

Urszula Olsińska, Katarzyna Skibińska

Modelowanie zmian jakości wody w systemie dystrybucji

Jakość wody wodociągowej może ulec pogorszeniu zarówno podczas jej magazynowania, jak i transportu [1–3]. O jakości wody docierającej do odbiorców współdecyduje jej skład w miejscu ujęcia, sposób jej oczyszczania, hydraulika zbiorników przeznaczonych do jej magazynowania, stan sieci wodociągowej (rodzaj materiału, jakość wykonania, czas i warunki eksploatacji, itp.) oraz stan przyłączy i instalacji wodociagowych. Czynniki odpowiedzialne za wtórne zanieczyszczenie wody w systemie dystrybucji można umownie podzielić na strukturalne, eksploatacyjne i jakościowe [4]. Do czynników strukturalnych należy materiał przewodów, w szczególności jeżeli materiał ten jest podatny na korozję [4–6]. Istotną rolę odgrywa też średnica przewodu, gdyż zużycie środka dezynfekcyjnego spowodowane reakcjami w warstwie przyściennej jest proporcjonalne do stosunku powierzchni ścian i pojemności przewodu wodociagowego [4,7–9]. Spośród czynników eksploatacyjnych należy natomiast wyróżnić prędkość przepływu wody rozważaną łącznie z czasem jej przebywania w systemie i strukturą sieci. Małe prędkości wody (często występujące np. w końcówkach sieci) i wynikający stąd wydłużony czas przebywania wody w systemie (zwłaszcza przy rozległej strukturze sieci) przyczynia się do pogorszenia jej jakości na skutek zaniku środka dezynfekcyjnego, a w konsekwencji – rozwoju mikroorganizmów [4,10–13]. Te same warunki hydrauliczne dodatkowo sprzyjają odkładaniu się na wewnętrznej powierzchni przewodów osadów, które na ogół stanowią dobre podłoże do rozwoju mikroorganizmów, co także prowadzi do obniżenia skuteczności dezynfekcji [4,14,15]. Znaczący wpływ na czas przebywania wody w systemie, a tym samym na jej jakość, ma właściwa eksploatacja zbiorników sieciowych oraz ich konstrukcja, decydująca o rodzaju przepływu przez zbiornik oraz o czasie zatrzymania wody, a więc także o stopniu zużycia dezynfektanta w zbiorniku [4,19–21]. Równie ważnym spośród czynników eksploatacyjnych jest ciśnienie wody, które powinno być utrzymywane na możliwie niskim poziomie, zwłaszcza jeśli w systemie występują strefy mieszania się wody ujmowanej z różnych źródeł. Zbyt wysokie ciśnienie może być przyczyną strat wody i awarii sieci [4,16–18]. Nagłe zmiany ciśnienia mogą natomiast powodować odrywanie się osadów i przenikanie do wody np. produktów korozji rur, a gwałtowne spadki ciśnienia skutkować mogą wtórnym jej zanieczyszczeniem w wyniku tzw. cofania się wody z instalacji wewnętrznych. Innym źródłem wtórnego skażenia bakteriologicznego wody jest niewłaściwie przeprowadzona dezynfekcja i płukanie przewodów po przeprowadzonych remontach i naprawach, czy też wymianie przewodów i armatury [4,17,22–24].

U podstaw wtórnego zanieczyszczenia wody leżą jednak czynniki jakościowe – głównie brak stabilności chemicznej i biologicznej wody. Brak stabilności chemicznej może prowadzić do korozji materiału rurociągów (agresywność wody) lub wytrącania się osadów na ich ściankach (brak równowagi węglanowo-wapniowej wody). Na skutek korozji do wody przedostają się produkty tego procesu, a przede wszystkim związki żelaza, cynku, ołowiu i miedzi [25]. Brak stabilności biologicznej, zdefiniowanej w pracach [1,26,27], spowodowany występowaniem w wodzie nieorganicznych i organicznych substratów pokarmowych, czyli związków azotu, fosforu i biodegradowalnych związków organicznych [4,12,28–38], umożliwia natomiast namnażanie bakterii oraz rozwój na wewnętrznych powierzchniach elementów systemu dystrybucji biofilmu, czyli zespołu organizmów będących mieszaniną mikroorganizmów (bakterii, grzybów i glonów), ich metabolitów oraz pozakomórkowych polimerów. W wodzie niestabilnej biologicznie mogą występować liczne bakterie (*Salmonella typhi*, *S. paratyphi A,B,C*, *S. sendai*, *Shigella dysenteriae*, *S. paradyenteriae*, *S. flexneri*, *Escherichia coli*, *Pasteurella tularensis*, *Vibrio cholerae*, *Mycobacterium tuberculosis*, *Legionella sp.*, *Leptospira sp.*, *Bacillus cereus*, *Clostridium perfringens*, *C. tetani*, *Yersinia enterocolitica*, *Y. pseudotuberculosis*), wirusy (Polio, *Coxsackie A*, *Coxsackie B*, *Echovirus*, *Hepatitis virus A*, *Norwalk agent*, *Rotavirus*) oraz pierwotniaki (*Giardia intestinalis*, *Cryptosporidium parvum*) [39]. Podobnie w biofilmie, wytworzonym w różnych systemach dystrybucji wody, stwierdzono obecność bakterii żelazowych (autotroficznych z rodzaju *Gallionella ferruginea*, *Thiobacillus ferrooxidans*; heterotroficznych lub mikсотroficznych z rodzaju *Siderocapsa*, *Leptothrix* i *Crenothrix*), bakterii siarkowych (autotroficznych i mikсотroficznych utleniających związki siarki, tj. z rodzaju *Beggiatoa* i *Thiobacillus* oraz heterotroficznych redukujących siarczyn *Desulfovibrio desulfuricans*, *Clostridium sp.*), bakterii nityfikacyjnych, denityfikacyjnych oraz *Escherichia coli*, patogenów z rodzaju *Acinetobacter*, *Aeromonas*, *Corynebacterium*, *Flavobacterium*, *Klebsiella*, *Legionella*, *Mycobacterium*, *Pseudomonas*, *Salmonella*, *Staphylococcus*, a także grzybów z rodzaju *Acremonium*, *Cladosporium*, *Fusarium*, *Phialophora*, *Penicillium*, *Sprocybe* [28].

Mikroorganizmy występujące w wodzie wodociągowej przyczyniają się do intensyfikacji korozji metali (korozja biologiczna) poprzez wytwarzanie produktów metabolizmu o charakterze kwasowym, hamowanie powstawania lub rozpuszczanie powłok antykorozyjnych i tworzenie ogniw tlenowych na powierzchni metali [28]. Głównie jednak powodują wyczerpywanie środka dezynfekcyjnego, prowadzące do niekontrolowanego wtórnego skażenia bakteriologicznego wody. Ze względu na sanitarne bezpieczeństwo wody dostarczanej odbiorcom, niezwykle istotna jest więc właściwie prowadzona

dezynfekcja końcowa wody i utrzymanie wymaganej zawartości środka dezynfekcyjnego w wodzie, która pozwala regulować liczebność bakterii w strumieniu oraz – z mniejszym skutkiem – także w biofilmie i osadach [4,34,40,41].

Dezynfektanty, obok reakcji ze związkami nieorganicznymi o charakterze redukcyjnym i bromkami, wchodzi w reakcje z organicznymi substancjami występującymi w wodzie tworząc tzw. uboczne produkty dezynfekcji [39]. Na kinetykę reakcji zachodzących w wodzie wodociągowej wpływ mają każdorazowo jej skład chemiczny, temperatura i pH. Rodzaj powstających produktów ubocznych zależy od rodzaju dezynfektanta zastosowanego do dezynfekcji końcowej wody. W przypadku stosowania dezynfektantów chlorowych w wodzie mogą powstawać chloroaldehydy, chlorofenole, haloacetonitryle, halo ketony, kwasy halogenooctowe, MX (3-chloro-4-dichlorometylo-5-hydroksy-2(5H)furanon) i trihalometany (THM), obejmujące chloroform (CHCl_3), bromodichlorometan (CHBrCl_2), chlorodibromometan (CHBr_2Cl) i bromoform (CHBr_3). Użycie dwutlenku chloru może natomiast powodować powstanie aldehydów, estrów, ketonów i związków aromatycznych [42]. Uboczne produkty dezynfekcji wpływają na pogorszenie jakości wody i stanowią zagrożenie dla zdrowia ludzi [43]. W celu zachowania odpowiedniej jakości wody niezbędne staje się poszukiwanie kompromisu pomiędzy wymaganą skutecznością dezynfekcji i powstawaniem szkodliwych dla zdrowia produktów ubocznych tego procesu.

Aby w pełni zrozumieć zależności pomiędzy wymienionymi czynnikami i ich ilościowy wpływ na jakość wody w systemie dystrybucji – mając na uwadze możliwości wdrożenia automatycznego sterowania jego elementami i podejmowania optymalnych decyzji – coraz częściej wykorzystuje się modele hydrauliczne i jakościowe układów wodociągowych [4,32,44,45].

W pracy podjęto próbę opracowania modelu fragmentu rozległego systemu zaopatrzenia w wodę, której celem było zidentyfikowanie odcinków sieci zagrożonych wystąpieniem niedoborów chloru pozostałego oraz ocena możliwości powstawania trihalometanów w wodzie.

Podstawy matematyczne modelu hydraulicznego i modelu jakości wody

W matematycznym opisie hydrauliki systemu wodociągowego wykorzystano podstawowe zależności [46], a mianowicie:

– bilans energii w postaci równania Bernoulliego w przypadku cieczy rzeczywistej:

$$\frac{P_1}{\gamma} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h \quad (1)$$

w którym:

P_1, P_2 – ciśnienie w przekrojach obliczeniowych 1–1 i 2–2, N/m^2

γ – ciężar właściwy wody, N/m^3

z_1, z_2 – wysokość geometryczna w przekrojach obliczeniowych 1–1 i 2–2, m

v_1, v_2 – prędkość średnia w przekrojach obliczeniowych 1–1 i 2–2, m/s

g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2

$\sum h$ – suma hydraulicznych strat miejscowych i liniowych, m

przy czym do obliczenia strat hydraulicznych na długości przewodu przyjęto wzór Darcy-Weisbacha, a do oszacowania udziału lokalnych strat hydraulicznych zastosowano równanie:

$$L_Z = \frac{ZD}{\lambda} \quad (2)$$

w którym:

L_Z – długość zastępcza, m

Z – współczynnik strat miejscowych

D – średnica przewodu, m

λ – współczynnik oporów liniowych

W układach pierścieniowych dodatkowo musi być spełnione II prawo Kirchhoffa, zgodnie z którym w obwodzie zamkniętym algebraiczna suma wysokości strat hydraulicznych jest równa zero:

$$\sum \Delta h_i = 0 \quad (3)$$

– prawo zachowania masy w węzłach w postaci:

$$\sum Q_i - U - \frac{dS}{dt} = 0 \quad (4)$$

w której:

Q_i – ilość wody dopływającej do węzła z i -tego przewodu, m^3/s

U – pobór wody w węźle, m^3/s

dS/dt – zmiana magazynowanej objętości w czasie (akumulacja wody w węźle), m^3/s

Do oceny zmian jakości wody w układach wodociągowych model hydrauliczny rozszerzono o równania (5), (6) i (7) [46]:

– adwekcyjnego transportu masy w przewodach:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = v_i \frac{\partial C_i}{\partial x} + \theta(C_i) \quad (5)$$

w którym:

C_i – zawartość składnika w i -tym przewodzie, g/m^3

v_i – średnia prędkość przepływu wody w i -tym przewodzie, m/s

$\theta(C_i)$ – równanie kinetyczne reakcji, $\text{g/m}^3\text{s}$

– bilansu masy w węźle z uwzględnieniem zjawiska mieszania:

$$C_{O_j} = \frac{\sum_{i=D_1} Q_{ij} C_{D_i} + U_j}{\sum_{i=D_j} Q_{ij}} \quad (6)$$

w którym:

C_{O_j} – zawartość składnika w odpływie z węzła j , g/m^3

O_j – dotyczy przewodów, w których następuje odpływ z węzła j

D_j – dotyczy przewodów, w których następuje dopływ do węzła j

Q_{ij} – ilość wody dopływającej do węzła j z i -tego przewodu, m^3/s

C_{D_i} – zawartość składnika w dopływie z i -tego przewodu, g/m^3

U_j – zawartość źródłowa w węźle j , g/m^3

– bilansu masy w zbiorniku w przypadku jego napełniania:

$$\frac{dC_k}{dt} = \frac{Q_{ik}}{V_k} (C_{D_i}(t) - C_k) + \theta(C_k) \quad (7)$$

w którym:

C_k – zawartość składnika w k -tym zbiorniku, g/m^3

$C_{D_i}(t)$ – zawartość składnika w i -tym przewodzie doprowadzającym w chwili t , g/m^3

Q_{ik} – ilość wody dopływającej do zbiornika k z i -tego przewodu, m^3/s

V_k – objętość k -tego zbiornika, m^3

$\theta(C_k)$ – równanie kinetyczne reakcji, g/m^3s

Podczas fazy opróżniania zbiornika równanie (7) można uprościć do postaci:

$$\frac{dC_k}{dt} = \theta(C_k) \quad (8)$$

Równania (7) i (8) opisują bilans masy wybranego reagenta w zbiorniku, przy założonym modelu przepływu z idealnym wymieszaniem, co jest tożsame z założeniem, że jakość wody w każdym miejscu w zbiorniku jest taka sama. Wybór właściwego modelu mieszania wody w zbiorniku jest istotny, ponieważ od założonego rodzaju przepływu wody przez zbiornik zależy średni rzeczywisty czas jej przebywania w systemie dystrybucji, a w konsekwencji – również jej jakość. Stąd też na etapie tworzenia modelu rozważono możliwość wystąpienia również innego typu mieszania wody w zbiorniku, zakładając w miejsce modelu przepływu z idealnym wymieszaniem model dwu- lub trójprzędziałowy, model przepływu tłokowego, a także tłokowego, któremu towarzyszy zjawisko tunelowania.

W omawianym modelu założono, że zużycie chloru przebiega zarówno w strumieniu wody, jak i w warstwie przyściennej, zgodnie z reakcją pierwszego rzędu:

$$\theta(C_{Cl_2}) = -KC_{Cl_2} \quad (9)$$

w której:

$\theta(C_{Cl_2})$ – szybkość reakcji, g/m^3s

C_{Cl_2} – zawartość chloru w chwili t , gCl_2/m^3

K – ogólna stała szybkości reakcji, $1/s$, wyznaczona z zależności (10) [46] lub (11) [49,50]:

$$K = k_b + \frac{k_w k_f}{R_H(k_w + k_f)} \quad (10)$$

$$K = k_b + k'_w \quad (11)$$

w których:

k_w – współczynnik reakcji w warstwie przyściennej, m/s

k_f – współczynnik transportu masy, m/s

k_b – stała szybkości reakcji w strumieniu wody, $1/s$

R_H – promień hydrauliczny przewodu, m

k'_w – stała szybkości reakcji w warstwie przyściennej, $1/s$

Przykładowe wartości stałych szybkości reakcji, w zależności od składu fizyczno-chemicznego wody, zostały podane w pracach [49,51–55].

W wypadku modelowania zmian zawartości THM słuszne wydaje się założenie, że ich powstawanie w warstwie przyściennej jest pomijalnie małe ($K=k_b$), a powstawanie THM w strumieniu wody przebiega zgodnie z równaniem kinetycznym pierwszego rzędu [56]:

$$\frac{dC_{\Sigma THM}}{dt} = k_b C_{\Sigma THM} \quad (12)$$

w którym:

$C_{\Sigma THM}$ – suma THM po czasie t , g/m^3

Wybór typu reakcji podyktowany był rodzajem dostępnych danych, choć niewątpliwie większą precyzję modelu można osiągnąć wykorzystując reakcję drugiego rzędu [57], tj. pierwszego rzędu względem chloru i pierwszego rzędu względem wolno reagujących prekursorów THM:

$$\frac{dC_{\Sigma THM}}{dt} = k_b C_{Cl_2} C_{PTHM} \quad (13)$$

w której:

C_{Cl_2} – zawartość chloru w chwili t , gCl_2/m^3

C_{PTHM} – zawartość wolno reagujących prekursorów THM w chwili t , g/m^3

k_b – stała szybkości reakcji w strumieniu wody, $m^3/g \cdot s$

Wartości stałych szybkości reakcji do równania (13) w przypadku wód powierzchniowych i podziemnych zawarte są w pracy [57].

Przedmiot modelowania

Modelowanie przeprowadzono wykorzystując fragment rozległego systemu wodociągowego, w którym lokalnie występowały problemy z zachowaniem pozostałego dezynfektanta i prowadzone było dochlorowywanie wody bezpośrednio w sieci (węzeł Cl_2 – rys. 1). Przedmiotowy fragment sieci wodociągowej obejmował:

- dwie stacje oczyszczania wody, tj. stację A ujmującą wodę podziemną i stację B zasilaną wodą powierzchniową. Dezynfekcja wody w stacji A polega na końcowym dawkowaniu chloranu(I) sodu do przewodu ssawnego pomp Π^0 , natomiast dezynfekcja wody w stacji B przebiega w kilku etapach – ozonowanie wstępne, ozonowanie pośrednie oraz chlorowanie końcowe polegające na dawkowaniu chloru do rurociągu ssawnego pomp Π^0 ,

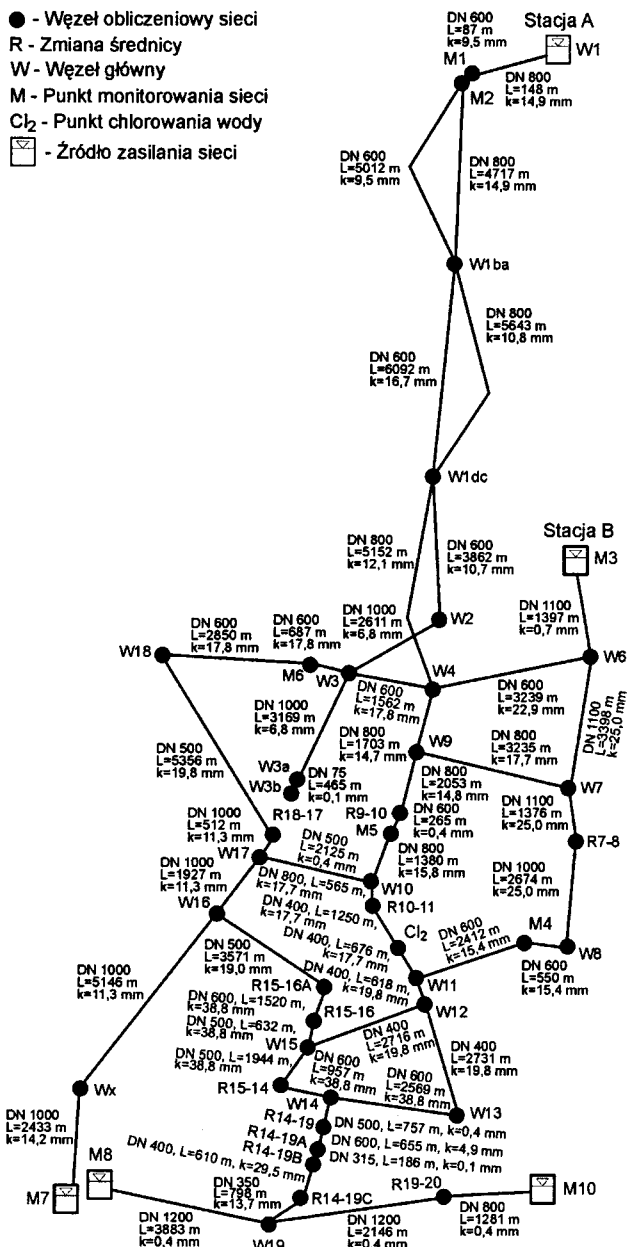
- zbiornik sieciowy (węzły M7 i M8 – rys. 1),

- przewody wodociągowe o długości około 115 km i średnicach od 75 mm do 1200 mm, wykonane ze stali, żeliwa szarego, żeliwa sferoidalnego i polietylenu (przewody stalowe pochodzą głównie z lat 1904–1994, przewody z żeliwa szarego – z lat 1954–1973, z żeliwa sferoidalnego – z lat 1998–2005, natomiast przewody z PE zbudowane były w 2003 r.).

Analizowany system wodociągowy jest zasilany ze stacji A i B, zbiornika sieciowego oraz w węźle M10 i monitorowany w sposób ciągły w dziewięciu punktach usytuowanych na przewodach tłocznych pompowni Π^0 , przy zbiorniku sieciowym i w czterech dodatkowych miejscach sieci, w których – w odstępach dwugodzinnych – dokonywany jest pomiar chwilowego objętościowego natężenia przepływu wody i odpowiadającej mu chwilowej wysokości ciśnienia.

Model geometryczny

Model geometryczny, którego schemat zamieszczono na rysunku 1, stanowi uproszczone odzwierciedlenie geometrii analizowanego fragmentu systemu dystrybucji wody. Schematyzacja obiektu modelowania była niezbędna ze względu na fakt, iż symulacje zmian jakości wody prowadzone były przy użyciu demonstracyjnej wersji programu WaterCad 6, umożliwiającej analizę systemu złożonego co najwyżej z 25 odcinków. Uproszczenie obiektu modelowania polegało na przesunięciu rozbiórów skupionych ze studni sprzedażowych do węzłów głównych sieci przy pomocy metody Krotowa [58],



Rys. 1. Schemat analizowanego fragmentu systemu dystrybucji wody

której zastosowanie wymagało wstępnego ustalenia kierunku i wartości przepływów w poszczególnych odcinkach sieci. W tym celu wykorzystano zbiór danych, na który składał się średniomiesięczny pobór wody w studniach sprzedażowych (określony jako średnia miesięczna objętość wody sprzedanej w czasie trzech miesięcy (od XII 2005 r. do II 2006 r.) oraz dane z monitoringu *on-line* w punktach granicznych przedmiotowego fragmentu sieci (M1, M2, M3, M7, M8, M10). Węzły w schemacie obliczeniowym założono w miejscach rozgałęzień przewodów, przy zasuwach stale zamkniętych i armaturze pomiarowej, przy pompowniach, ujęciach oraz zbiornikach sieciowych. Dodatkowe węzły oznaczone symbolem R wskazują jedynie miejsce zmiany średnicy przewodu.

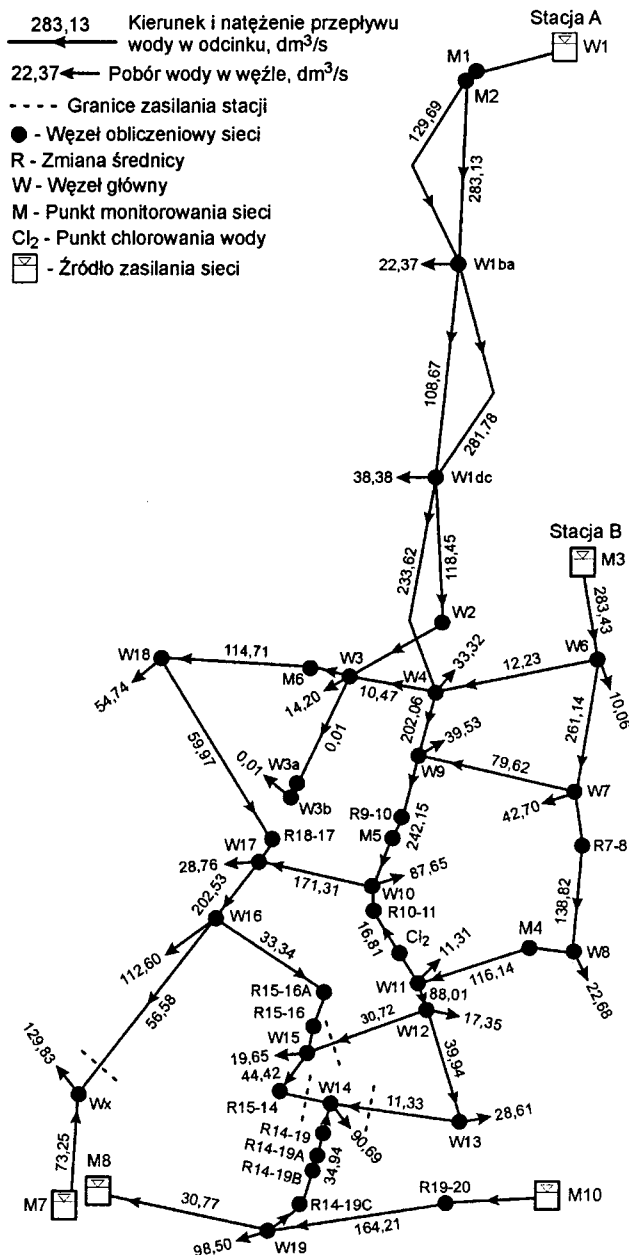
Na tym etapie schematyzacji uzyskano model składający się z 51 odcinków o znanych długościach i średnicach oraz chropowatościach bezwzględnych, obliczonych jako wartości średnioważone w odcinkach obliczeniowych, składających się z kilku przewodów o tej samej średnicy nominalnej, lecz

wykonanych z różnych materiałów. W przypadku przewodów z PE, żeliwa sferoidalnego i stalowych z powłoką cementową przyjęto wartości chropowatości bezwzględnej odpowiednio na poziomie 0,1 mm (PE) i 0,4 mm, natomiast w przypadku rur stalowych i z żeliwa szarego wartości te obliczono na podstawie wieku przewodów i jakości wody [59].

W modelu ostatecznie pominięto lokalne straty hydrauliczne, ponieważ w analizowanym fragmencie sieci długość zastępcza elementów stanowiących przeszkody lokalne (trójniki, zasuwy itp.) stanowiła średnio jedynie 0,04% całkowitej długości przewodów.

Model hydrauliczny

Układ równań (1)–(4) rozwiązano wstępnie za pomocą programu Woda 11.9 metodą Ilina-Kalinkina [48]. Wyniki symulacji pracy sieci w warunkach przepływów średnich przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 2. Wyniki symulacji hydraulicznych przy średnim poborze wody

Tabela 1. Zestawienie porównawcze obliczonych natężeń przepływów (Q) i wysokości ciśnień (H) z wynikami pomiarów

| Punkt | Wartości zmierzone | | Wartości obliczone | | Błąd względny, % | | | |
|-------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------|------|----------------------|------|
| | Q, m ³ /s | H, mH ₂ O | Q, m ³ /s | H, mH ₂ O | obliczony | | dopuszczalny wg [46] | |
| | | | | | Q | H | Q | H* |
| M1+M2 | 0,39 ±0,06 | 76 | 0,41 | 72,4 | 5,0 | 4,7 | 5 | 4,1 |
| M3 | 0,23 ±0,12 | 67 | 0,28 | 67,0 | 22,0 | 0,0 | 5 | 4,6 |
| M4 | 0,10 ±0,02 | 58,6 | 0,12 | 56,5 | 20,0 | 3,6 | 5 | 5,3 |
| M5 | 0,26 ±0,04 | 58 | 0,24 | 59,1 | 7,7 | 1,9 | 5 | 5,3 |
| M6 | 0,08 ±0,03 | 29 | 0,11 | 25,2 | 37,5 | 13,1 | 5 | 10,7 |
| M7 | 0,07 ±0,04 | 23 | 0,07 | 19,7 | 0,0 | 14,3 | 10 | 13,4 |
| M8 | 0,05 ±0,02 | 23 | -0,03 | 19,3 | - | 16,0 | 10 | 13,4 |
| M10 | 0,16 ±0,12 | 57 | 0,16 | 58,5 | 0,0 | 2,6 | 5 | 5,4 |

*wartość obliczona jako 15% maksymalnego spadku ciśnienia w całym systemie

Weryfikacji zaproponowanego modelu hydraulicznego dokonano porównując wartości natężenia przepływu i odpowiadających im wysokości ciśnienia uzyskane na drodze symulacji z wartościami zmierzonymi w terenie. Zmierzone natężenia przepływu wyrażone zostały jako wartości średnie, obliczone z chwilowych natężeń przepływu zarejestrowanych w poszczególnych punktach monitorowania sieci w okresie objętym analizą, nazywanych dalej przepływami średnimi chwilowymi, natomiast zmierzone wysokości ciśnienia wybrane zostały ze zbioru wyników pomiarów chwilowych tak, aby odpowiadały chwilowemu natężeniu przepływu o wartościach zbliżonych do przepływu średniego chwilowego.

Prognozowane wartości natężenia przepływu w większości przypadków nie odbiegały od zmierzonych wartości objętościowego natężenia przepływu o wartość przekraczającą odchylenie standardowe, a odchylenie względne obliczonych wysokości ciśnienia różniło się jedynie w nieznacznym stopniu od wartości sugerowanych w literaturze [46] (tab. 1).

Obserwowane rozbieżności między wartościami prognozowanymi i zmierzonymi spowodowane były pominięciem (w praktyce prawdopodobnego) zasilania przedmiotowego fragmentu sieci w węźle W18 z innego (niż rozpatrywane) źródła wody, oparciem obliczeń na wartościach średnich poboru wody w studniach sprzedażowych oraz oszacowaniem chropowatości naturalnej ścian przewodów na podstawie formuł uproszczonych, bez znajomości jakości wody i jej zmian w trakcie wieloletniej eksploatacji sieci.

Symulacja zmian zawartości chloru wolnego i THM

Zweryfikowany model hydrauliczny wprowadzono do programu WaterCad 6.0 (wersja demonstracyjna), w którym równania (1)–(8) rozwiązano metodą gradientu [47]. Analizie poddano dwie wydzielone części badanego systemu dystrybucji, z których pierwsza odpowiadała zasięgowi wpływu stacji oczyszczania wody B, a druga zasięgowi stacji A. Podziału dokonano w oparciu o wyniki symulacji hydraulicznej przeprowadzonej przy średnim poborze wody. W wypadku obu modeli jakościowych zaproponowanych do prognozowania zmian jakości wody w sieci przeprowadzono kalibrację, której celem było dopasowanie stałej szybkości reakcji tak, aby zawartość rozpatrywanego związku, uzyskana jako wynik symulacji, odpowiadała wartościom rzeczywistym, obserwowanym w punktach pomiarowych. Wartości stałych szybkości reakcji przyjęto wstępnie na podstawie danych literaturowych [49–55,57] odpowiednio do wskaźników jakości wody, oznaczonych w czasie objętym analizą (tab. 2).

Tabela 2. Zestawienie wybranych wskaźników jakości wody dostarczanej do sieci

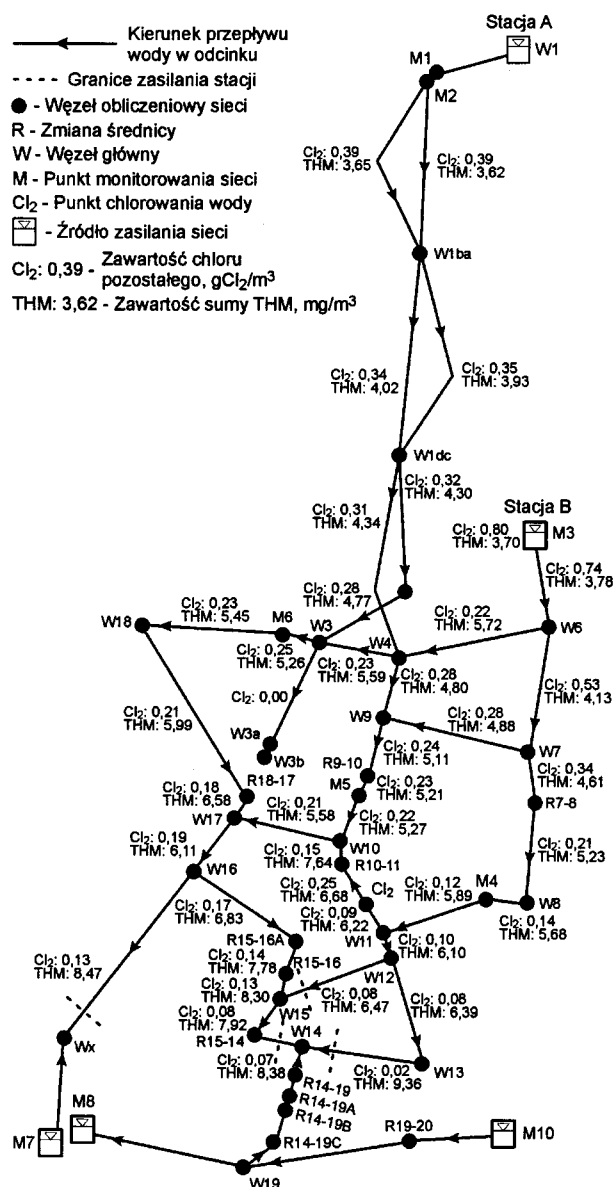
| Wskaźnik, jednostka | Stacja A | Stacja B |
|---|----------|----------|
| Temperatura, °C | 9 | 3 |
| pH | 7,6 | 7,2 |
| Utlenialność, gO ₂ /m ³ | 0,8 | 2,8 |
| OWO, gC/m ³ | 0,33 | 3,96 |
| Chlor wolny, gCl ₂ /m ³ | 0,41 | 0,80 |
| Suma THM, mg/m ³ | 3,50 | 3,70 |

Kalibrację modelu zmian zawartości chloru pozostałego w wodzie w części systemu zasilanej ze stacji B rozpoczęto od teoretycznie wyznaczonej wartości stałej szybkości zużycia chloru $K=3,5 \cdot 10^{-5}$ 1/s. Największą zgodność wyników symulacji z zawartością chloru pozostałego oznaczonego w wodzie w punktach monitorowania sieci uzyskano przy $K=4,0 \cdot 10^{-5}$ 1/s. W wypadku fragmentu systemu zasilanego wodą ze stacji A kalibrację zakończono przy wartości $K=0,9 \cdot 10^{-5}$ 1/s. Wyniki symulacji, przy zawartości chloru wolnego 0,3 gCl₂/m³ w wodzie za stacją dochlorowania, przedstawiono w formie graficznej na rysunku 3.

Na tym samym schemacie zamieszczono również wyniki przeprowadzonej w analogiczny sposób kalibracji modelu przeznaczonego do prognozowania zmian zawartości sumy THM. Wyniki symulacji były najbardziej zbliżone do wyników pomiarów przy wartościach stałej szybkości reakcji powstawania THM odpowiednio $K=1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/s – woda ze stacji B oraz $K=0,8 \cdot 10^{-5}$ 1/s – woda ze stacji A.

Do weryfikacji modeli jakościowych wykorzystano pomiary zawartości analizowanych związków w próbkach wody pobranych w punktach monitorowania sieci. Porównania zmierzonych i obliczonych zawartości chloru i THM dokonano w tabelach 3 i 4, przy czym w węzłach W4, W9 i W15 podano stężenia równowagowe, uwzględniając fakt, że węzły te są zasilane z obydwu zakładów oczyszczania wody.

Analizując odchylenia wartości otrzymanych w wyniku symulacji i danych doświadczalnych można przyjąć, iż zaproponowany model był wystarczający zarówno do opisu zmian zawartości chloru pozostałego w wodzie, jak i sumy THM. Większość różnic wartości zmierzonych i obliczonych zawartości chloru wolnego zawierała się bowiem w granicach błędów jego pomiaru zastosowaną metodą kolorymetryczną z siarczanem N,N-dietylo-p-fenylenodiaminy (DPD), który według [60] wynosi 0,035 gCl₂/m³. W wypadku zawartości sumy THM prawie połowa odchyłań względnych wartości prognozowanych od zmierzonych była niższa niż dokładność zastosowanej



Rys. 3. Wyniki symulacji zawartości chloru wolnego i sumy THM w wodzie przy średnim poborze i dochlorowaniu wody w węźle Cl₂

Tabela 3. Weryfikacja modelu do prognozowania zmian zawartości chloru pozostałego (gCl₂/m³) w wodzie

| Numer węzła | Źródło wody – stacja B; K=4,0·10 ⁻⁵ 1/s | | | Źródło wody – stacja A; K=0,9·10 ⁻⁵ 1/s | | |
|-------------|--|-------------------|--------------------------------|--|-------------------|--------------------------------|
| | wartość zmierzona | wartość obliczona | wartość bezwzględna odchylenia | wartość zmierzona | wartość obliczona | wartość bezwzględna odchylenia |
| W6 | 0,45 | 0,67 | 0,22 | – | – | – |
| W7 | 0,18 | 0,40 | 0,22 | – | – | – |
| W11 | 0,07 | 0,11 | 0,04 | – | – | – |
| W13 | 0,10 | 0,07 | 0,03 | – | – | – |
| W1dc | – | – | – | 0,29 | 0,33 | 0,04 |
| M6 | – | – | – | 0,26 | 0,25 | 0,01 |
| W18 | – | – | – | 0,18 | 0,23 | 0,05 |
| R18-17 | – | – | – | 0,19 | 0,20 | 0,01 |
| W4 | – | – | – | 0,31 | 0,28* | 0,03 |
| W9 | – | – | – | 0,22 | 0,25* | 0,03 |
| M5 | – | – | – | 0,30 | 0,23 | 0,07 |
| R15-16A | – | – | – | 0,08 | 0,15 | 0,07 |
| W15 | – | – | – | 0,09 | 0,09* | 0,00 |

*wartość obliczona z uwzględnieniem mieszania się wody z obu stacji

metody analitycznej (chromatografia gazowa), która według pomiarów wewnątrzlaboratoryjnych wynosiła 12,7%. Jednocześnie żadne z nich nie przekroczyło 100%, która to wartość odpowiada powszechnie akceptowalnemu kryterium oceny modeli jakościowych. Wykazane odchylenia prawdopodobnie były następstwem – obok wcześniej wspomnianych uproszczeń – przyjęcia względnie wysokiego stopnia uproszczenia modelu geometrycznego, fragmentaryczności przeprowadzonych analiz i braku koordynacji czasowej pomiarów zawartości chloru pozostałego w wodzie w poszczególnych punktach systemu wodociągowego.

Zastosowanie modelu kinetycznego pierwszego rzędu do opisu tworzenia się THM było prawdopodobnie źródłem różnic między wartościami prognozowanymi i wynikami pomiarów sumy THM w węzłach W12 i W13 (tab. 4). Taki model może bowiem prowadzić do otrzymania zaniżonych wyników symulacji, szczególnie w wypadku wody o względnie wysokiej zawartości naturalnych związków organicznych (tab. 2) pozostających w kontakcie z wolnym chlorem. Odchylenia te będą tym większe, im węzeł obliczeniowy będzie bardziej oddalony od źródła zasilania.

Z przeprowadzonych symulacji zmian zawartości wolnego chloru pozostałego w wodzie w warunkach średniego poboru wynika, iż na odcinkach W11-Cl₂, W12-W15, W15-R15-14, R15-14-W14, W12-W13, W13-W14, W3-W3a i W3a-W3b (rys. 3) jego zawartość była mniejsza od 0,1 gCl₂/m³. A zatem obecna lokalizacja tej stacji, przy zawartości chloru wolnego w wodzie za węzeł Cl₂ równej 0,3 gCl₂/m³, nie rozwiązuje w pełni problemu deficytu chloru pozostałego w wodzie. Ustalenie właściwej lokalizacji stacji dochlorowania w tym fragmencie sieci będzie przedmiotem badań.

Wnioski

♦ Zaproponowany model matematyczny fragmentu eksploatowanego systemu dystrybucji wody, zasilanego w czasie objętym analizą głównie przez stację A (woda podziemna) i stację B (woda powierzchniowa), można uznać za wystarczająco dokładnie opisujący zużycie chloru wolnego i powstawanie trihalometanów w wodzie podczas jej transportu do odbiorców.

Tabela 4. Weryfikacja modelu do prognozowania zmian zawartości sumy THM (mg/m^3) w wodzie

| Numer węzła | Źródło wody – stacja B; $K=1,0 \cdot 10^{-5}$ 1/s | | | Źródło wody – stacja A; $K=0,8 \cdot 10^{-5}$ 1/s | | |
|-------------|---|-------------------|--------------|---|-------------------|--------------|
| | wartość zmierzona | wartość obliczona | odchylenie % | wartość zmierzona | wartość obliczona | odchylenie % |
| W7 | 4,40 | 4,40 | 0,0 | – | – | – |
| R7-8 | 4,40 | 4,85 | 10,2 | – | – | – |
| W8 | 5,30 | 5,66 | 6,8 | – | – | – |
| C12 | 5,90 | 6,39 | 8,3 | – | – | – |
| W12 | 9,00 | 6,13 | 31,9 | – | – | – |
| W13 | 12,50 | 6,68 | 46,6 | – | – | – |
| W1ba | – | – | – | 4,10 | 3,78 | 7,8 |
| R9-10 | – | – | – | 4,20 | 5,21 | 24,0 |
| M5 | – | – | – | 4,20 | 5,22 | 24,3 |
| W16 | – | – | – | 7,10 | 6,30 | 11,3 |
| R15-16A | – | – | – | 5,90 | 7,41 | 25,6 |
| R15-14 | – | – | – | 10,30 | 8,20 | 20,4 |

♦ W celu zwiększenia dokładności prognozy należy doświadczalnie sprawdzić wartości stałych szybkości zaniku chloru wolnego i reakcji tworzenia THM w wodzie dostarczonej z różnych źródeł, uwzględniając sezonowe zmiany jej jakości, a także ocenić metodą pośrednią rzeczywisty stan losowo wybranych odcinków sieci oraz uaktualnić rzędne położenia węzłów obliczeniowych.

♦ Z uwagi na wpływ zawartości chloru wolnego w wodzie na powstawanie THM wskazane jest powtórzenie symulacji za pomocą modelu drugiego rzędu powstawania THM.

♦ W następnym etapie model wymaga weryfikacji przy pomocy wyników pomiarów chwilowych wartości parametrów hydraulicznych i jakości wody, reprezentatywnych przy wszystkich możliwych stanach pracy tego systemu.

♦ Omówione działania pozwolą na opracowanie matematycznego modelu systemu dystrybucji wody mogącego bezpiecznie służyć w podejmowaniu decyzji i zarządzaniu przedsiębiorstwem wodociągowym. Możliwość wytypowania za jego pomocą obszarów wymagających szczególnej kontroli jakości wody pozwoli na obniżenie kosztów w stosunku do ponoszonych na jej prowadzenie w całym systemie dystrybucji wody.

LITERATURA

1. M. ZHANG *et al.*: Biostability and microbiological quality in a chloraminated distribution system. *Journal AWWA*, 2002, Vol. 94, No. 9, pp. 112–122.
2. J.T. OCONNOR *et al.*: Deterioration of Water Quality in Distribution Systems. *Journal AWWA*, 1975, Vol. 67, No. 3, pp. 113–116.
3. T.E. LARSON: Deterioration of Water Quality in Distribution Systems. *Journal AWWA*, 1966, Vol. 58, No. 10, p. 1307.
4. M. BESNER *et al.*: Understanding distribution system water quality. *Journal AWWA*, 2001, Vol. 93, No. 7, pp. 101–114.
5. D.M. HOLT *et al.*: Importance of disinfectant demand of materials for maintaining residuals in drinking water distribution systems. *Water Supply IWSA*, 1998, Vol. 16, No. 3, p. 181.
6. L. KIENE, W. LU, Y. LEVI: Relative importance of phenomena responsible for chlorine decay in drinking water distribution systems. *Water Science & Technology*, 1998, Vol. 38, No. 6, pp. 219–227.
7. W. LU, L. KIENE, Y. LEVI: Chlorine demand of biofilms in water distribution systems. *Water Research*, 1999, Vol. 33, No. 3, pp. 827–835.
8. P. BISWAS, C. LU, R.M. CLARK: A model of chlorine concentration decay in pipes. *Water Research*, 1993, Vol. 27, No. 12, pp. 1715–1724.
9. N.S. TANSLEY, L.F. BRAMER: Chlorine residual modeling in distribution: Improvement of taste and maintenance of effective disinfection. *Journal AWWA*, 1993, Vol. 72, No. 11, p. 626.
10. J.T. CARTER, Y. LEE, S.G. BUCHBERGER: Correlations between travel time and water quality in a dead-end loop. *Proc. AWWA WQTC*, Denver 1997.
11. A. KERNEIS *et al.*: Effects of water residence time on biological quality in distribution network. *Water Research*, 1995, Vol. 29, No. 7, pp. 1719–1727.
12. I.C. ESCOBAR, A.A. RANDALL: Case study: Ozonation and distribution system biostability. *Journal AWWA*, 2001, Vol. 93, No. 10, pp. 77–89.
13. M.W. LeCHEVALLIER *et al.*: Coliform regrowth in drinking water: A review. *Journal AWWA*, 1990, Vol. 82, No. 11, pp. 74–86.
14. V. GAUTHIER *et al.*: Organic matter as loose deposits in drinking water distribution system. *Water Research*, 1999, Vol. 33, No. 4, pp. 1014–1026.
15. M.W. LeCHEVALLIER, T.M. BABCOCK, R.G. LEE: Examination and characterization of distribution system biofilms. *Applied & Environmental Microbiology*, 1987, Vol. 53, pp. 2714–2724.
16. A. HABIBIAN: Developing and utilizing databases for water main rehabilitation. *Journal AWWA*, 1992, Vol. 84, No. 7, pp. 75–79.
17. M.W. LeCHEVALLIER: The case for maintaining a disinfectant residual. *Journal AWWA*, 1999, Vol. 91, No. 1, pp. 86–94.
18. M.W. LeCHEVALLIER *et al.*: Pathogen intrusion into potable water. *Proc. AWWA WQTC*, Tampa, Fl. 1999.
19. V. GAUTHIER *et al.*: Storage tank management to improve drinking water quality: Case study. *Journal Water Resources Planning & Management*, 2000, Vol. 126, No. 4, pp. 221–228.
20. W.M. GRAYMAN, R.M. CLARK: Using computer models to determine the effect of storage on water quality. *Journal AWWA*, 1993, Vol. 85, No. 7, pp. 67–77.
21. W.M. GRAYMAN *et al.*: Mixing and aging of water in distribution system storage facilities. *Journal AWWA*, 2004, Vol. 96, No. 9, pp. 70–80.
22. N. PIZZI: Optimizing distribution system operations. *Opflow*, 1996, Vol. 22, No. 11, p. 1.
23. C.N. HAAS *et al.*: Chlorine demand in disinfecting water mains. *Journal AWWA*, 2002, Vol. 94, No. 1, pp. 97–102.

24. R.W. BULEOW *et al.*: Disinfection of new water mains. *Journal AWWA*, 1976, Vol. 68, No. 6, pp. 283–288.
25. A.L. KOWAL: Przyczyny i zapobieganie zmianom jakości wody w systemach wodociągowych. *Ochrona Środowiska*, 2003, nr 4, ss. 3–6.
26. P.J. OLLOS, P.M. HUCK, R.M. SLAWSON: Factors affecting biofilm accumulation in model distribution systems. *Journal AWWA*, 2003, Vol. 95, No. 1, pp. 87–97.
27. B.E. RITTMANN, V.L. SNOEYINK: Achieving biologically stable drinking water. *Journal AWWA*, 1984, Vol. 78, No. 10, pp. 106–114.
28. M. ŚWIDERSKA-BRÓŹ: Skutki braku stabilności biologicznej wody wodociągowej. *Ochrona Środowiska*, 2003, nr 4, ss. 7–12.
29. I. MIETTINEN, T. VARTIAINEN, T. MARTIKAINEN: Determination of assimilable organic carbon in humus-rich drinking waters. *Water Research*, 1999, Vol. 33, No. 10, pp. 2277–2282.
30. A. SATHASIEVAN *et al.*: Role of inorganic phosphorus in controlling regrowth in water distribution system. *Water Science & Technology*, 1997, Vol. 35, No. 8, pp. 37–44.
31. P. LAURENT *et al.*: Microbiological quality before and after nanofiltration. *Journal AWWA*, 1999, Vol. 91, No. 10, pp. 62–72.
32. P. LAURENT *et al.*: Testing the SANCHO model on distribution systems. *Journal AWWA*, 1997, Vol. 89, No. 7, pp. 92–103.
33. M. PREVOST *et al.*: Suspended bacterial biomass and activity in full-scale drinking water distribution systems: Impact of water treatment. *Water Research*, 1998, Vol. 32, No. 5, pp. 1393–1406.
34. L. MATHIEU *et al.*: Parametres gouvernant la proliferation bacterienne dans les reseaux de distribution. *Sci. Eau*, 1992, Vol. 5, p. 91.
35. P. SERVAIS *et al.*: Studies of BODC and bacterial dynamics in the drinking water distribution system of northern Parisian suburbs. *Sci. Eau*, 1992, Vol. 5, p. 69.
36. D. Van der KOOIJ: Assimilable organic carbon as an indicator of bacterial regrowth. *Journal AWWA*, 1992, Vol. 84, No. 2, pp. 57–65.
37. M.W. LeCHEVALLIER, N.J. WELCH, D.B. SMITH: Full-scale studies of factors related to coliform regrowth in drinking water. *Applied & Environmental Microbiology*, 1996, Vol. 62, No. 7, pp. 2201–2211.
38. C. VOLK, J.C. JORET: Parametres predictifs de l'apparition des coliformes dans les reseaux de distribution d'eau d'alimentation. *Sci. Eau*, 1994, Vol. 7, p. 131.
39. J. NAWROCKI, S. BIŁOZOR [Red.]: Uzdatnianie wody. *Procesy chemiczne i biologiczne*. PWN, Warszawa–Poznań 2000.
40. D. Van der KOOIJ *et al.*: Maintaining quality without a disinfectant residual. *Journal AWWA*, 1999, Vol. 91, No. 1, pp. 55–64.
41. C.N. HAAS: Benefits of using a disinfectant residual. *Journal AWWA*, 1999, Vol. 91, No. 1, pp. 65–69.
42. J.R. DOJLIDO: Uboczne produkty dezynfekcji wody. PZITS, Warszawa 2002.
43. Wytyczne WHO dotyczące jakości wody do picia. Wydanie drugie, tom 1, Zalecenia. PZITS, Warszawa 1998.
44. A. ELTON, L.F. BRAMMER, N.S. TANSLEY: Water quality modelling in distribution networks. *Journal AWWA*, 1995, Vol. 87, No. 7, pp. 44–52.
45. R.M. CLARK: Modeling water quality changes and contaminant propagation in drinking water distribution systems: A US perspective. *Journal Water SRT-Aqua*, 1994, Vol. 43, No. 3, p. 133.
46. T.M. WALSKI *et al.*: Advanced water distribution modeling and management. Haestad Press, Waterbury 2003.
47. *WaterCad users guide*. Haestad Methods 2002.
48. T. NIEDERLIŃSKA: Dobór średnic i symulacja sieci wodociągowych. *Opis programu WODA*, 1998.
49. N.B. HALLAM *et al.*: The decay of chlorine associated with the pipe wall in water distribution systems. *Water Research*, 2002, Vol. 36, No. 14, pp. 3479–3488.
50. L.A. ROSSMAN *et al.*: DBP formation kinetics in a simulated distribution system. *Water Research*, 2001, Vol. 35, No. 14, pp. 3483–3489.
51. W. SUNG *et al.*: Modeling DBP formation. *Journal AWWA*, 2000, Vol. 92, No. 5, pp. 53–63.
52. L. COZZOLINO, D. PIANESE, F. PIROZZI: Control of DBPs in water distribution systems through optimal chlorine dosage and disinfection station installation. *Desalination*, 2005, Vol. 176, No. 1–3, pp. 113–125.
53. J.-L. GAGNON: Chlorine modeling case study for the Seine network located in the Paris suburbs area. *Mat. konf. „Zaopatrzenie w wodę miast i wsi”*, tom 2, PZITS, Poznań 1998, ss. 129–140.
54. W.E. ELSHORBAGY, H. ABU-QDAIS, M.K. ELSHEAMY: Simulation of THM species in water distribution systems. *Water Research*, 2000, Vol. 34, No. 13, pp. 3431–3439.
55. S.H. MAIER, R.S. POWELL, C.A. WOODWARD: Calibration and comparison of chlorine decay models for a test water distribution system. *Water Research*, 2000, Vol. 34, No. 8, pp. 2301–2309.
56. M. ABD EL-SHAIFY, A. GRUNWALD: THM formation in water supply in south Bohemia, Czech Republic. *Water Research*, 2000, Vol. 34, No. 13, pp. 3453–3459.
57. H. GALLARD, U. von GUNTEN: Chlorination of natural organic matter: Kinetics of chlorination and of THM formation. *Water Research*, 2002, Vol. 36, No. 1, pp. 65–74.
58. E.W. MIELCARZEWICZ: *Obliczanie systemów zaopatrzenia w wodę*. Arkady, Warszawa 2000.
59. C. GRABARCZYK: *Przepływy cieczy w przewodach. Metody obliczeniowe*. Envirotech, Poznań 1997.
60. *Materiały firmowe Hach-Lange*, 2006.

Olsińska, U., Skibińska, K. Modeling of Water Quality Changes in the Distribution System. *Ochrona Środowiska* 2007, Vol. 29, No. 2, pp. 33–40.

Abstract: Mathematical modeling of water distribution systems has become an increasingly frequent mode made use of in the processes of automatic control and management in water supply systems. The paper presents the hydraulic model of a part of the water supply system that is combined with the mass transport model and with the kinetics of the first-order reactions of chlorine depletion and trihalomethane (THM) formation. The

model proposed was positively verified via measured data. The majority of the deviations of residual chlorine content and ΣTHM from relevant measured values did not exceed 30%. These findings substantiated the reliability of the model when applied to forecasting not only the free chlorine content but also the ΣTHM value in the water during transport to the users. Computer simulations enabled additional identification of the pipe sections where a local deficiency of residual chlorine in the water occurred.

Keywords: Modelling, water distribution systems, disinfection, chlorine, trihalomethanes, water quality deterioration.