristics, age – material – sizes of water supply network

Kategoria/ Grupa	Wiekowa		Materiałowa		Wymiarowa (dymensja)	
	[lat]	[%]	[-]	[%]	[mm]	[%]
I	0-20	32,0	żeliwne	89,0	80-100	30,5
II	21-30	17,0	stalowe	1,5	150-200	30,0
III	31-50	26,0	polimerowe (PVC, PE)	3,5	250-450	21,0
IV	> 50	25,0	azbestowo- cementowe	6,0	500-800	18,5

W analogiczny sposób ustalono zróżnicowanie odcinków badawczych ze względu na ich średnicę i wiek. Efekt analizy zestawiono w tabeli 2 dla dominującej grupy 56 przewodów żeliwnych.

Tabela. 2. Wykaz badawczych odcinków przewodów z rur żeliwnych z podziałem na ich średnicę i wiek – wariant I

Table. 2. Variant I. The list of episodes research pipes with cast iron pipes with the division on their diameter and age

Dymensja [mm]/ wiek [lata]	80-100	150-200	250-450	500-800
0-20	5	5	4	4
21-30	3	3	2	2
31-50	4	4	3	3
>50	4	4	3	3

Dla pozostałych materiałów podział przewodów badawczych zależnie od średnicy i wieku rur przedstawia się następująco:

- 4 odcinki przewodów z rur azbestowo-cementowe, w tym po 2 odcinki w zakresie średnic 80-100 mm i 150-200 mm dla wieku 31-50 lat,
- 3 odcinki przewodów z rur polimerowych, w tym 1 odcinek o średnicy 80-100 mm i wieku 31-50 lat oraz 2 odcinki o średnicy 150-200 mm i wieku 21-30 lat,
- 1 odcinek przewodu z rur stalowych o średnicy 500 mm i wieku 21-30 lat.

Wyraźna dominacja przewodów żeliwnych (89%) w relacji do pozostałych materiałów pozwala ograniczyć analizę struktury sieci według kategorii materiałowej z czterech grup do jednej, tj. tylko rur żeliwnych. Po ograniczeniu analizy do jednej kategorii (przewody z rur żeliwnych) założono, że ta kategoria materiałowa będzie reprezentowana przez co najmniej jeden odcinek badawczy w każdej grupie cząstkowej, tj. zależnie od ich średnicy i wieku. Rozdział przewodów żeliwnych na cztery grupy cząstkowe zawiera tab. 3. Uproszczenie to skutkuje zmniejszeniem liczby reprezentatywnych odcinków badawczych wykonanych z rur żeliwnych z 56 do 37.

Tabela. 3. Wykaz odcinków badawczych przewodów z rur żeliwnych po korekcie – wariant II
 Table. 3. List of episodes research pipes with cast-iron pipes after adjustment – option II

Dymensja [mm]/ wiek [lata]	80-100	150-200	250-450	500-800
0-20	4	3	2	2
21-30	2	2	1	1
31-50	3	3	2	2
> 50 lat	3	3	2	2

Ostatecznie badaniami oporności hydraulicznej należałoby objąć 37 przewodów z rur żeliwnych plus 8 odcinków z pozostałych materiałów. Liczba odcinków badawczych ma bezpośredni wpływ na ustalenie wartości wskaźnika procentowego udziału długości sieci wodociągowej objętej pomiarami. W analizowanym przykładzie należałoby przeprowadzić pomiary na 45 odcinkach o minimalnej długości około 500 m każdego z nich (patrz poniżej: pkt 6), co stanowi 8,75% całkowitej długości sieci. Zalecana długość odcinka badawczego wynika z przyjętego kryterium hydraulicznej wiarygodności wyników pomiaru.

6. Kryterium hydraulicznej wiarygodności pomiarów terenowych

Prawidłową ocenę zbioru wyników pomiarów pod względem ich przydatności dla potrzeb kalibracji parametrów KMP umożliwiałby właściwy dobór kryterium hydraulicznej ich wiarygodności. W tym względzie nie wystarczy zapewnić w przewodach prędkości pomiarowej odpowiedniej dla danej średnicy, której wartość będzie zbliżona do zalecanej w projektowaniu sieci wodociągowej⁵. Ocena wiarygodności danych pomiarowych w oparciu o ten parametr jest utrudniona i nieprecyzyjna ze względu na nieliniowy wzrost wartości prędkości optymalnej⁶ dla kolejnych dymensji przewodu. Ponadto prędkość projektowa nie zawsze gwarantuje warunki hydrauliczne, które odpowiadają V strefie oporów kwadratowych ruchu burzliwego (patrz: wykres Moody'ego [3]).

W literaturze przedmiotu zaleca się alternatywne kryterium hydraulicznej wiarygodności pomiarów w postaci odpowiedniej wysokości strat hydraulicznych na badanym odcinku rurociągu. Wartości liczbowe tego wskaźnika proponowane przez badaczy są zróżnicowane. MeEnroe, Chase i Sharp [12] stwierdzili, że można ograniczyć niepewność związaną z nieuniknionymi błędami pomiaru na badanym odcinku przewodu, jeśli osiągnie się wysokość strat hydraulicznych w przedziale od 10 do 13,5 m H₂O. Z kolei Walski [20] uzależnia niezbędną wysokość strat hydraulicznych od wartości błędu pomiaru. Autor ten zaleca, aby wysokość strat hydraulicznych była co najmniej pięć razy większa od błędu pomiaru ciśnienia. Jeśli straty hydrauliczne są tego samego rzędu co błąd pomiaru, wówczas dane należy uważać za bezużyteczne dla potrzeb identyfikacji parametrów KMP.

⁵ PN-EN 805/2002 zaopatrzenie w wodę. Wymagania dotyczące systemów zewnętrznych i ich części składowych. Zalecana wartość prędkości w sieci wodociągowej powinna mieścić się w przedziale od 0,5 do 2,0 m/s.

⁶ Prędkość optymalna powinna zapewnić ruch burzliwy oraz gwarantować wysokość strat hydraulicznych kilkakrotnie większą od sumy błędów pomiarowych.

Uzależnienie wysokości strat hydraulicznych od błędów pomiaru jest słusznym podejściem, lecz kryterium to może być uciążliwe w zastosowaniu ze względu na każdorazowe ustalenie dokładności pomiarów użytym przyrządem. Jednocześnie wiadomo, że wartość błędu pomiaru ulega istotnej zmianie w przedziałach zakresu obciążeń⁷ danego przyrządu pomiarowego.

W celu ujednoczenia i uproszczenia oceny wiarygodności uzyskanych danych empirycznych autor niniejszej publikacji proponuje posługiwać się kryterium spadku hydraulicznego I [4]. Zaletą tego kryterium jest stała wartość I dla wszystkich dymensji sieci wodociągowej, co upraszcza ocenę zbioru danych pomiarowych.

Zamysł autora sprowadza się do tezy, że przeprowadzenie pomiarów terenowych tylko w optymalnych warunkach hydraulicznych gwarantuje uzyskanie wiarygodnych danych empirycznych. Warunki te są spełnione, gdy spadek hydrauliczny I wynosi nie mniej niż 1%, jeśli długość odcinka pomiarowego L jest większa od 500 m, a oczekiwana wartość współczynnika $k_{10} \leq 1,5$ mm [4]. Wartość I ustalona z relacji⁸ $I=f(v, k_{10})$ wraz z pozostałymi ograniczeniami (L, k_{10}) zapewnia także akceptowalny udział zarówno błędu⁹ pomiaru ciśnienia, jak również natężenia przepływu w oczekiwanym poziomie strat hydraulicznych $\Delta H=I \cdot L$. Współzależność pomiędzy zmiennymi oznacza, że możliwe jest także uzyskanie wiarygodnych danych empirycznych przy innych wartościach zmiennych i ograniczeń od zaproponowanych. Na przykład identyczny efekt hydrauliczny można uzyskać przy większej wartości współczynnika k_{10} , a tym samym mniejszej prędkości v (obciążenia Q) [4]. Analogiczna relacja występuje pomiędzy spadkiem I , a długością L badanego przewodu. Im większa wartość I , tym samym może być proporcjonalnie mniejsza długość L (rys. 2). Zalecany jest jednak wybór do badań odcinków pomiarowych o możliwie największej długości, gdyż wówczas jeszcze bardziej można zminimalizować udział błędów pomiaru w obliczonej wartości strat hydraulicznych ustalonych na podstawie różnicy odczytów z manometru górnego i dolnego (rys. 2).

Ustalenia te dowodzą ponadto o konieczności zapewnienia podczas pomiarów znacznie większej prędkości (spadku hydraulicznego) w badanym przewodzie od wartości zalecanej w projektowaniu sieci wodociągowej (pkt 6). Współzależność pomiędzy prędkością a spadkiem hydraulicznym [2] pokazuje, że optymalną prędkość projektową dla danej średnicy można uzyskać, jeśli wartość spadku hydraulicznego wynosi 0,4% dla przewodów żeliwnych i stalowych oraz 0,25% dla rur polimerowych (PE, PVC). Z kolei optymalne warunki hydrauliczne podczas pomiarów terenowych występują wówczas, gdy wartości spadku hydraulicznego są od 2,5 do 4 razy większe aniżeli w prawidłowo zwymiarowanej sieci wodociągowej.

⁷ Każdy wodomierz posiada swój zakres pomiarowy, dla którego producent określa dopuszczalny błąd wskazań. Najczęściej błąd wskazań wynosi $\pm 5\%$ zakresu pomiaru, w przedziale od minimalnego do poniżej pośrodkowego strumienia objętości, a $\pm 2\%$ zakresu w przedziale od pośrodkowego do maksymalnego strumienia. Z kolei błąd pomiaru ciśnienia manometrem tarczowym zależy od jego rozmiaru obudowy (NS) i klasy dokładności. Na przykład dla manometru NS 100 błąd dopuszczalny wynosi od $\pm 1\%$ do $\pm 2,5\%$ zakresu. Podobnej wielkości dokładność pomiarów można uzyskać według wskazań rejestratorów ciśnieniowych, chociażby Cellbox-H. W tym wypadku osiągalna dokładność pomiaru ciśnienia wynosi 0,8 m H₂O.

⁸ Relację kształtowania się spadku hydraulicznego I w funkcji prędkości v lub natężenia przepływu Q oraz współczynnika chropowatości ścian rurociągów k_{10} dla każdej średnicy przewodu można ustalić analitycznie.

⁹ W analogii do możliwej dokładności oszacowania poboru wody dla potrzeb modelowania przyjęto, że udział błędów pomiaru powinien być mniejszy od około 20% wartości strat hydraulicznych.

Z tego powodu dane empiryczne pozyskane z monitoringu czynnych sieci wodociągowych są nieprzydatne do identyfikacji hydraulicznego stanu rurociągów, gdyż gradient ciśnienia (straty hydrauliczne) jest często mniejszy od błędów odczytu przyrządów pomiarowych. Jeszcze trudniejszy, a często wręcz niemożliwy, jest pomiar z wymaganą dokładnością na odcinku przewodu wykonanego z nowych rur polimerowych o współczynniku k_{10} o rząd wielkości mniejszym aniżeli dla rurociągów żeliwnych i stalowych. W praktyce badawczej konieczne jest każdorazowe opracowanie scenariuszy pomiarowych, które zawierać będą propozycję (sposób) zwiększenia spadku I badanego przewodu o długości L dla konkretnej struktury sieci z uwzględnieniem lokalnych uwarunkowań w funkcjonowaniu danego układu dystrybucji wody.

7. Optymalne warunki hydrauliczne do realizacji pomiarów

Osiągnięcie optymalnych warunków hydraulicznych w przewymiarowanych sieciach wodociągowych wymaga zastosowania adekwatnego sposobu postępowania w odniesieniu do stanu istniejącego. Wyboru należy dokonać spośród trzech możliwości:

- ukierunkowanie ruchu wody w sieci pierścieniowej,
- upust wody z badanego przewodu wytypowanymi hydrantami,
- podwyższenie ciśnienia dyspozycyjnego w układzie wodociągowym lub jego części.

W wypadku przewodów o optymalnej przepustowości, lecz eksploatowanych w nadmiernie rozbudowanej strukturze sieci pierścieniowej, niekiedy wystarczy zmiana rozrzędu wody przez zamknięcie wytypowanych zasuw. W odpowiedzi nastąpi jednokierunkowy ruch wody w badanym przewodzie z jednoczesnym wzrostem prędkości przepływu wody. Jednak nie zawsze wzrost prędkości jest wystarczający do osiągnięcia wymaganej wysokości strat hydraulicznych na badanym odcinku przewodu.

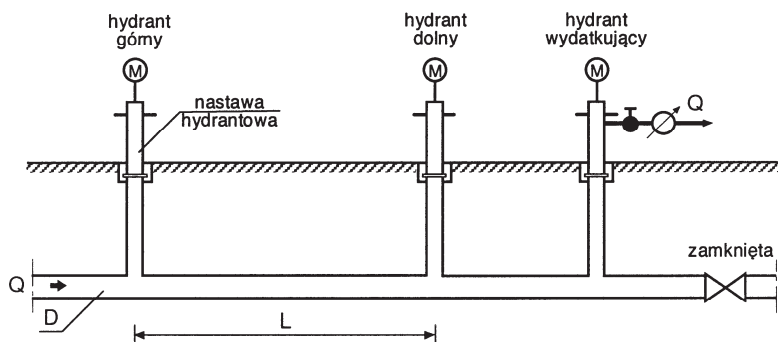
W niedociążonych sieciach wodociągowych zwiększenie prędkości (natężenia przepływu) przez sterowanie rozrzędem wody trzeba dodatkowo wspomóc poprzez jej upust określoną liczbą hydrantów. Wymuszenie tego rodzaju definiuje się jako realizację pomiarów w tzw. warunkach przepływu pożarowego. Istota metody pomiarów polega na wyznaczeniu spadku hydraulicznego z formuły $I = \Delta H/L$ dla wybranego odcinka przewodu o długości L w warunkach przepływu Q (rys. 2).

Strata ciśnienia ΔH stanowi różnicę wysokości linii ciśnienia piezometrycznego w dwóch przekrojach badanego przewodu:

$$\Delta H = H_G - H_D = (p_G - p_D) + (Z_G - Z_D)$$

gdzie: H_G, H_D - wysokość linii ciśnienia piezometrycznego w górnym i dolnym hydrancie,
 p_G, p_D - ciśnienia pomierzone w górnym i dolnym hydrancie,
 Z_G, Z_D - poziom manometrów zainstalowanych na górnym i dolnym hydrancie.

Niekiedy wydajność czynnych hydrantów jest ograniczana niedostateczną wysokością ciśnienia dyspozycyjnego w sieci rozdzielczej ze względu na opory hydrauliczne na drodze przepływu wody.



Rys. 2. Schemat stanowiska badawczego
Fig. 2. Schematic of the test

W takiej sytuacji konieczne jest jego podwyższenie w układzie wodociągowym przez wspomaganie pompowe, chociaż nie zawsze możliwe. W działaniach tych należy dążyć do wzrostu prędkości wody do takiej wartości, która zapewni wysokość strat hydraulicznych na oczekiwanym poziomie, tzn. wyniki pomiarów będą obarczone dopuszczalnym błędem określonym przez kryterium hydraulicznej wiarygodności pomiarów. Równoczesne wprowadzenie wymuszenia przepływu i zmiany parametrów zasilania zagwarantują warunki hydrauliczne, które odpowiadać będą obszarowi zależności kwadratowej $\Delta H = f(v)$. Odmienne warunki hydrauliczne od oczekiwanych spowodują dodatkowy błąd obliczeń współczynnika chropowatości k_{10} , gdyż wartość współczynnika oporów liniowych λ wyznaczona na podstawie pomiarów zależeć będzie od liczby Reynoldsa Re .

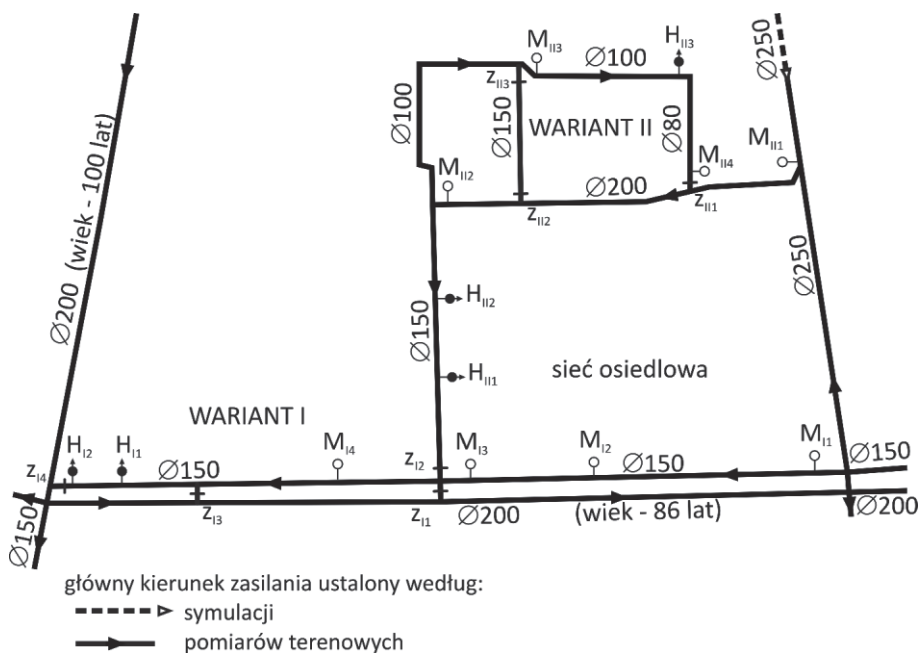
8. Metodyka realizacji pomiarów w czynnych sieciach wodociągowych

Realizacja pomiarów odbywa się w oparciu o przygotowane scenariusze, w których określono liczbę zasuw i hydrantów wraz z ich lokalizacją. Hydrant wydatkujący powinien być wyposażony w rejestrator natężenia przepływu i ciśnienia albo tradycyjnie w wodomierz i manometr tarczowy. Na pozostałych hydrantach pomiarowych odbywać się będzie tylko pomiar ciśnienia za pomocą rejestratorów lub manometrów tarczowych. Liczbę czynnych hydrantów i wydajność każdego z nich szacuje się wstępnie na podstawie wyników symulacji testowej. O liczbie czynnych hydrantów decyduje wysokość ciśnienia dyspozycyjnego w sieci wodociągowej przed ich otwarciem oraz wielkość hydraulicznych strat ciśnienia na badanym odcinku podczas ukierunkowania przepływu lub/i upustu wody. Zawsze należy dążyć do uzyskania maksymalnej wartości spadku hydraulicznego, szczególnie z powodu minimalizacji udziału błędów pomiaru w wysokości strat ciśnienia, a także ograniczenia wpływu niemierzalnego przepływu wody na ich wielkość. Ponadto rozmieszczenie punktów pomiarowych zależy od lokalnych uwarunkowań i charakterystyki technicznej danego przewodu. Dla przewodu jednorodnego pod względem materiału, średnicy i wieku, wystarczą teoretycznie dwa punkty pomiarowe. W praktyce realizacyjnej zazwyczaj ich liczba jest większa, gdyż należy weryfikować wyniki pomiarów na dwóch sąsiednich odcinkach przewodów o tej samej charakterystyce technicznej.

9. Przykład realizacji pomiarów

Przedmiotem pomiarów były dwa żelwne przewody pierścieniowej sieci osiedlowej o średnicy 150 mm (wariant I) i 200 mm (wariant II). Do pomiaru natężenia przepływu użyto wodomierzy śrubowych MZ DN 50, których dopuszczalny błąd wynosił $\pm 2\%$ zakresu pomiaru, tj. $\pm 0,4 \text{ m}^3/\text{h}$. Z kolei manometry tarczowe NS 160 zastosowano do odczytu poziomu ciśnienia z błędem $\pm 1\%$ zakresu pomiaru, tj. $\pm 0,6 \text{ m H}_2\text{O}$.

W wariacie I sprzęt pomiarowy zainstalowano na sześciu hydrantach rozmieszczonych wzdłuż odcinka przewodu $\phi 150$ o długości 594 m (rys. 3).



Rys. 3. Schemat sieci wodociągowej wraz z rozmieszczeniem przyrządów pomiarowych
Fig. 3. Diagram of the water supply system, along with the location of measuring instruments

Przed rozpoczęciem pomiarów według wariantu I ukierunkowano przepływ w badanym przewodzie $\phi 150$ przez zamknięcie czterech zasuw (z_{II} do z_{II}). Zmiana rozrządu wody spowodowała obniżenie ciśnienia na manometrze kontrolnym¹⁰ M_{III} o 4 m H_2O do wartości 0,34 MPa. Równocześnie ciśnienie dyspozycyjne na początkowym hydrancie M_{II} badanego przewodu $\phi 150$ było stabilne na poziomie 0,42 MPa. Z ustaleń wynika, że spadek hydrauliczny wynosił 1,7% w normalnych warunkach eksploatacyjnych na odcinku magistrali zasilającej $\phi 250$ pomiędzy hydrantami M_{II} – M_{III} .

¹⁰ Manometr kontrolny M_{III} zlokalizowano w rejonie sieci osiedlowej na magistrali $\phi 250$ w odległości około 230 m od badanego przewodu $\phi 150$.

Następnie uległ podwojeniu po ukierunkowaniu przepływu, co wskazuje na wzrost natężenia przepływu wody w magistrali \varnothing 250 po wyeliminowanie dwukierunkowego zasilania sieci osiedlowej przez zamknięcie zasuw.

Ustalenia te okazały się niezgodne z wynikami testowej symulacji komputerowej, która wskazywała na przeciwny kierunek przepływu wody w magistrali zasilającej \varnothing 250 aniżeli ustalono na podstawie wyników badań terenowych (rys. 3). Fakt ten dowodzi, że zasilanie sieci osiedlowej odbywało się stuletnim rurociągiem \varnothing 200, zapewne wskutek niedrożności magistrali zasilającej \varnothing 250 na odcinku powyżej hydrantu kontrolnego M_{11} . Przyczynę niedrożności należy upatrywać w częściowym lub całkowitym zamknięciu zasuw w nieznannej lokalizacji przez eksploatatora¹¹. Podjęta próba jej odnalezienia w ograniczonym czasie nie powiodła się ze względu na wielokierunkowe zasilanie sieci osiedlowej.

Po ukierunkowaniu przepływu wody w badanym przewodzie \varnothing 150 (wariant I) dokonano wymuszenia przepływu przez upust wody, początkowo jednym hydrantem (H_{11}), a następnie równocześnie dwoma hydrantami (H_{11} , H_{12}). W następstwie nastąpiło obniżenie ciśnienia o 10 m H_2O do 0,32 MPa na początkowym hydrancie M_{11} , a także na manometrze kontrolnym M_{111} o dalsze 8 m H_2O do wartości 0,26 MPa. Wyniki pomiarów wskazują na zmniejszenie się spadku hydraulicznego z 3,4 do 2,6% w magistrali \varnothing 250 zasilającej sieć osiedlową. Efekt ten oznacza mniejsze natężenie przepływu wody na tym odcinku, zapewne wskutek ograniczonego poboru wody przez odbiorców na osiedlu. Znaczne spadki ciśnienia na początkowym hydrancie M_{11} potwierdzają nie tylko wcześniejsze ustalenia, lecz świadczą o przeciążeniu stuletniego rurociągu \varnothing 200, którym dopływała woda do czynnych hydrantów.

W wariacie I upust wody jednym hydrantem (H_{11}) o wydajności 44,76 m³/h spowodował stratę ciśnienia 6,79 m H_2O w badanym przewodzie \varnothing 150 na odcinku ($M_{11} - M_{13}$) o długości 392 m. Po uruchomieniu upustu dwoma hydrantami (H_{11} , H_{12}) nastąpił wzrost natężenia przepływu wody w przewodzie \varnothing 150 do 73,32 m³/h. Wymuszenie to skutkowało wzrostem strat ciśnienia do 16,79 m H_2O . W ostatniej fazie pomiarów podczas upustu wody hydrantem H_{11} o wydajności 42,0 m³/h uzyskano obniżenie linii ciśnienia pomiędzy hydrantami M_{11} i M_{14} o 8,1 m H_2O , lecz na odcinku o długości 576 m. Hydrant z manometrem M_{12} pełnił rolę kontrolną, a jego wskazania potwierdziły równomierność oporów hydraulicznych na całej długości badanego przewodu.

Uzyskane wartości strat ciśnienia i spadku hydraulicznego (tab. 4) spełniają warunek hydraulicznej wiarygodności pomiarów (pkt 6). Obliczona wartość współczynnika chropowatości k_{10} wskazuje na redukcję wewnętrznej średnicy na całej długości przewodu \varnothing 150 przez odłożone osady na powierzchni jego ścian. W uzupełnieniu dodać należy, że zaobserwowano wypływ wody o żelazistym zabarwieniu wraz z gruboziarnistym piaskiem.

¹¹ Autor doświadczył tego rodzaju sytuacji kilkadziesiąt razy w trakcie prowadzenia pomiarów.

W II wariancie pomiarów przedmiotem badań był rurociąg żeliwny $\varnothing 200$, który zasilal osiedlową sieć rozdzielczą (rys. 3). Sprzęt pomiarowy rozmieszczono w siedmiu miejscach zarówno na badanym rurociągu $\varnothing 200$, jak i dwóch przewodach sieci rozdzielczej $\varnothing 150$ i $\varnothing 100$. Jednokierunkowy przepływ wody do trzech czynnych hydrantów (H_{III} , H_{II2} , H_{II3}) o łącznej wydajności $112,3 \text{ m}^3/\text{h}$ uzyskano po zamknięciu czterech zasuw (z_{III} do z_{II3} i z_{I2}). Wymuszenie to spowodowało stratę ciśnienia w wysokości zaledwie $3,65 \text{ m H}_2\text{O}$ na odcinku (M_{III} – M_{II2}) o długość 293 m (tab. 4). Dyspozycyjne ciśnienie w początkowym węźle M_{III} wyniosło $0,385 \text{ MPa}$, a po otwarciu dwóch hydrantów (H_{III} i H_{II2}), a następnie trzech (H_{III} , H_{II2} , H_{II3}) zmniejszyło się odpowiednio do $0,3$ i $0,23 \text{ MPa}$. Jak ustalono podczas realizacji pomiarów w wariancie I, efekt taki spowodowało przeciężenie lub/i niedrożność sieci zasilające $\varnothing 250$, do której podłączony jest badany rurociąg $\varnothing 200$ (rys. 3). Z tego powodu podjęta próba upustu wody pięcioma czynnymi hydrantami była także nieskuteczna, gdyż nastąpił jedynie 11% wzrost poprzedniego natężenia przepływu wody.

Tabela. 4. Parametry hydrauliczne wybranych przewodów sieci wodociągowej
Table. 4. Hydraulic parameters selected wire supply network

Wariant	Czas pomiaru [min]	Charakterystyka przewodu				Parametry hydrauliczne przewodu				
		Średnica wewnętrzna D [mm]	Długość L [m]	Wiek [lata]	Materiał	Strata ciśnienia ΔH [m H ₂ O]	Natężenie przepływu/prędkość [m ³ /h; m/s]	Współ. oporów liniowych λ [-]	Spadek hydrauliczny [-]	Umoowna chropowatość k_{10} [mm]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
W _I	15	153	392,0	26	żeliwo	6,8	44,8/0,67	0,1136	1,73	18,6
W _I	15	153	392,0	26	żeliwo	16,8	73,3/1,10	0,1047	4,28	16,2
W _I	15	153	576,0	26	żeliwo	8,1	42,0/0,64	0,1047	1,40	16,2
W _{II}	20	194	293,0	8	żeliwo	3,7	112,3/1,06	0,0425	1,24	2,7
W _{II}	20	194	293,0	8	żeliwo	4,2	124,3/1,17	0,0395	1,41	2,2

W następstwie tego wymuszenia odnotowano nieznaczne zwiększenie spadku ciśnienia do $4,15 \text{ m H}_2\text{O}$. Uzyskane wyniki pomiarów spełniają przyjęte kryterium spadku hydraulicznego, lecz jednocześnie wysokość strat ciśnienia jest niewystarczająca do osiągnięcia 20% udziału błędów pomiaru ciśnienia i natężenia przepływu w oczekiwanym poziomie strat hydraulicznych. Z tego powodu trzeba było ograniczyć wykorzystanie wyników pomiaru według wariantu II jedynie do testowania KMP.

Obliczona wartość współczynnika chropowatości k_{10} (tab. 4) dla rurociągu $\varnothing 200$ po 8 latach eksploatacji (wariant II) wskazuje na jego inkrustację osadami, chociaż zdecydowanie w mniejszym stopniu aniżeli przewodu $\varnothing 150$ po 26 latach użytkowania (wariant I). Zapewne czynnikiem wiodącym w dynamice procesu odkładania się osadów było ich wypłukiwanie ze stuletniej sieci, a następnie przemieszczanie do badanych odcinków przewodu. Na tej podstawie można sądzić, że współdziałanie zanieczyszczonej sieci wodociągowej z nowymi przewodami przyspiesza proces ich inkrustacji wskutek akumulacji przemieszczanych osadów luźnych.

10. Przykład realizacji pomiarów

1. Specyficzne właściwości przewymiarowanych elementów układu dystrybucji wody po wieloletniej eksploatacji stanowią niezaprzeczalną trudność badawczą w pozyskaniu użytecznych i wiarygodnych wyników pomiarów dla potrzeb oceny ich rzeczywistej sprawności hydraulicznej. Skala trudności jest pochodną techniki eksploatacyjnej stosowanej w przedsiębiorstwie do przeciwdziałania ich następstwom.

2. W trakcie przygotowania i realizacji badań terenowych trzeba zawsze spełnić ściśle określone wymagania przez:

- wybór reprezentatywnych przewodów do badań oporności hydraulicznej,
- zapewnienie natężenia przepływu wody w sieci, które umożliwi spełnienie zdefiniowanego kryterium hydraulicznej wiarygodności pomiarów.

Zbiór reprezentatywnych przewodów dla danej struktury sieci wodociągowej ustala się zależnie od liczby zdefiniowanych kategorii cech i rozpiętości przedziałów zmienności każdej z nich. Tradycyjnie podlegają analizie trzy cechy: materiał, wiek przewodów i liczba dymensji. Dla każdej cechy określa się liczbę przewodów przeznaczonych do badań, która wynika z jej procentowego udziału w danej kategorii.

O wyborze lokalizacji przestrzennej każdego przewodu badawczego powinny decydować możliwości realizacji pomiarów oraz dodatkowe parametry, takie jak: prędkość oraz czas przebywania wody w układzie wodociągowym. W wyznaczeniu ich wartości liczbowych pomocne są wyniki symulacji komputerowej.

Uzyskanie wiarygodnych danych empirycznych wymaga osiągnięcia natężenia przepływu wody podczas realizacji pomiarów, które zapewni co najmniej jednoprocentowy spadek hydrauliczny. Równocześnie należy spełnić dwa warunki: długość odcinka pomiarowego powinna być większa od 500 m, a oczekiwana wartość współczynnika $k_{10} \leq 1,5$ mm. Ustalona wartość spadku hydraulicznego wraz ze spełnieniem pozostałych ograniczeń zapewnia także mniejszy od 20% udział błędów pomiaru ciśnienia i natężenia przepływu w pomierzonym poziomie strat hydraulicznych.

Wartość spadku hydraulicznego w prawidłowo obciążonej sieci wodociągowej jest od 2,5 do 4 razy mniejsza od wymaganego poziomu podczas pomiarów. Z tego powodu dane empiryczne pozyskane z monitoringu czynnych sieci wodociągowych są nieprzydatne do identyfikacji hydraulicznego stanu rurociągów dla potrzeb tarowania KMP.

W dążeniu do osiągnięcia optymalnych warunków przeprowadzenia pomiarów w czynnej sieci wodociągowej zaleca się:

- ukierunkowanie ruchu wody w sieci pierścieniowej,
- upust wody z badanego przewodu wytypowanymi hydrantami,
- podwyższenie ciśnienia dyspozycyjnego w układzie wodociągowym lub jego części.

Wdrożenie niniejszych zaleceń mogą skutecznie utrudnić przeróżne przeszkody, często niemożliwe do przewidzenia, chociażby lokalna niedrożność przewodów zasilających lub/i niesprawność uzbrojenia sieci. Ich zlokalizowanie i eliminacja jest technicznie trudna, a ponadto wydłuża czas realizacji badań terenowych. Niemniej jednak stosowanie pracochłonnej procedury postępowania jest działaniem nieodzownym w pozyskaniu użytecznych i wiarygodnych wyników pomiarów ze względu na aktualny stan sanitarno-hydrauliczny i specyfikę funkcjonowania przewymiarowanych systemów wodociągowych w kraju.

Bibliografia

- 1) Burszta-Adamiak, E., Synowiecka, J., Przerwa, A. Zastosowanie programu WaterCAD do analizy pracy sieci wodociągowej na przykładzie systemu zaopatrzenia w wodę w Świdnicy. *INSTAL*, 2013, 11, (345), 78-81
- 2) Edel, R., Kulbik, M. Tablice do obliczeń hydraulicznych przepływu cieczy w kanałach zamkniętych. *Wydawnictwo PG*, Gdańsk, 1997, 125
- 3) Grabarczyk, Cz. Przepływy cieczy w przewodach. Metody obliczeniowe. *ENVIROTECH*, Poznań 1997, 367
- 4) Kulbik, M. Hydrauliczna wiarygodność wyników pomiarów terenowych stosowanych do identyfikacji oporności hydraulicznej przewymiarowanych sieci wodociągowych. *INSTAL*, 2013, 11, (345), 62-68
- 5) Kulbik, M. Ocena skuteczności płukania przewymiarowanych sieci wodociągowych metodą ukierunkowanego przepływu na podstawie jakości popłuczyn. *Ochrona Środowiska*, 2008, 1, (30), 31-38
- 6) Kulbik, M. Badania terenowe i tarowanie modelu przepływów w przewymiarowanych sieciach wodociągowych. V Międzynarodowa Konferencja nt. „Zaopatrzenie w wodę i jakość wód”. Gdańsk – Poznań, 26–28 czerwca 2002, 825-836
- 7) Kulbik, M. Komputerowa symulacja i badania terenowe miejskich systemów wodociągowych. Monografie 49. *Wydawnictwo PG*, Gdańsk, 2004, 211
- 8) Kulbik, M. Wdrożeniowe przykłady zastosowania modeli symulacyjnych w branży wodociągowej. *INSTAL*, 1998, 12, (178), 36-43
- 9) Kulbik, M. Zastosowanie komputerowego modelu systemu dystrybucji wody do oceny zjawiska przewymiarowania sieci wodociągowej. Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna nt. „Współczesne problemy gospodarki wodno-ściekowej”, Kołobrzeg, 26-28 maja 1997. *Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Koszalińskiej*, 257-267
- 10) Kulbik, M. Doświadczenia z budowy i wdrażania modelu komputerowego Gdyńskiego Systemu Wodociągowego. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna* nr 7, tom LXIX, 1995, s. 230-233
- 11) Kruszyński, W. Modelowanie funkcjonowania elementów systemu dystrybucji wody w Wasilkowie. *INSTAL*, 2013, 6, (341), 45-47
- 12) McEnroe, B.M., Chase D.V., and Sharp, W.W. Field Testing Water Mains to Determine Carrying Capacity. *Miscellaneous Paper EL-89, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*. Vicksburg 1989, Mississippi, USA
- 13) Mielcarzewicz, E.W. Obliczanie systemów zaopatrzenia w wodę. *Arkady*. Warszawa, 2000, 461
- 14) Mostkov, M.A. *Gidravliceskij spravocnik*. Moskwa, 1959
- 15) Nowogoński, I., Kuczyński, D. Weryfikacja rozwiązań eksploatacyjnych istniejącej sieci wodociągowej miasta i gminy Cybinka przy wykorzystaniu modelu hydraulicznego. *INSTAL*, 2011, 1, (314), 52-55
- 16) Ogiółda, E., Nowogoński, I., Wasiukiewicz, K., Słowiński A. Analiza warunków pracy systemu zaopatrzenia w wodę w Lubaniu woj. dolnośląskie. *INSTAL*, 2015, 6, (362), 50-52
- 17) Ogiółda, E. Dębicki, B. Analiza warunków pracy zmodernizowanego systemu zaopatrzenia w wodę w Nowej Soli woj. lubuskie. *INSTAL*, 2014, 5, (351), 32 – 34

- 18) Pełka, H. Wpływ właściwości chemicznych wody na oporność hydrauliczną przewodów wodociągowych. *Ochrona Środowiska*, 1985, 2-3, (24-25), 19-24
- 19) Trębicka, A. Odzworowanie stanów zachowawczych podsystemu dystrybucji wody metodą symulacji komputerowej. *Inżynieria Ekologiczna*, 2011, 26, 59-67
- 20) Walski, T.M. Model calibration data: the good, the bad, and the useless. *Journal AWWA*, 2000, (92), issue 1, 94-99
- 21) Walski, T.M., Chase D.V., and Sawic D.A. Water distribution modeling. *Haestad Press*, Waterbury, 2001, CT, USA, 441

