

Raport Badawczy
Research Report

RB/19/2013

**Modelowanie miejskich
sanitarnych sieci
kanalizacyjnych**

L. Bogdan, G. Petriczek

Instytut Badań Systemowych
Polska Akademia Nauk

Systems Research Institute
Polish Academy of Sciences



POLSKA AKADEMIA NAUK

Instytut Badań Systemowych

ul. Newelska 6

01-447 Warszawa

tel.: (+48) (22) 3810100

fax: (+48) (22) 3810105

Kierownik Zakładu zgłaszający pracę:
Prof. nadzw. dr hab. inż. Jan Studziński

Warszawa 2013

**MODELOWANIE MIEJSKICH SANITARNYCH SIECI
KANALIZACYJNYCH**

LUCYNA BOGDAN, GRAŻYNA PETRICZEK

Warszawa, 2013

SPIS TREŚCI

1.	ALGORYTMY OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH	
1.1.	PODTAWOWE PROBLEMY	3
1.2.	ALGORYTM OBLICZANIA SIECI KANALIZACYJNEJ	4
1.3.	ANALIZA ZALEŻNOŚCI MIĘDZY PRZEPLYWAMI A ŚREDNICAMI I SPADKAMI	9
1.4.	ALGORYTM OBLICZANIA ŚREDNIC KANAŁÓW I SPADKÓW DLA ZADANYCH WARTOŚCI PRZEPLYWÓW	11
1.5.	PRZYKŁADOWA SYMULACJA SIECI KANALIZACYJNEJ	13
2.	DYNAMICZNE MODELE PRZEPLYWU ŚCIEKÓW	
2.1.	UPROSZCZONE MODELE PRZEPLYWU ŚCIEKÓW	17
2.2.	OBLICZANIE NATĘŻENIA DOPIŁYWÓW	23
2.3.	ALGORYTM OBLICZANIA MODELU DYNAMICZNEGO SIECI	25
3.	PEWNE ZAGADNIENIA PRZEPLYWU ZANIECZYSZCZEŃ W KANALIZACJI	
3.1.	BIODEGRADACJA ŚCIEKÓW W KANALIZACJI	29
3.2.	WARUNKI SAMOCZYSZCZANIA SIĘ KANAŁÓW	29
3.3.	PLUCZKI KANAŁOWE	34
3.4.	SPLYW ZANIECZYSZCZEŃ W KANALE	34
3.5.	UWAGI KOŃCOWE	39
	LITERATURA	39

1. ALGORYTMY OBLICZEŃ HYDRAULICZNYCH

Projektowanie sieci kanalizacyjnych jest złożonym zadaniem z powodu, z jednej strony, złożoności równań opisujących przepływ ścieków w kanałach, z drugiej strony, z powodu różnorodności typów systemów ściekowych. W przypadku sieci wodociągowych, które są ciśnieniowe, podstawowymi parametrami hydraulicznymi są to przepływ i ciśnienie. O ich wartościach decydują średnice przewodów wodociągowych i ciśnienia wytwarzane w pompowniach. Natomiast w przypadku sieci kanalizacyjnych, które są grawitacyjne, podstawowymi parametrami hydraulicznymi są przepływ i wysokość wypełnienia kanału, o czym decydują średnica kanału i jego spadek. Klasyczny sposób projektowania sieci kanalizacyjnej polega na korzystaniu z tak zwanych nomogramów, będących wykresami wiążącymi średnice, natężenia przepływów, jednostkowe spadki hydrauliczne i średnie prędkości przepływów. Wartości szukanych zmiennych odczytuje się z odpowiednich nomogramów, które są wynikiem wcześniejszych przeliczeń podstawowych wzorów stosowanych do hydraulicznego obliczania kanałów (wzory Chezy'ego, Colebrooke'a-White'a, Manninga) (Biedugnis S. 1998, Błaszczuk W., Stamatello H., Błaszczuk P. 1983, Chudzicki J., Sosnowski S. 2004). Bardziej zaawansowany sposób projektowania, to korzystanie z modeli hydraulicznych sieci kanalizacyjnych (Wartalski 1984), na przykład modelu SWMM5, co wymaga jednak również zaawansowanej wiedzy informatycznej. Pierwszy sposób jest dosyć mechaniczny, drugi z kolei dosyć skomplikowany. W pracy przedstawiono sposób pośredni, czyli algorytm obliczania parametrów hydraulicznych sieci kanalizacyjnych, polegający na stosunkowo prostym numerycznym rozwiązywaniu nieliniowych równań wyprowadzonych z podstawowych reguł i wzorów hydraulicznych. Zastosowana w algorytmie metoda umożliwia szybką analizę parametrów sieci (stopni napełnienia oraz prędkości przepływu) i w ten sposób stwarza możliwość symulacji działania sieci kanalizacyjnej. Algorytm zastosowano do symulacji przykładowej sieci kanalizacyjnej sanitarnej. Zmieniając wartości natężeń dopływów ścieków w wybranych węzłach sieci otrzymuje się w prosty sposób nowe wartości stopni napełnienia i prędkości na odcinkach związanych z wybranymi węzłami. Ten sposób pozwala również na zrozumienie wzajemnych zależności między parametrami hydraulicznymi kanałów ściekowych.

1.1. PODTAWOWE PROBLEMY

Przedstawione poniżej metody obliczeń hydraulicznych dotyczą sytuacji sieci sanitarnej lub ogólnospławnej, rozgałęzionej, podzielonej węzłami na segmenty. Węzłami są punkty, w których następuje: połączenie kilku segmentów lub gałęzi sieci, zmiana parametrów sieci lub dopływ ścieków do sieci (studzienka, wpusty deszczowe, studzienka połączeniowa). Przyjęto, że segmenty charakteryzują się stałymi parametrami hydraulicznymi, takimi jak: kształt, wymiar kanału, spadek dna oraz szorstkość. Dopływ ścieków odbywa się punktowo w węzłach sieci. Ze względu na przyjęte założenia wszystkie zależności dotyczą stanu ustalonego. W węzłach połączeniowych spełnione są równania bilansu przepływów oraz warunków zgodności poziomów zwierciadła ścieków. Dla przyjętych założeń rozważano projektowanie lub analizę sieci kanalizacyjnych, związane z następującymi zadaniami:

1. Analiza parametrów hydraulicznych sieci o znanych przekrojach i spadkach kanałów. Problem sprowadza się do obliczenia wysokości napełnienia kanałów oraz prędkości przepływów w zależności od wartości natężenia przepływów ścieków. Obliczenia przeprowadza się dla poszczególnych odcinków sieci między węzłami na podstawie wcześniej określonych wartości przepływów w węzłach sieci. Przedstawiono metody modelowania zarówno odcinków sieci, jak i całej sieci. Zadaniem algorytmu jest (dla zadanej sieci oraz ustalonych natężeń dopływów ścieków): określenie wysokości napełnienia ściekami i ustalenie prędkości przepływu.

2. Projektowanie nowych odcinków sieci. Dotyczy to sytuacji, w której do istniejącej już sieci należy dołączyć nowe odcinki kanalizacyjne. Problem sprowadza się do wyboru średnic nowych kanałów oraz obliczenia spadków dna kanałów. Zakładamy, że znane są prognozowane wartości dopływu ścieków.

1.2. ALGORYTM OBLICZANIA SIECI KANALIZACYJNEJ

Algorytm obliczania wysokości napełnienia kanałów i prędkości przepływów

Przedstawione w pracy algorytmy obliczenia sieci kanalizacyjnej przeprowadzone są na podstawie następujących podstawowych danych:

- typ sieci – ogólnospławna, sanitarna,
- struktura sieci kanalizacyjnej – liczba odcinków, liczba i rodzaj węzłów,
- maksymalny dopływ ścieków do poszczególnych węzłów sieci,
- spadek dna kanału, wymiary kanału.

Zadaniem algorytmu jest (dla każdego odcinka sieci):

- wyznaczenie wysokości napełnienia ściekami,
- ustalenie prędkości przepływu.

Najbardziej istotną częścią algorytmu jest wyznaczenie wysokości napełnienia H_i (stopnia napełnienia kanału $x = H_i/d_i$) i prędkości przepływu v_i dla każdego segmentu sieci przy zadanych natężeniach przepływu w poszczególnych węzłach sieci. Problem ten sprowadza się do rozwiązania nieliniowych równań wyprowadzonych z podstawowych reguł i wzorów hydraulicznych

1. Ze wzoru Manninga na wielkość natężenia przepływu, uwzględniając geometrię przewodu otrzymujemy równania opisujące zależność stopnia napełnienia kanału H/d od przepływu Q . Równania te mają następującą postać: (Biedugnis 1998, Bogdan and Petriczek 2009)

$$\text{Dla } H/d \leq 0,5: \quad x = \frac{H}{d} \\ \beta \cdot F_1(x) - Q = 0 \quad (1a)$$

$$F_1(x) = \frac{(\varphi_1(x) - \sin(\varphi_1(x)))^{\frac{5}{3}}}{\varphi_1(x)^{\frac{2}{3}}} \quad (1b)$$

$$\varphi_1(x) = 2 \cdot \arccos(1 - 2 \cdot x) \quad (1c)$$

$$\text{Dla } H/d > 0,5: \quad x = \frac{H}{d} \\ \beta \cdot F_2(x) - Q = 0 \quad (2a)$$

$$F_2(x) = 2 \cdot \frac{(\pi - 0,5 \cdot \varphi_2(x) + 0,5 \cdot \sin(\varphi_2(x)))^{\frac{5}{3}}}{(\pi - 0,5 \cdot \varphi_2(x))^{\frac{2}{3}}} \quad (2b)$$

$$\varphi_2(x) = 2 \cdot \arccos(2 \cdot x - 1) \quad (2c)$$

$$\beta = 0,5 \cdot \frac{1}{n} \cdot (d)^{\frac{8}{3}} \cdot \left(\frac{1}{4}\right)^{\frac{5}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

gdzie: d – średnica koła [m], n – współczynnik szorstkości [$s/m^{1/3}$], J – spadek dna kanału ‰, φ – kąt środkowy, H – wysokość napełnienia [m], $\frac{H}{d}$ - stopień wypełnienia, Q – natężenie przepływu [m^3/s].

Parametr β dany wzorem (3) zależy od średnicy kanału d oraz spadku dna kanału J i dla ustalonych wartości średnic d i spadków J jest stałą. Równania (1a)–(2a) służące do obliczenia stopnia napełnienia kanału są nieliniowe i do ich rozwiązania można zastosować ogólnie dostępne numeryczne metody przybliżonego rozwiązywania równań nieliniowych. Przedstawimy teraz szczegółową analizę tych równań oraz warunki, jakie muszą spełniać parametr β oraz natężenie przepływu Q , żeby istniały pierwiastki tych równań.

Funkcja $F(x)=F_1(x)+F_2(x)$ ma następujące właściwości:

- Funkcja $F(x)$ jest funkcją ciągłą na przedziale $(0;1>$. Dla $x=1$, czyli całkowitego wypełnienia, $F=2\pi$. Dla $x=0.5$ (czyli połowa wypełnienia), $F=\pi$.
- Funkcja w przedziale $(0, 0.8>$ jest monotonicznie rosnąca.
- W przedziale $(0.8;1>$ osiąga maksimum dla $x=0.9381$, $F_{\max}=6.7588$.
- W przedziale $(0.9381;1>$ funkcja maleje.

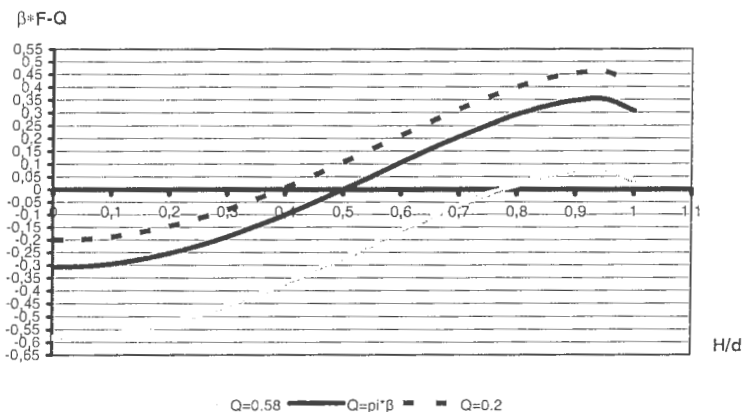
Dla ustalonych parametrów sieci, takich jak średnica d oraz spadek dna kanału J , równanie $\beta \cdot F(x) - Q = 0$ ma rozwiązania zależne od wartości przepływu Q . Zmieniając natężenie przepływu, zmienia się rozwiązanie równania. Równanie $\beta \cdot F(x) - Q = 0$ posiada następujące pierwiastki:

a) Dla $x \in (0; 0.5>$ równanie posiada tylko jeden pierwiastek i musi być spełniona następująca nierówność: $0 < Q \leq \pi \cdot \beta$. Nierówność ta przy zadanych wartościach średnic d i spadków dna kanału J wyznacza pewien zakres wartości dla przepływów Q .

b) Dla $x \in (0.5; 1>$ równanie $\beta \cdot F(x) - Q = 0$ posiada następujące pierwiastki:

- ♦ jeden pierwiastek dla $x \in (0.5; 1)$ i $\pi \cdot \beta < Q < 2\pi \cdot \beta$
- ♦ dwa pierwiastki dla $x \in (0.5; 1 >$ i $2\pi \cdot \beta \leq Q < \beta \cdot 6.7586936$, przy czym dla $Q = 2\pi \cdot \beta$: $x_1 = 1$ i $x_2 = 0.81963$

Powyższą analizę przedstawiono na rys. 1. dla $d=0.6$, $J=2\%$, $n=0.013$ oraz różnych wartości przepływów Q .



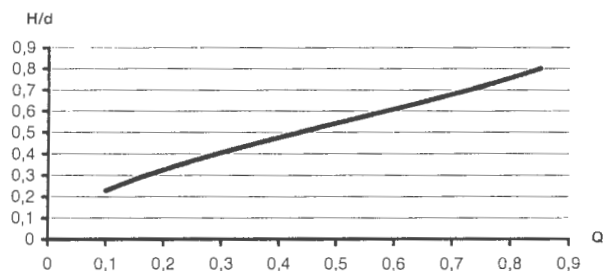
Rys. 1 Wykresy funkcji $\beta \cdot F(x) - Q$ dla różnych wartości Q z przedziału $(0; 2\pi \cdot \beta)$.

Podsumowując rozważania można stwierdzić, że równanie $\beta \cdot F - Q = 0$ posiada pierwiastki dla Q z przedziału $(0; \beta \cdot 6.7586936 >$, tzn.:

- ♦ jeden pierwiastek dla $Q \in (0; 2\pi \cdot \beta)$
- ♦ dwa pierwiastki dla $Q \in <2\pi \cdot \beta; \beta \cdot 6.7586936)$

Dla ustalonych wartości parametrów sieci takich, jak: średnica d oraz spadek dna kanału J , powyższe zależności pozwalają ocenić, jak dla zadanego przepływu Q zachowują się rozwiązania i czy wartość przepływu Q nie przekracza górnej granicy $\beta \cdot 6.7586936$, co powoduje brak rozwiązań. W takim przypadku należy rozważyć możliwości zmiany bądź jednego z ustalonych parametrów sieci: średnicy d lub spadku dna kanału, bądź obu parametrów.

Poniżej przedstawiono zależność rozwiązania równania $\beta \cdot F(x) - Q = 0$ od wartości przepływu Q dla $d=0.6$, $J=2\%$, $n=0.013$ i $0 < Q < 2\pi \cdot \beta$.



Rys. 2. Zależność rozwiązania równania $\beta \cdot F(x) - Q = 0$ od wartości przepływu Q .

2. Dla obliczonego stopnia napełnienia H/d obliczamy promień hydrauliczny R według wzoru:

Dla $H/d \leq 0,5$:

$$R = \frac{1}{4} d \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right) \quad (4a)$$

$$\varphi(x) = 2 \cdot \arccos \left(1 - 2 \cdot \frac{H}{d} \right) \quad (4b)$$

Dla $H/d > 0,5$:

$$R = \frac{\pi d - 0,5 \cdot d \cdot \varphi + 0,5 \cdot d \cdot \sin(\varphi)}{4 \cdot (\pi - 0,5 \cdot \varphi)} \quad (5a)$$

$$\varphi(x) = 2 \cdot \arccos \left(2 \cdot \frac{H}{d} - 1 \right) \quad (5b)$$

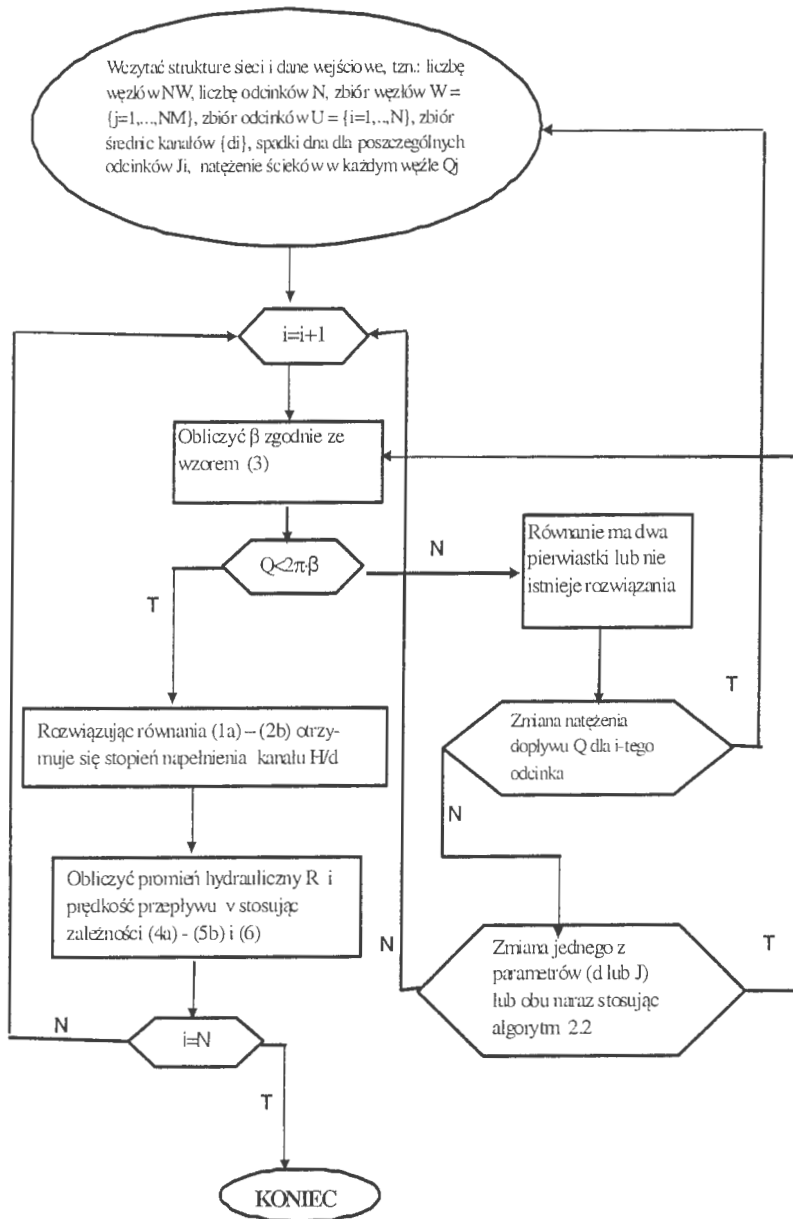
3. Obliczanie prędkości v według wzoru Manninga:

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

gdzie n – współczynnik szorstkości.

Znając geometrię sieci kanalizacyjnej (kształt, wartości średnic, spadki dna kanału) oraz wartości dopływów ścieków Q , można obliczyć wysokości napełnienia oraz prędkości przepływów dla każdego odcinka sieci. Obliczenia są realizowane kolejno dla każdego odcinka sieci, zaczynając od położonego najdalej od wylotu sieci, a kończąc na obliczaniu odcinka najbliższego oczyszczalni ścieków. Zmieniając dopływy ścieków do kanałów ponownie przelicza się całą sieć. Przy założeniu, że przepływy wzdłuż segmentów sieci są stałe, można przeprowadzać symulację sieci dla zadanych odcinków czasu, na przykład godzinowym lub dobowym, i w ten sposób uwzględnić zmianę w czasie natężeń dopływów ścieków

Należy zauważyć, że w przedstawionym algorytmie analizowane zmienne, tzn. wysokość napełnienia, promień hydrauliczny i prędkość przepływu, zależą od natężeń dopływów ścieków. Przy ściekach pochodzących z opadów istotne jest uwzględnienie zmian natężenia dopływów i powtarzanie obliczeń zgodnie z częstotliwością tych zmian. Przedstawiony algorytm może stanowić część całkowitego modelu obliczania sieci kanalizacyjnych. Schemat algorytmu przedstawiono na Rys. 3.

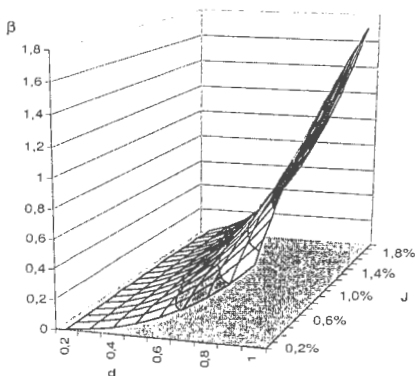


Rys.3. Schemat algorytmu obliczania wysokości napełnienia kanałów i prędkości przepływów.

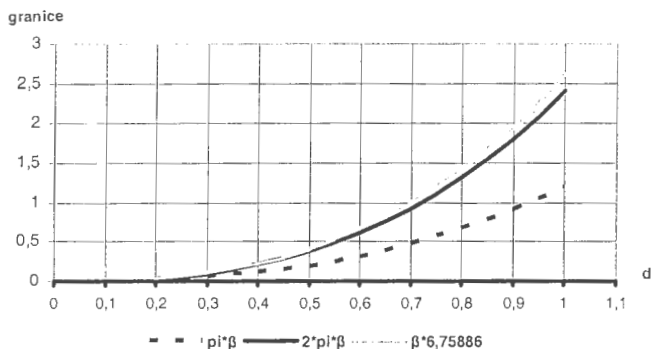
1.3. ANALIZA ZALEŻNOŚCI MIĘDZY PRZEPŁYWAMI A ŚREDNICAMI I SPADKAMI.

Jak wynika z przedstawionych wyżej zależności, wartość przepływu Q uwarunkowana jest wartością parametru β , który z kolei zależy od średnicy kanału d , oraz spadkiem dna J . W przedziale $(0; 2\pi\beta)$ równanie opisujące zależność stopnia napelnienia od przepływu posiada jedno rozwiązanie i właśnie z tego względu ten przedział jest istotny. Zależności parametru β od średnicy d i spadku J przedstawiono na Rys. 4.

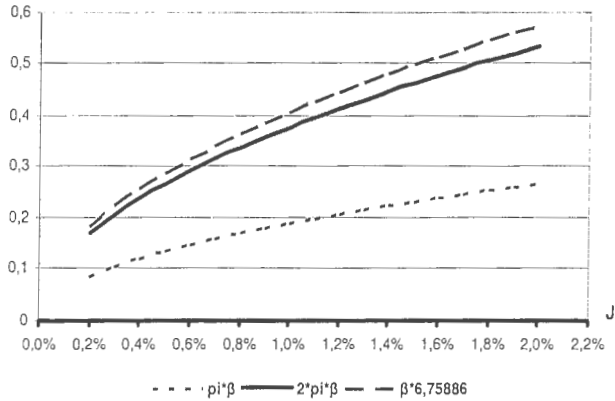
Tworząc przekroje tego wykresu płaszczyznami $J = \text{const}$ otrzymujemy wykres (Rys. 5), który przedstawia przebieg zależności parametru β od średnicy d . Wykres ten przedstawia obszar, poniżej którego powinna znajdować się wartość przepływu Q ; dla tej wartości istnieje dokładnie jedna wartość stopnia napelnienia H/d . Tak więc wartość Q powinna być mniejsza niż $2^*\pi*\beta$. Wzrost wartości średnicy powoduje poszerzenie tego obszaru. Analogicznie, tworząc przekroje wykresu z Rys. 4 płaszczyznami $d = \text{const}$, otrzymuje się wykres zależności parametru β od spadku dna kanału J (Rys. 6).



Rys. 4. Wykres zależności parametru β od średnicy d i spadku J .



Rys.5. Granice dla przepływu Q w zależności od średnicy d .



Rys.6. Granice dla przepływu Q w zależności od spadku dna kanału J.

W przypadku, gdy przepływ Q przekracza górną granicę $\beta \cdot 6.7586936$, należy zastanowić się nad zmianami zadanych wielkości średnic d i spadków J . Sytuacja taka ma miejsce np. przy prognozowaniu przyszłych przepływów Q. Jak wynika z przedstawionych rysunków, dopuszczalne granice dla przepływu Q zależą zarówno od średnic, jak i od spadków dna kanału.

Dla dalszej analizy przyjmiemy, że spadki kanału będą spadkami granicznymi, które jak wiadomo zależą tylko od średnicy i dane są następującą zależnością

$$J_{\text{gr}} = \frac{3,778 \cdot 10^{-3}}{d^{1/3}} \quad (7)$$

W tej sytuacji nierówność $Q < 2\pi \cdot \beta$ po przekształceniach przyjmuje następującą postać

$$Q < \xi \cdot d^{\frac{15}{6}} \quad (8a)$$

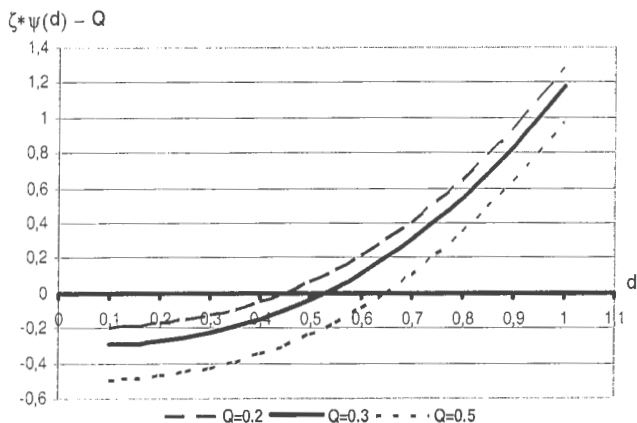
gdzie współczynnik ξ ma postać

$$\xi = \pi \cdot \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{1}{4}\right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(3,778 \cdot 10^{-3}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (8b)$$

Jak wynika z postaci (8a), problem sprowadza się do rozwiązania nieliniowego równania:

$$\xi \cdot d^{\frac{15}{6}} - Q = 0 \quad (9)$$

Z równania tego wynika, że średnica d jest pewną funkcją natężenia przepływu Q. Rozwiązując to równanie, otrzymamy wartość średnicy d dla prognozowanego natężenia przepływu Q. Obrazowo można to przedstawić na wykresie (rys. 7):



Rys.7. Wykres funkcji $\xi \cdot d^{\frac{15}{6}} - Q$ dla różnych wartości natężeń przepływu Q .

Rozwiązując równanie (9) dla zadanego Q otrzymujemy minimalną graniczną wartość średnicy d_g , powyżej której nierówność (8a) jest spełniona. Wartości średnicy mniejsze bądź równe tej wartości granicznej są niedozwolone, ponieważ przy nich nierówność (8a) nie jest spełniona.

1.4. ALGORYTM OBLICZANIA ŚREDNIC KANAŁÓW I SPADKÓW DLA ZADANYCH WARTOŚCI PRZEPŁYWÓW

Przedstawiony poniżej algorytm obliczeń dotyczy następujących przypadków:

- przepływ Q przekracza górną granicę $\beta \cdot 6.7586936$ i należy zastanowić się nad zmianami zadanymi wielkości średnic d i spadków J .
- projektowanie nowych odcinków sieci. Dotyczy to sytuacji, w której do istniejącej już sieci należy dołączyć nowe odcinki kanalizacyjne. Problem sprowadza się do wyboru średnic nowych kanałów oraz obliczenia spadków dna kanałów. Zakładamy, że znane są prognozowane wartości dopływu ścieków Q .

W obu przypadkach przy obliczaniu średnic d i spadków J dla nowych odcinków kanałów dla znanych wartości dopływów ścieków należy uwzględnić nierówność $2\pi\beta - Q > 0$. Spełnienie tej nierówności gwarantuje istnienie tylko jednego rozwiązania równania opisującego zależność stopnia napelnienia od przepływu Q . Procedura obliczeń średnic oraz spadków zawiera następujące kroki, które są przeprowadzane dla znanych prognoz wartości przepływów ścieków Q :

Krok 1. Wyznaczanie wartości spadków kanału J . Wartości te są obliczane zgodnie z obowiązującymi standartami technicznymi lub zależnościami istniejącymi w literaturze (Kwietniewski M., Nowakowska-Błaszczyk A. 1981, Puchalska E., Sowiński N. 1984, Wartalski A., Wartalski J. 2000).

$$1. \quad J = \frac{a}{d}, \quad (10a)$$

gdzie a – parametr zależny od rodzaju sieci.

2. Minimalny spadek kanału zapewniający występowanie procesu samooczyszczania się kanału:

$$J = \frac{\tau_{\min}}{\rho \cdot R} = \frac{4 \cdot \tau_{\min} \cdot (\pi - 0,5 \cdot \varphi)}{\rho \cdot (\pi - 0,5 \cdot \varphi + 0,5 \cdot \sin \varphi)} \cdot \frac{1}{d} \quad (10b)$$

$\varphi = 2 \cdot \arccos \left(2 \cdot \frac{H}{d} - 1 \right)$, gdzie J – minimalny spadek dna kanału zapewniający występowanie procesu samooczyszczania się kanału, τ_{\min} – średnie naprężenie styczne kg/m^2 , przy czym zaleca się, żeby przy projektowaniu sieci bytowo-gospodarczej przyjmować $\tau_{\min} > 0,225 \text{ kg/m}^2$, ρ – gęstość ścieków (bliska gęstości wody) kg/m^3 , R – promień hydrauliczny.

3. Spadek kanału jest spadkiem granicznym i opisany jest następującą zależnością:

$$J_g = \frac{3,778 \cdot 10^{-3}}{d^{1/3}} \quad (10c)$$

Krok 2. Rozwiązanie następujących równań:

$$\zeta \cdot d^{\frac{8}{3}} - Q = 0 \quad \zeta = \frac{\pi}{n} \cdot \left(\frac{1}{4} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

a) dla $J = \frac{a}{d}$

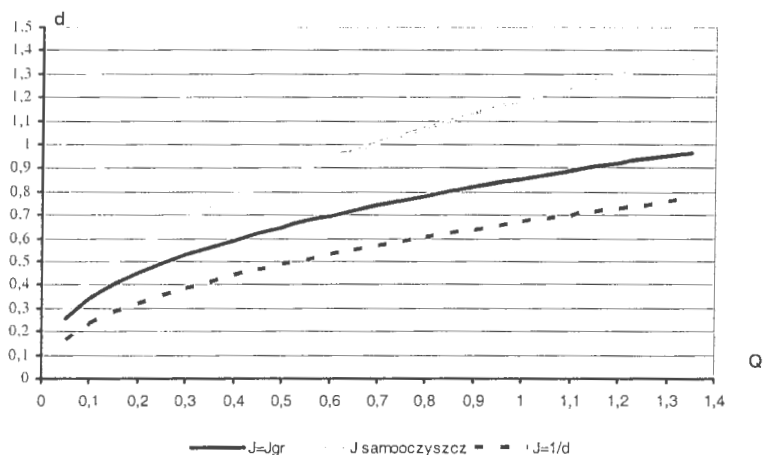
$$\alpha_1 \cdot d^{\frac{13}{6}} - Q = 0 \quad \alpha_1 = \frac{\pi}{n} \cdot \left(\frac{1}{4} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot a^{\frac{1}{2}} \quad (12a)$$

b) Dla J zapewniającego samooczyszczanie się kanału:

$$\alpha_2 \cdot d^{\frac{13}{6}} - Q = 0 \quad \alpha_2 = \frac{2\pi}{n} \cdot \left(\frac{1}{4} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{\tau_{\min}}{1,1106 \cdot \rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (12b)$$

c) Dla spadku granicznego J :

$$\alpha_3 \cdot d^{\frac{5}{2}} - Q = 0 \quad \alpha_3 = \frac{\pi}{n} \cdot \left(\frac{1}{4} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(3,778 \cdot 10^{-3} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (12c)$$



Rys. 8. Zależności między średnicą kanału d a przepływem Q dla charakterystycznych spadków kanału J .

Jeśli rozwiązanie d_* równania (8) istnieje, wtedy nierówność $\zeta \cdot d^{\frac{8}{3}} - Q > 0$ jest spełniona dla wszystkich wartości $d > d_*$. Dla obliczonego z zależności (10a)–(10c) spadku kanału J w Kroku 2 rozwiązuje się odpowiednie równanie (12a)–(12c) i przyjmuje wartości d większe od rozwiązania d_* równania. Następnie dla tej wartości d przechodzimy znowu do Kroku 1 i obliczamy odpowiednie spadki J . W przypadku gdy rozwiązanie równania (11) nie istnieje następuje powrót do Kroku 1, zmiana wartości J i rozwiązanie powtórne równania (11). Zależności między rozwiązaniem równania (8) wyznaczającym wartość średnicy kanału d a wartościami przepływu Q dla różnych spadków kanału J są przedstawione na Rys. 8.

1.5. PRZYKŁADOWA SYMULACJA SIECI KANALIZACYJNEJ

Podany algorytm przetestowano na przedstawionej niżej przykładowej sieci sanitarnej składającej się z 17 węzłów połączonych ze sobą odcinkami. Sieć posiada 9 węzłów wejściowych (W6, W7, W8, W10, W11, W14, W15, W16, W17) oraz jeden węzeł wyjściowy W1. W pozostałych węzłach sieci następuje połączenie kilku odcinków sieci. Podstawowe dane dotyczące sieci i obliczenia dla nich przedstawiono w Tabeli 1. Schemat sieci przedstawiono na Rys.9 (Służalec A. 2010).

Na schemacie sieci strzałkami zaznaczono kierunek przepływu ścieków. Dla węzłów wejściowych zadane są wartości natężeń dopływu ścieków. W węzłach połączeniowych należy obliczać natężenia przepływu zgodnie z równaniem bilansu przepływu. Dla poszczególnych odcinków zadane są wartości średnic d oraz spadki dna kanałów J . Dla sieci o takiej strukturze obliczono stopnie napelnienia H/d oraz prędkości przepływów v w poszczególnych odcinkach sieci.

Tabela I. Wyniki obliczeń hydraulicznych przykładowej sieci przedstawionej na Rys. 9

węzeł górny	węzeł dolny	odc.	D [m]	Q [dm ³ /s]	J ‰	H/d	v [m/s]
W6	W5	1	0,2	0,53	5	10,72%	0,309
W7	W5	2	0,2	0,31	5	8,09%	0,259
W5	W4	3	0,2	1,14	5	15,08%	0,383
W10	W9	4	0,2	0,36	6	8,32%	0,289
W11	W9	5	0,2	1,13	9	13,03%	0,469
W9	W4	6	0,2	2,13	5	20,48%	0,460
W4	W3	7	0,2	3,91	5	27,78%	0,549
W8	W3	8	0,2	0,11	5	4,98%	0,189
W3	W2	9	0,2	4,12	5	28,53%	0,557
W14	W13	10	0,2	0,11	5	4,98%	0,189
W15	W13	11	0,2	0,32	5	8,22%	0,261
W13	W12	12	0,2	0,66	5	11,59%	0,325
W16	W12	13	0,2	0,24	5	7,18%	0,24
W12	W2	14	0,2	2,76	5	23,29%	0,497
W17	W1	15	0,2	6,33	5	35,70%	0,629
W2	W1	16	0,2	7,61	5	39,42%	0,661

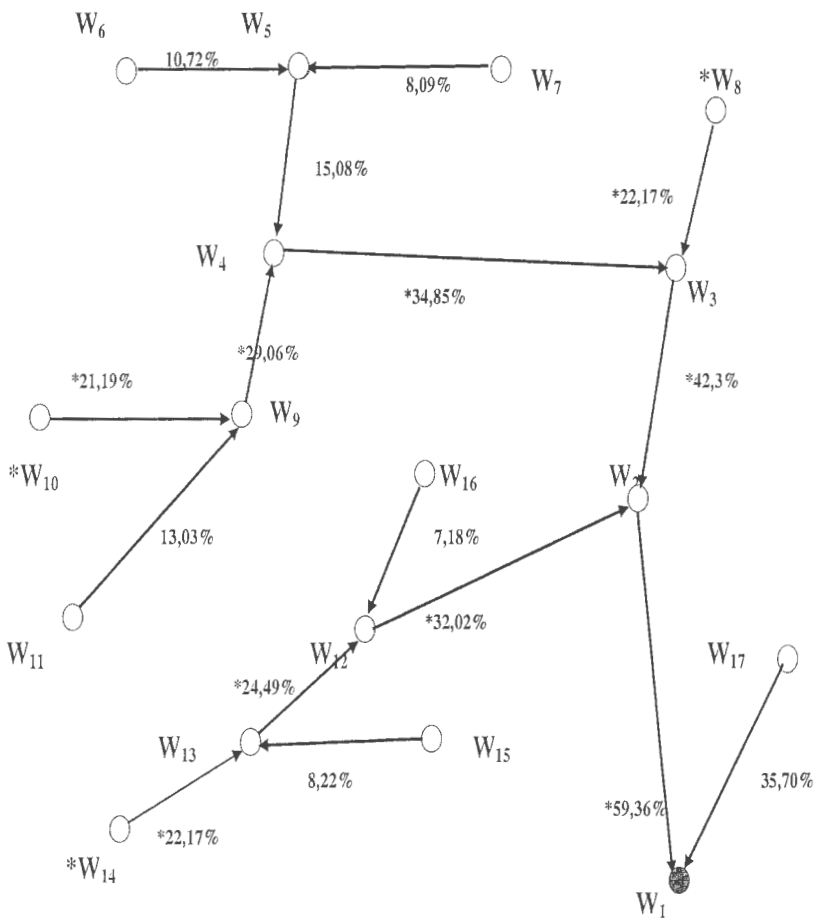
Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że dla takich wartości natężeń dopływów ścieków oraz parametrów geometrycznych sieci (średnic i spadków dna kanałów), wysokości napelnienia nie przekraczają połowy średnicy kanału. Istnieje więc spory zapas dla zwiększenia dopływów w niektórych węzłach sieci. Dla rozważanej sieci przeprowadzono kilka symulacji polegających na zmianie wartości przepływów ścieków w wybranych węzłach wejściowych. Rozważono następujące przypadki:

- 1) wartość przepływu Q w węźle W₁₀ została zwiększona do wartości 4,5 dm³/s
- 2) wartość przepływu Q w węźle W₁₄ została zwiększona do wartości 4,5 dm³/s
- 3) wartość przepływu Q w węźle W₈ została zwiększona do wartości 4,5 dm³/s
- 4) wartość przepływu Q w węzłach W₁₀, W₁₄, W₈ została zwiększona do wartości 2,5 dm³/s

Tabela 2. Wyniki obliczeń stopni napełnienia H/d dla przypadków (1), (2) i (3).

węzeł górny	węzeł dolny	Q [dm ³ /s]	H/d	Q [dm ³ /s]	H/d	Q [dm ³ /s]	H/d
		przypadek 1		przypadek 2		przypadek 3	
W6	W5	0,56	10,72%	0,56	10,72%	0,56	10,72%
W7	W5	0,31	8,09%	0,31	8,09%	0,31	8,09%
W5	W4	1,14	15,08%	1,14	15,08%	1,14	15,08%
W10	W9	4,5	29,86%	0,36	8,32%	0,36	8,32%
W11	W9	1,13	13,03%	1,13	13,03%	1,13	13,03%
W9	W4	5,27	35,52%	2,13	20,48%	5,27	20,48%
W4	W3	7,05	40,65%	3,91	27,78%	7,05	27,78%
W8	W3	0,11	4,98%	0,11	4,98%	4,5	29,86%
W3	W2	7,26	41,23%	4,12	28,53%	11,65	41,92%
W14	W13	0,11	4,97%	4,5	29,86%	0,11	4,97%
W15	W13	0,32	8,22%	0,32	8,22%	0,32	8,22%
W13	W12	0,66	11,59%	5,05	31,70%	0,66	11,59%
W16	W12	0,24	7,17%	0,24	7,17%	0,24	7,18%
W12	W2	2,76	23,29%	7,15	38,11%	2,76	23,29%
W17	W1	6,33	35,70%	6,33	35,70%	6,33	35,70%
W2	W1	10,75	50,39%	12	52,02%	15,14	51,02%
W1	output						

Wyniki obliczeń dla przypadków (1), (2), (3) są przedstawione w Tabeli 2. Wynik symulacji dla przypadku (4) jest przedstawiony na Rys.9. Na łukach sieci są umieszczone obliczone wartości stopni napełnień H/d dla odpowiednich odcinków sieci. Wartości oznaczone gwiazdką dotyczą stopni napełnień obliczonych dla zmienionych wartości przepływów w węzłach W₁₀, W₁₄, W₈ (przypadek 4). Z przedstawionych obliczeń wynika, że zmiana wartości przepływów w wybranych węzłach powoduje istotną zmianę stopnia napełnienia w powiązanych z tymi węzłami odcinkach sieci. Największe zmiany są widoczne dla przykładu (4).



Rys.9. Struktura sieci kanalizacyjnej i wyników symulacji dla przypadku (4).

2. DYNAMICZNE MODELE PRZEPLYWU ŚCIEKÓW

W tej części pracy przedstawiono podstawowe zagadnienia związane z modelowaniem sieci kanalizacyjnej. Przedstawiono równania opisujące przepływy ścieków w sieci kanalizacyjnej. Zaprezentowano metody modelowania odcinków sieci i całej sieci oraz przedstawiono algorytm obliczeń hydraulicznych dla podanych metod. W oparciu o równanie ciągłości Saint – Venanta i wzór Manninga opisujący straty hydrauliczne uwzględniając zależności geometryczne w przewodzie kołowym wyprowadzono równania opisujące dynamikę zmiany wysokości napęnienia w sieci kanalizacyjnej. Dla wyprowadzonych zależności przedstawiono schemat obliczeń podstawowych zmiennych sieci (przepływów ścieków, wysokości napęnień oraz prędkości przepływów) uwzględniając dynamikę ich zmian.

2.1. UPROSZCZONE MODELE PRZEPIYU ŚCIEKÓW

Ogólna postać przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej jest opisana układem równań Saint-Venanta (równanie ciągłości, równanie dynamiki)

Przedstawione poniżej dwie wersje modelu dotyczą sytuacji sieci grawitacyjnej, rozgałęzionej, podzielonej węzłami na segmenty. Węzłami są punkty, w których następuje: połączenie kilku segmentów lub gałęzi sieci, zmiana parametrów sieci lub dopływ ścieków do sieci (studzienka, wpusty deszczowe, studzienka połączeniowa). W węzłach połączeniowych spełnione są równania ciągłości przepływu oraz warunek zgodności poziomów zwierciadła ścieków w kanałach łączących.

Przyjęto, że segmenty charakteryzują się stałymi parametrami hydraulicznymi takimi jak: kształt, wymiar kanału, spadek dna oraz szorstkość. Dopływ ścieków odbywa się punktowo poprzez studzienki i ma charakter wolnozmienny w czasie i przestrzeni.

W tym punkcie przedstawiono uproszczone wersje modelu pracy sieci kanalizacyjnej oparte na równaniu ciągłości (13) i równaniu uwzględniającym straty hydrauliczne, opisane wzorem Manninga. Poniżej przedstawiono zestaw zależności opisujących ten model.

a) równanie ciągłości

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - \zeta = 0 \quad (13)$$

b) wzór Manninga

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot J^{1/2} \cdot A \quad (14)$$

gdzie:

A – pole przekroju, m

Q – natężenie przepływu, dm³/m

ζ – dopływ dm³/s

$v = \frac{Q}{A}$ – średnia prędkość przepływu, m/s

J – spadek dna kanału

R – promień hydrauliczny m

n – współczynnik szorstkości

Kanał ten podzielony jest na "n" części o długościach odpowiednio $\Delta x_1, \Delta x_2, \Delta x_3, \dots, \Delta x_n$. Zmiany przepływów w poszczególnych segmentach można zapisać w postaci równań:

$$\Delta Q_1(t) = Q_1(t) - \zeta_1(t)$$

$$\Delta Q_i(t) = Q_i(t) - \sum_{j=1}^{j<i} Q_j(t) - \zeta_i(t) \quad i=1, \dots, N \quad (15a)$$

Przy założeniu, że współczynnik szorstkości n oraz spadek dna kanału J są stałe na całej długości rozpatrywanego odcinka, zależność określająca natężenie przepływu ma postać:

$$Q_i(t) = \frac{1}{n} R_i(t)^{2/3} \cdot J_i^{1/2} \cdot A_i(t) \quad (15b)$$

Po przekształceniu równania (13) i po połączenie z równaniami (15a) otrzymujemy układ równań określający zmianę pola przekroju ΔA w czasie Δt :

$$\frac{\Delta A_i}{\Delta t} = \frac{\sum_{j=1}^{j<i} Q_j(t) - Q_i(t)}{\Delta x_i} + \frac{\zeta_i(t)}{\Delta x_i} \quad (16)$$

Obliczone zmiany pola przekroju są wykorzystywane przy określeniu A w następnym kroku czasowym: ($i=1, \dots, N$)

$$A_i(t + \Delta t) = A_i(t) + \frac{\Delta t}{\Delta x_i} \cdot \left(\sum_{j=1}^{j < i} Q_j(t) - Q_i(t) \right) + \zeta_i(t) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x_i} \quad (17)$$

Model przepływu w tym przypadku przedstawiony jest zależnościami (15b) oraz (17). W punktach połączeń kanałów dane są równania bilansu przepływów w węźle, to znaczy $\sum Q_m = 0$.

A więc w każdej chwili czasu t dla każdego odcinka i (od $i=1$ aż do $i=N-1$) obliczany jest przepływ Q , a następnie pole przekroju czynnego A w następnym momencie czasu $t + \Delta t$ zgodnie z zależnością (17).

Wartości zmiennych w węzłach wyznacza się stosując równania bilansu przepływów w węźle, czyli $\sum Q_m = 0$ oraz równania zgodności zwierciadła.

Ze wzorów Manninga, uwzględniając zależności geometryczne w przewodzie kołowym wyprowadzono następujące wzory opisujące zależności zarówno pola przekroju czynnego A jak i promienia hydraulicznego R od wysokości napełnienia kanału H .

Dla $\frac{H}{d} \leq 0.5$

$$A = \frac{d^2}{8} \cdot (\varphi - \sin \varphi) \quad (18a)$$

$$R = \frac{1}{4} d \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right) \quad (18b)$$

$$\varphi = 2 \cdot \arccos \left(1 - 2 \cdot \frac{H}{d} \right) \quad (18c)$$

Dla $\frac{H}{d} > 0.5$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} - \frac{d^2}{8} \cdot (\varphi - \sin \varphi) \quad (19a)$$

$$R = \frac{d}{4} + \frac{d}{8} \cdot \frac{\sin \varphi}{\pi - 0.5\varphi} \quad (19b)$$

$$\varphi = 2 \cdot \arccos \left(2 \cdot \frac{H}{d} - 1 \right) \quad (19c)$$

gdzie: H – wysokość napełnienia
 d – średnica kanału kołowego
 φ – kąt środkowy

Z powyższych zależności wynika, że pole przekroju czynnego A i promień hydrauliczny R zależą od wysokości napełnienia H i te zależności mają postać $A = F_1(H)$ i $R = F_2(H)$; Funkcje $F_1()$ oraz $F_2()$ mają postać prawych stron zależności (18a), (18b) oraz (19a), (19b)

Tak więc znając pole przekroju czynnego A w danej chwili t możemy obliczyć wysokość napełnienia H oraz promień hydrauliczny R .

Na Rys.10 przedstawiono zależności między polem przekroju czynnego A i stopniem wypełnienia kanału H/d.

Model opisany zależnościami (15b), (17) oraz (18a) – (18b) składa się z następujących kroków (dla rozpatrywanego czasu t):

- ◆ Rozwiązując równanie (5) otrzymujemy pole przekroju czynnego $A_i(t)$ dla chwili t i każdego i-tego odcinka sieci ($i=1, \dots, N$)
- ◆ Rozwiązując równanie $F_1(H)-A=0$ otrzymujemy wysokość napłynienia H.

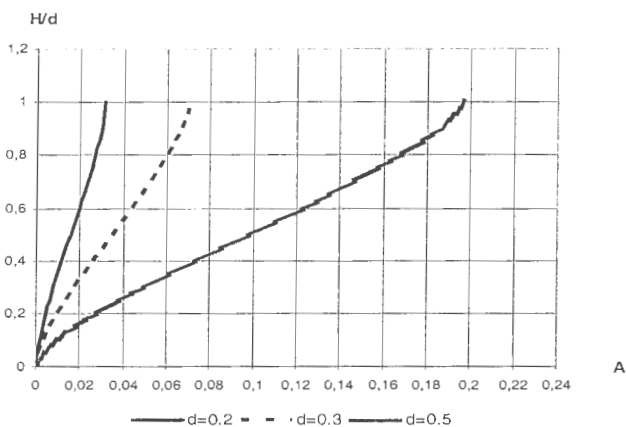
Dla $\frac{H}{d} \leq 0.5$

$$F_1(H_i) = \frac{d_i^2}{8} \cdot \left(2 \arccos\left(1 - 2 \frac{H_i}{d_i}\right) - \sin\left(2 \arccos\left(1 - 2 \frac{H_i}{d_i}\right)\right) \right) \quad (20a)$$

Dla $\frac{H}{d} > 0.5$

$$F(H_i) = \frac{\pi d_i^2}{4} - \frac{d_i^2}{8} \cdot \left(2 \arccos\left(2 \frac{H_i}{d_i} - 1\right) - \sin\left(2 \arccos\left(2 \frac{H_i}{d_i} - 1\right)\right) \right) \quad (20b)$$

- ◆ Obliczamy wartość promienia hydraulicznego R zgodnie z (18b) lub (18b)
- ◆ Dla wyznaczonych wcześniej wartości A i R obliczamy przepływ $Q_i(t)$



Rys.10. Wykres zależności stopnia napłynienia kanału H/d od pola przekroju A.

Algorytm związany z wyżej przedstawionym modelem jest dość skomplikowany i wymaga rozwiązania dodatkowych równań $F_1(H)-A=0$. Funkcja $F_1()$ ma postać (20a) lub (20b). Schemat algorytmu przedstawiono na Rys. 11.

Druga przedstawiona poniżej wersja modelu związana jest z obliczaniem wysokości napelnienia H . Dla kanałów o przekroju kołowym można wykorzystać zależność pola przekroju czynnego A od wysokości napelnienia H .

Z zależności (18a) i (19a) wynika, że:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial F_1}{\partial H} \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \quad (21)$$

gdzie: Funkcja $F_1()$ dana jest wzorem (20a) lub (20b)

Po odpowiednich przekształceniach otrzymujemy:

$$\frac{\partial F}{\partial H} = \frac{d}{4} \cdot \frac{1 - \cos \varphi}{\sqrt{\frac{H}{d} - \left(\frac{H}{d}\right)^2}} \quad (22)$$

gdzie: kąt φ dany jest zależnością (18c) lub (19c)

Z równania postaci (13) oraz z zależności (15a) i (21) przekształconej do postaci różnicowej otrzymujemy:

$$\frac{\Delta Q_i}{\Delta x_i} + d_i \cdot \frac{1 - \cos(\varphi)}{4 \sqrt{\frac{H_i}{d_i} - \left(\frac{H_i}{d_i}\right)^2}} \cdot \frac{\Delta H_i}{\Delta t} = 0 \quad (23a)$$

$$\frac{\Delta H_i}{\Delta t} = \frac{H_i(t + \Delta t) - H_i(t)}{\Delta t} \quad (23b)$$

Przekształcenie powyższej zależności pozwala na określenie zmiany wysokości napelnienia H w czasie Δt :

$$H_i(t + \Delta t) = H_i(t) + \frac{4 \sqrt{\frac{H_i(t)}{d_i} - \left(\frac{H_i(t)}{d_i}\right)^2}}{d_i \cdot (1 - \cos(\varphi_i(t)))} \cdot \left(\sum_{j=1}^{j<i} Q_j(t) - Q_i(t) \right) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x_i} + \zeta_i(t) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x_i} \quad (24)$$

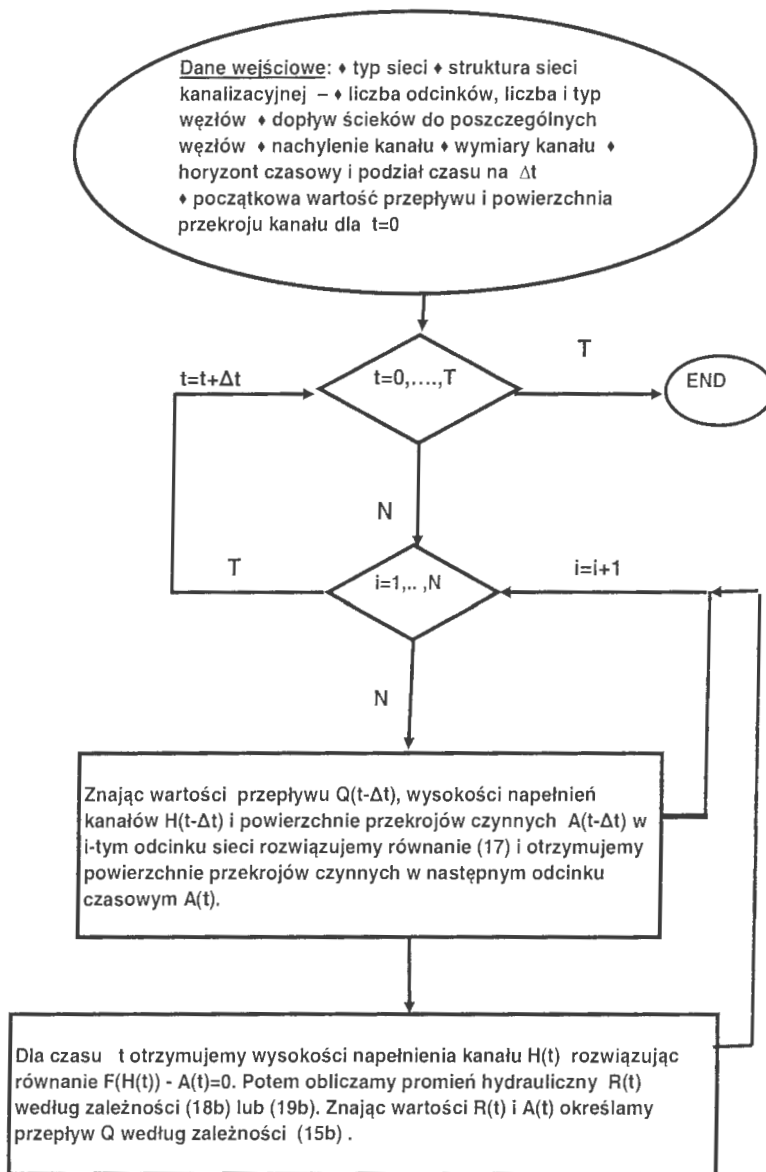
gdzie: d_i - średnica i-tego odcinka kanału
 φ_i - dane zależnością (18c) lub (19c)
 Δx_i - długości odcinków kanałów
 Δt - długość odcinka czasu

W tym modelu dla chwili czasu t i dla każdego odcinka i (od $i=1$ aż do $i=N-1$) obliczany jest przepływ $Q_i(t)$. Następnie znając przepływy oraz wysokości napelnień $H_i(t)$ dla odcinka czasu t obliczamy wysokości napelnień w następnym momencie czasu $t+\Delta t$ według wzoru (24).

Wykorzystując obliczony wypływ z kanału Q_n jako dodatkowy dopływ do następnego przewodu, można symulować powyższą metodą dowolne fragmenty sieci. Takie rozwiązanie umożliwia fragmentaryczne traktowanie wybranych obszarów sieci a następnie poprzez łączenie fragmentów sieci modelowanie całej sieci.

Model, zbudowany na podstawie wyżej przedstawionej metody wymaga zadania danych:

- charakteryzujących układ sieci (połączenia kanałów)
- dotyczących odcinków sieci tj. spadki, długości, typy i wymiary kanałów, współczynniki chropowatości
- początkowych (przepływy początkowe dla rozpoczęcia obliczeń np. przepływy wód infiltracyjnych)
- dotyczących dopływów w czasie $\zeta(t)$
- dotyczących przebiegu procesu symulacji tj. czas symulacji, kroki czasowe, podział odcinków na segmenty, rodzaj otrzymanych wyników itp.



Rys. 11 Schemat algorytmu obliczeń dla pierwszej wersji modelu

2.2. OBLICZANIE NATĘŻENIA DOPŁYWÓW

Do danego odcinka sieci dopływają zarówno ścieki bytowo – gospodarcze i przemysłowe jak i deszczowe. W zależności od rodzaju ścieków natężenie dopływających ścieków wyraża się różnymi zależnościami.

Dla ścieków bytowo – gospodarczych i przemysłowych rozważa się maksymalny godzinowy dopływ ścieków Q_{di} do danego odcinka i może on być wyrażony następującą zależnością:

$$Q_{di} = \frac{N_{hmax} \cdot M \cdot q_{sr}}{24} \quad (25)$$

gdzie: M – liczba mieszkańców przypadająca na dany odcinek sieci
 q_{sr} – średni jednostkowy odpływ ścieków zależny od wielkości jednostki osadniczej
 N_{hmax} – współczynnik nierównomierności dobowej

Dopływy wód deszczowych do kanałów mogą być zadawane bezpośrednio wg określonych na podstawie badań terenowych funkcji $I(t)$ i $q(t)$ lub pośrednio poprzez funkcje opisujące deszcz i zlewnię.

Na przykład wartość natężenia deszczu można określić na podstawie badań lub ogólnych wzorów empirycznych.

Przepływ ścieków opadowych można obliczać według następującego wzoru:

$$Q_d = q_d \cdot \Psi \cdot F \cdot \tau \quad (26)$$

w którym:

Q_d - splyw ścieków deszczowych ze skanalizowanego terenu, [dm^3/s],

F - powierzchnia zlewni, powierzchnia terenu skanalizowanego tzn. powierzchnia z której ścieki spływają do określonego odcinka kanału, [ha],

Ψ - współczynnik spływu powierzchniowego, wyrażający stosunek ilości ścieków deszczowych, które spłynęły do kanalizacji, do ilości ścieków deszczowych, które spadły na dany teren,

τ - współczynnik opóźnienia

q_d - natężenie deszczu w [$dm^3/s \text{ ha}$], wyrażającą objętość deszczu w dm^3 , która spadła na powierzchnię 1 ha w czasie 1 s

Niecała ilość wody od razu spływa do kanału, lecz odbywa się to stopniowo z coraz bardziej odległych fragmentów zlewni. Zjawisko to uwzględnia czas retencji terenowej, który może być przyjmowany według tabel lub na podstawie takich czynników, jak kształt zlewni, położenie kanału, spadek terenu itp.

Ilość wody, która nie odpłynie do kanału tzn. wsiąknie w teren, zostanie zatrzymana, wyparuje, można uwzględnić przez zastosowanie współczynnika spływu Ψ przyjmowanego wg zamieszczanych w literaturze tabel lub obliczonego wg wzoru Reinholda:

$$\Psi = M \cdot q^{0.567} \cdot t_d^{0.228} \quad (27)$$

gdzie: q – natężenie deszczu (dm^3/h)

t_d – czas trwania deszczu (min)

M – współczynnik charakteryzujący zlewnię i warunki klimatyczne

Dysponując planem sieci kanalizacji deszczowej należy ustalić powierzchnię zlewni z uwzględnieniem ukształtowania terenu, aby zostały zachowane naturalne kierunki spływu ścieków opadowych do kanałów. Następnie dla poszczególnych terenów należy dobrać wartość współczynnika spływu Ψ . Wartości współczynnika spływu należy przyjmować zależnie od gęstości zabudowy lub szczelności pokrycia powierzchni zlewni.

Natężenie deszczu miarodajnego obliczane jest na podstawie parametrów, określanych z wieloletnich obserwacji meteorologicznych.

Parametrami charakteryzującymi deszczę, są: czas trwania, t [min], wysokość opadu, H_0 [mm], natężenie $I = H_0/t$, [mm/min], zasięg F [ha], prawdopodobieństwo pojawiania się $P(\%)$ lub częstotliwość występowania $C = 100/P$ (w latach). Istnieje szereg zależności określających związek pomiędzy natężeniem, czasem trwania i prawdopodobieństwem występowania deszczu.

Wśród najczęściej stosowanych w projektowaniu kanałów jest metoda granicznych natężeń, stosująca wzór Blaszczyka na natężenie spływu jednostkowego deszczu miarodajnego w postaci

$$q_d = \frac{6,63\sqrt[3]{H_0^2 c}}{t_d^{0,67}} \quad (28)$$

w którym:

- H_0 - średni opad roczny, [mm].
- q_d - natężenie deszczu (dm^3/h)
- c - częstotliwość występowania deszczu (lata)
- t_d - czas trwania deszczu (min)
- p - częstotliwość pojawienia się deszczu (%), $p=100/c$

Czas trwania deszczu miarodajnego t_d można obliczyć z następującego wzoru:

$$t_d = 1,2 \cdot \sum t_p + t_k = \frac{1}{50} \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{v_i} + t_k \quad (29a)$$

W zmodyfikowanej metodzie granicznych natężeń do wzoru (29a) dodaje się człon uwzględniający dodatkowo retencję sieci i terenu zlewni powyżej obliczanego przekroju

$$t_w = \frac{\alpha}{60} \sum_{i=1}^N \frac{A_i L_i + V_i F_i}{Q_{di}} \quad (29b)$$

gdzie

- t_p - czas przepływu przez poszczególne odcinki kanału od górnego końca sieci do punktu, dla którego wykonywane są obliczenia, [min],
- L_i - długość i -tego odcinka kanału
- v_i - średnia prędkość przepływu w i -tym odcinku
- t_k - czas koncentracji terenowej
- A_i - pole powierzchni przekroju poprzecznego kanału
- F_i - pole powierzchni zlewni bezpośrednio i -tego odcinka łącznie z kanałami bocznymi dochodzącymi do tego odcinka
- V_i - wskaźnik objętości kanałów bocznych i retencji terenowej na i -tym odcinku

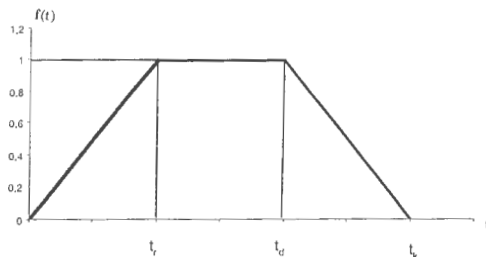
Całkowite natężenie przepływu oblicza się jako sumę natężeń przepływu ścieków bytowo-gospodarczych, przemysłowych i ścieków deszczowych. Do tego natężenia dodawany jest ewentualny odpływ z przelewów burzowych, umiejscowionych na odcinkach sieci powyżej rozpatrywanego odcinka sieci. Czas trwania deszczu miarodajnego obliczany jest z uwzględnieniem sieci powyżej odcinka.

Drugim sposobem wyznaczania natężenia deszczu miarodajnego jest metoda stałych natężeń, w której przyjmuje się czas trwania deszczu $t_d = 10$ min i częstotliwość $c=2$. Współczynnik opóźnienia φ , zależny od powierzchni zlewni oraz jej spadku i kształtu określony jest wzorem Burklego-

$$\text{Zieglera: } \tau = \frac{1}{10\sqrt{F}}$$

Współczynnik τ może przyjmować wartości od 2 do 8 (większe dla zlewni zwartych i o dużych spadkach).

Zjawisko retencji terenowej można również uwzględnić przez zastosowanie współczynnika $f(t)$ zależnego od czasu.



Rys.12. Wykres zależności współczynnika dopływu $f(t)$ od czasu t

gdzie:

t_r – czas retencji terenowej

t_d – czas trwania deszczu

t_k – całkowity czas trwania spływu wód deszczowych do kanału

Dla tak zadanej funkcji $f(t)$ dopływ do kanału $Q_d(t)$ określa zależność:

$$Q_d(t) = q_d \cdot \psi \cdot F \cdot f(t) \quad (30)$$

gdzie F – pole pow. zlewni

Dopływ Q_d obliczony według przedstawionych metod może być stosowany w modelu jako dopływ punktowy w węzle sieci, ale bardziej korzystne jest zadawanie go jako dopływu na jednostkę długości kanału.

2.3. ALGORYTM OBLICZANIA MODELU DYNAMICZNEGO SIECI

Przedstawiony poniżej algorytm modelowania dotyczy sytuacji sieci sanitarnej lub ogólnospławnej, rozgałęzionej, podzielonej węzłami na segmenty.

Algorytm oparty jest na przedstawionej wcześniej drugiej wersji modelu pracy sieci kanalizacyjnej opisanym zależnościami (15b) i (24). W modelu tym wyznacza się z równań ciągłości wysokości napełnień poszczególnych segmentów sieci w określonych przedziałach czasowych. Schemat algorytmu przedstawiono na Rys. 13.

Przedstawiony algorytm obliczania sieci kanalizacyjnej przeprowadzony jest na podstawie następujących podstawowych danych:

- typ sieci – ogólnospławna, sanitarna
- struktura sieci kanalizacyjnej – liczba odcinków, typy kanałów liczba i rodzaj węzłów,
- rozpatrywanego horyzontu czasu (podział na przedziały Δt)
- maksymalny dopływ ścieków do poszczególnych węzłów sieci,
- spadek dna kanału., wymiary kanału

Zadaniem algorytmu jest (dla każdego odcinka sieci oraz ustalonych przedziałów czasu):

- wyznaczenie wysokości napełnień ściekami,
- ustalenie prędkości przepływu,
- wyznaczenie natężeń przepływów na odcinkach

Przyjęto, że segmenty charakteryzują się stałymi w czasie parametrami hydraulicznymi takimi jak: kształt, wymiar kanału, spadek dna oraz szorstkość. Dopływ ścieków odbywa się punktowo w węzłach sieci.

Poniżej przedstawimy podstawowe składowe algorytmu symulacyjnego obliczeń dla kanałów o przekroju kołowym.

Krok 1. Należy wczytać dane dotyczące struktury sieci tzn.: liczbę węzłów NW, liczbę odcinków N, zbiór węzłów $W = \{j\}$ zbiór odcinków $U = \{i\}$, zbiór średnic kanałów $\{d_i\}$, długości odcinków Δx_i , spadki dna dla poszczególnych odcinków $i=1, \dots, NO$, współczynniki szorstkości n_i i-tego odcinka, oraz wartości początkowe: natężenia przepływów Q_i w poszczególnych segmentach, wysokości napełnień H_i w poszczególnych segmentach Δx_i $i=1, \dots, N$. Należy również podać dane dotyczące odcinków czasu $t_j = t_{j-1} + \Delta t$ $j=1, \dots, T$.

Krok 2. Obliczyć natężenia dopływów ścieków $\zeta_i(t)$ do poszczególnych węzłów sieci. Do danego odcinka sieci dopływają zarówno ścieki bytowe – gospodarcze i przemysłowe jak i deszczowe. W zależności od rodzaju ścieków natężenie dopływających ścieków wyraża się różnymi zależnościami omówionymi punkcie 2.

Krok 3. Dla obliczonego zgodnie z zależnością (12) napełnienia $H_i(t)$ obliczamy pola powierzchni przekrojów czynnych $A_i(t)$ oraz promienie hydrauliczne $R_i(t)$ według wzoru:

Dla poszczególnych odcinków sieci Δx_i $i=1, \dots, N$

Dla $\frac{H_i}{d_i} \leq 0.5$

$$A_i(t_j) = \frac{d_i^2}{8} \cdot (\varphi_i(t_j) - \sin \varphi_i(t_j)) \quad (31a)$$

$$R_i(t_j) = \frac{1}{4} d_i \cdot \left(1 - \frac{\sin \varphi_i(t_j)}{\varphi_i(t_j)} \right) \quad (31b)$$

$$\varphi_i(t_j) = 2 \cdot \arccos \left(1 - 2 \cdot \frac{H_i(t_j)}{d_i} \right) \quad (31c)$$

Dla $\frac{H_i}{d_i} > 0.5$

$$A_i(t_j) = \frac{\pi d_i^2}{4} - \frac{d_i^2}{8} \cdot (\varphi_i(t_j) - \sin \varphi_i(t_j)) \quad (31a)$$

$$R_i(t_j) = \frac{d_i}{4} + \frac{d_i}{8} \cdot \frac{\sin \varphi_i(t_j)}{\pi - 0.5 \varphi_i(t_j)} \quad (32b)$$

$$\varphi_i(t_j) = 2 \cdot \arccos\left(2 \cdot \frac{H_i(t_j)}{d_i} - 1\right) \quad (32c)$$

gdzie: A_i – pole powierzchni przekroju czynnego poszczególnych odcinków
 U_i – obwód zwilżony poszczególnych odcinków
 d_i – średnica i-tego odcinka kanału

Krok 4. Znając promienie hydrauliczne $R_i(t)$ oraz pola powierzchni przekrojów czynnych $A_i(t)$ obliczamy dla poszczególnych odcinków sieci $\Delta x_i \quad i=1, \dots, N$

a). natężenia przepływów $Q_i(t)$

$$Q_i(t_j) = \frac{1}{n_i} \left(R_i(t_j) \right)^{2/3} \cdot J_i^{1/2} \cdot A_i(t_j) \quad (33a)$$

b). prędkości przepływów $v_i(t)$ według wzoru:

$$v_i(t_j) = \frac{1}{n_i} \left(R_i(t_j) \right)^{2/3} \cdot J_i^{1/2} \quad (33b)$$

gdzie:

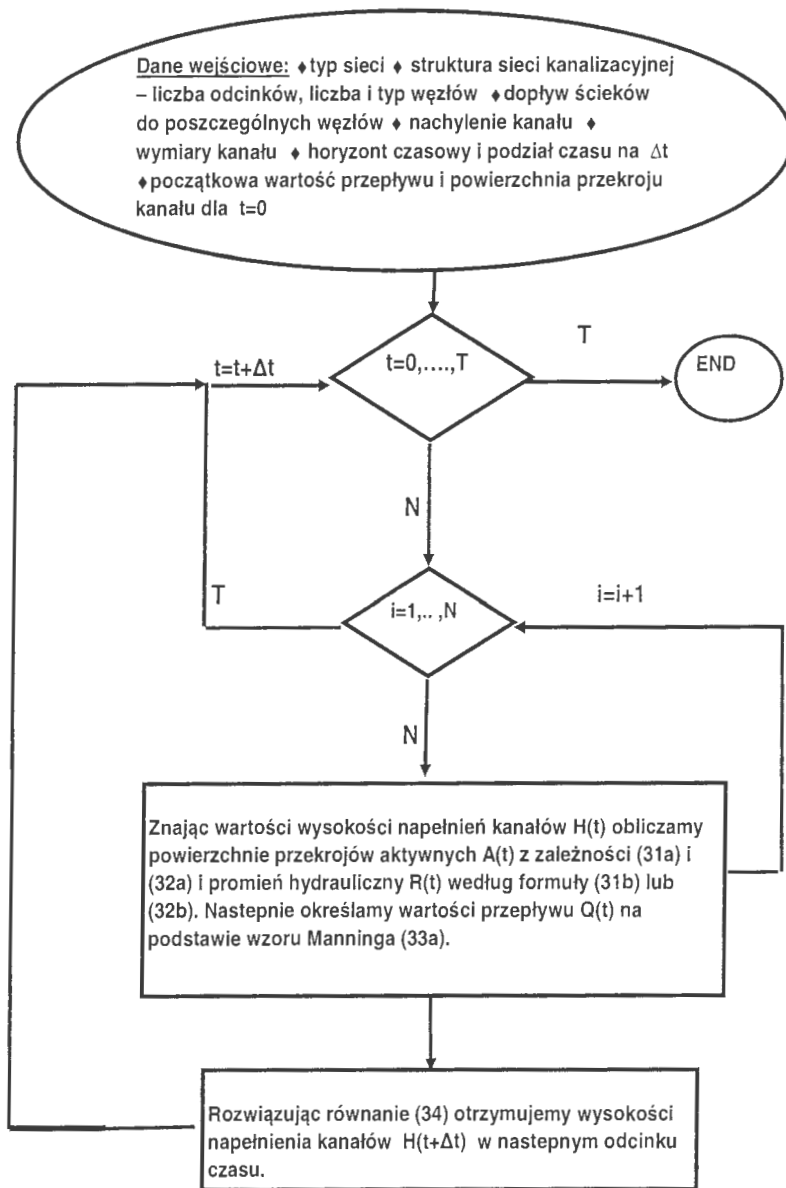
n_i – współczynniki szorstkości i-tego odcinka
 J_i – spadki dna kanału poszczególnych segmentów sieci

Krok 5. W każdym węźle sieci oblicza się równania bilansu przepływów $\sum_{j \neq i} Q_j = 0$ oraz warunek zgodności poziomów zwierciadła ścieków.

Krok 6. Znając wartości natężeń przepływów $Q_i(t)$ we wszystkich segmentach rozpatrywanej sieci wyznaczamy wysokości napełnień kanałów w następnym okresie czasu $t_{j+1} = t_j + \Delta t$ według równania:

$$H_i(t_j + \Delta t) = H_i(t_j) + \frac{4 \sqrt{\frac{H_i(t_j)}{d_i} - \left(\frac{H_i(t_j)}{d_i}\right)^2}}{d_i \cdot (1 - \cos \varphi_i(t_j))} \cdot \left(\sum_{j=1}^{j < i} Q_j(t_j) - Q_i(t_j) \right) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x_i} + \zeta_i(t_j) \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x_i} \quad (34)$$

Obliczenia są realizowane kolejno dla każdego odcinka sieci Δx_i , zaczynając od położonego najdalej od wylotu sieci, a kończąc na obliczaniu odcinka najbliższego oczyszczalni ścieków. Po obliczeniu wysokości napełnień we wszystkich segmentach sieci przechodzimy do Kroku 2 rozpatrywanego algorytmu.



Rys.13 Schemat algorytmu obliczeń dla drugiej wersji modelu

3. PEWNE ZAGADNIENIA PRZEPLYWU ZANIECZYSZCZEŃ W KANALIZACJI

Na jakość ścieków deszczowych odprowadzanych systemem kanalizacji z danej zlewni, wpływają czynniki charakteryzujące zlewnię, parametry sieci kanalizacyjnej, natężenia deszczu, jego częstotliwość oraz czas jego trwania. W kanalizacji istotny jest proces samooczyszczania się kanałów. Z dostępnych prac wynika, że wpływ na ten proces ma średnia prędkość przepływu. W oparciu o metodę naprężeń stycznych podano zależności na prędkości, które mogą przeciwdziałać opadaniu zawieszin i tworzeniu się osadów na dnie kanału oraz powodować usunięcie osadów z dna kanału. Obliczono wartości tych prędkości dla różnych wartości średnic kanału oraz spadków dna kanału.

3.1. BIODEGRADACJA ŚCIEKÓW W KANALIZACJI

Badania prowadzone w ciągu ostatnich kilkunastu lat zmieniają sposób postrzegania zjawisk związanych z systemem kanalizacyjnym i z działaniem oczyszczalni ścieków z częścią biologiczną. Zauważono, że procesy mikrobiologiczne, które wiążano z konkretnymi urządzeniami oczyszczalni ścieków, zachodzą w systemie kanalizacyjnym przed wejściem do oczyszczalni. W efekcie do oczyszczalni mogą wpływać ścieki o parametrach różnych od założonych przy projektowaniu oczyszczalni. Aby skutecznie opisać przemiany zachodzące w systemie kanalizacyjnym przydatnym może się okazać model matematyczny opisujący procesy tlenowe i beztlenowe powodujące biodegradację ścieków. Wydaje się, że przemiany biochemiczne zachodzące w systemie kanalizacyjnym należy traktować jako jeden z elementów procesu oczyszczania ścieków i traktować jako proces technologiczny oczyszczalni. Wobec tego systemy kanalizacyjne powinny być traktowane jako bioreaktory wstępnego podczyszczania ścieków oraz część zintegrowanej gospodarki wodno-ściekowej.

3.2. WARUNKI SAMOOCZYSZCZANIA SIĘ KANAŁÓW

Prędkość przepływu można obliczyć na podstawie przedstawionych wzorów lub określić z tablic albo wykresów dla przewodów o różnej średnicy. Należy przyjmować następujące najmniejsze średnice: dla kanałów ściekowych – 160 mm, dla deszczowych – 250 mm, a dla ogólnospławnych 300 mm. Przedstawione podstawy obliczeń hydraulicznych kanałów związane są z uwzględnieniem – jako miarodajnej – średniej prędkości w czynnym przekroju kanału. Ten parametr obliczeń jest istotny ze względu na utrzymanie warunków do samooczyszczania się kanałów. Prędkość samooczyszczania interpretowana może być jako (Błaszczyk i in. 1983)

- **prędkość niezamulająca**, przeciwdziałająca opadaniu zawieszin i tworzeniu się osadów na dnie kanału
- **prędkość rozmywająca**, powodująca wzruszenie i usunięcie osadów z dna kanału.

Turbulentny charakter przepływu wiąże się ze zróżnicowanym rozkładem prędkości w czynnym przekroju kanału. Laminarny charakter przepływu występuje tylko w strefie przyściennej przekroju i tylko tam wektory prędkości są równoległe do osi kanału, a ich wartość jest stała.

Z punktu widzenia samooczyszczania się kanału te właśnie prędkości są istotne, gdyż zapewniają wleczenie cząstek miarodajnych po dnie.

W [11] wykorzystano wyniki badań dotyczące hydrotransportu, w szczególności metodę jego obliczania według naprężeń stycznych, do przedstawienia procedury jej stosowania w przypadku hydraulicznych obliczeń przewodów kanałów ściekowych. U podstaw tej metody legło założenie cząstek stałych w ściekach, o określonych wymiarach i charakterystycznych minimalnych naprężeń stycznych wystarczających do inicjacji ruchu cząstek. Naprężenia te związane są z siłami tarcia (stycznymi) występującymi w czasie przepływu cząstek w kanale.

Według przedstawionej definicji naprężenie styczne τ rozumiane jako średnie naprężenie styczne na całej powierzchni zwilżonego kanału, wyznacza wzór:

$$\tau = \frac{A}{U} \rho \cdot g \cdot \sin \alpha \quad (35)$$

gdzie:

A – pole czynnego przekroju kanału

- U – obwód zwilżony
- ρ – gęstość ścieków (bliska gęstości wody)
- g – przyspieszenie ziemskie
- α – kąt nachylenia osi kanału do poziomu

Dla małych wartości kąta α , typowych w kanalizacjach na terenach równinnych, wzór ten można uprościć do postaci

$$\tau = R \cdot \rho \cdot g \cdot J \quad (36)$$

Przekształcając to równanie otrzymujemy wzór na spadek dna kanału

$$J = \frac{\tau}{\rho \cdot g \cdot R} \quad (37)$$

który podstawiony do wzoru Manninga daje wzór na średnią prędkość wymaganą ze względu na zdolność transportową strumienia:

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{\tau}{\rho \cdot g} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot R^{\frac{1}{6}} \quad (38)$$

Jeśli obliczony wzorem (37) spadek okaże się mniejszy niż spadek terenu, można zaprojektować ułożenie kanału równoległe do terenu, uzyskując tym samym spadek kanału większy od wymaganego ze względu na kryterium samooczyszczania.

Przy projektowaniu kanałów ścieków bytowo-gospodarczych Yao (za Puchalską i Sawickim 1984) zaleca przyjmowanie wartości naprężeń stycznych większych od 1 N/m^2 , przy których z sieci kanalizacyjnej usuwane powinny być cząstki o średnicy 0,2-1,0 mm.

Czołowi producenci rur kanalizacyjnych z tworzyw sztucznych zalecają, żeby przy projektowaniu sieci bytowo-gospodarczej przyjmować naprężenia styczne większe od $2,25 \text{ N/m}^2$, a w kanałach deszczowych większe od $1,35 \text{ N/m}^2$

Inne podejście do omawianego tematu zaprezentowano w pracach [6] i [10]. Autorzy wychodząc ze wzoru Apollowa na siłę naporu hydrodynamicznego:

$$P = k \cdot F \cdot \gamma \frac{u_p^2}{2g} \quad (39)$$

gdzie:

u_p – prędkość przydenne

k – współczynnik kształtu cząstki (dla kulistej $k=0,75$, dla sześcienniej $k=1,46$, dla nieotoczonego zwirow $k=1$)

F – pole rzutu cząstki na płaszczyznę prostopadłą do wektora prędkości

γ - ciężar właściwy

zaproponowali wyznaczenie **prędkości niezamulającej** u_1 oraz **prędkości rozmywającej** u_2 z zależności:

$$P_1 = k \cdot F \cdot \gamma \frac{u_1^2}{2g} \quad (40a)$$

oraz

$$P_2 = (1 - b)k \cdot F \cdot \gamma \frac{u_2^2}{2g} \quad (40b)$$

gdzie $b < 1$ jest współczynnikiem zmniejszającym.

Przyjmując uproszczenie, wobec powszechnych w kanalizacji bardzo małych kątów nachylenia osi kanałów do poziomu, otrzymać można uproszczone wzory na graniczne przydenne prędkości przepływu dla cząstki kulistej o średnicy δ i ciężarze właściwym γ_p .

$$u_1 = \frac{\sqrt{4g \cdot \delta \cdot (\gamma_p - \gamma) \cdot \eta}}{3k \cdot \gamma} \quad (41a)$$

$$u_2 = \frac{\sqrt{4g \cdot \delta \cdot (\gamma_p - \gamma) \cdot \eta}}{3k \cdot \gamma \cdot (1 - b)} \quad (41b)$$

gdzie: η - współczynnik tarcia

Karnowski wyprowadził na ich podstawie wzory na średnie prędkości przepływu w miarodajne dla transportu cząstki o wymiarze δ włączony po dnie przewodu o średnicy d .

Średnią prędkość niezamulającą określa wzór:

$$v_1 = \frac{u_1}{\epsilon} \quad (42a)$$

zaś średnia prędkość rozmywająca dana jest zależnością:

$$v_2 = \frac{u_2}{\epsilon} \quad (42b)$$

gdzie: ϵ - współczynnik rozkładu prędkości w przekroju poprzecznym kanału.

Wartości tych prędkości przedstawiono w Tabeli 3.

Tabela 3. Graniczne niezamulające v_1 i rozmywające v_2 prędkości w kanałach kołowych wg. Karnowskiego

Średnica kanału d	średnice cząstek					
	$\delta=1$ mm		$\delta=3$ mm		$\delta=5$ mm	
	V_1	V_2	V_1	V_2	V_1	V_2
0,15	0,42	0,56	0,47	0,62	0,52	0,69
0,20	0,44	0,58	0,49	0,66	0,54	0,71
0,25	0,46	0,61	0,51	0,68	0,56	0,74
0,30	0,47	0,62	0,53	0,70	0,58	0,77
0,40	0,49	0,65	0,55	0,73	0,60	0,80
0,50	0,50	0,66	0,56	0,74	0,62	0,82
0,60	0,50	0,66	0,57	0,75	0,63	0,83

Prędkości i natężenia przepływów w całkowicie wypełnionych kanałach kołowych dla różnych wartości spadków J przedstawiają poniższe tabele.

Tabela 4. Prędkości i natężenia przepływów w kanałach całkowicie wypełnionych dla spadków $J=1/d$

Średnica kanału d	Pole przekroju czynnego A	Obwód zwilżony U	Promień hydrauliczny R	Spadek kanału J	Średnia prędkość v	Natężenie przepływu Q
				1/d		
0,20	0,0314	0,6283	0,05	5,00	0,730	22,948
0,25	0,0491	0,7854	0,0625	4,00	0,758	37,215
0,30	0,0707	0,9425	0,075	3,33	0,782	55,244
0,40	0,1257	1,2566	0,1	2,50	0,820	103,035
0,50	0,1963	1,5708	0,125	2,00	0,851	167,092
0,60	0,2827	1,8850	0,15	1,67	0,877	248,036

Tabele 5a i 5b. przedstawiają prędkości i natężenia przepływów dla spadku J obliczanego ze wzoru $J = \frac{\tau}{\rho \cdot g \cdot R}$ przy pełnym wypełnieniu dla różnych wartości naprężeń stycznych τ . Podane w tabeli wartości naprężeń stycznych τ zgodne są z zaleceniami projektowymi.

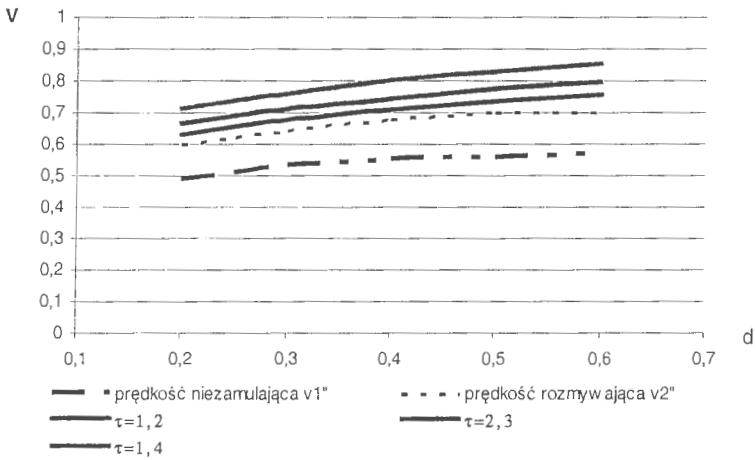
Tablica 5a. Prędkości i natężenia przepływów w kanałach dla spadków J obliczonych dla wartości naprężeń stycznych $\tau = 1,2$ i $\tau = 2,3$

Średnica kanału d	Spadek J	Prędkość v	Natężenie przepływu Q	Spadek J	Prędkość v	Natężenie przepływu Q
	$\tau=1,2$			$\tau=2,3$		
0.20	0,00245	0,517	16,229	0,00469	0,715	22,468
0,25	0,00196	0,536	26,319	0,00375	0,742	36,437
0,30	0,00163	0,553	39,069	0,00313	0,765	54,088
0,40	0,00122	0,580	72,867	0,00235	0,803	100,880
0,50	0,00098	0,602	118,169	0,00188	0,833	163,597
0,60	0,00082	0,620	175,413	0,00156	0,859	242,849

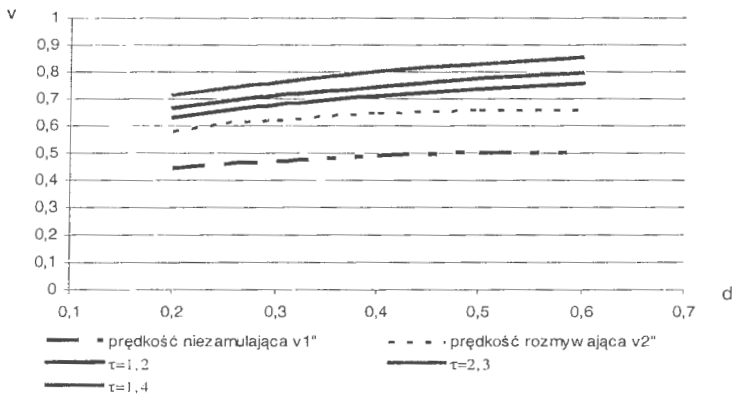
Tabela 5b. Prędkości i natężenia przepływów w kanałach dla spadków J obliczonych dla wartości naprężeń stycznych $\tau = 1,4$

Średnica kanału d	Spadek J	Prędkość v	Natężenie przepływu Q
	$\tau=1,4$		
0.20	0,00286	0,558	17,530
0,25	0,00229	0,579	28,428
0,30	0,00190	0,597	42,199
0,40	0,00143	0,626	78,705
0,50	0,00114	0,650	127,637
0,60	0,00095	0,670	189,468

Jak wynika z analizy powyższych tabel, prędkości średnie obliczone dla spadków wyznaczonych ze wzoru $J = \frac{\tau}{\rho \cdot g \cdot R}$ przy różnych wartościach naprężeń stycznych τ nie są mniejsze od prędkości granicznych podanych w Tabeli 3.



Rys.14. Wykresy prędkości przepływu: niezamulującej i rozmywającej dla cząstek o średnicy 3 mm oraz prędkości dla różnych wartości naprężeń stycznych τ .



Rys.15. Wykresy prędkości przepływu: niezamulującej i rozmywającej dla cząstek o średnicy 1 mm oraz prędkości dla różnych wartości naprężeń stycznych τ .

3.3. PŁUCZKI KANAŁOWE

W przypadku kanałów, w których nie jest zapewniony przepływ z prędkością samooczyszczania można stosować płuczki kanałowe i zamknięcia, co umożliwia płukanie kanałów. Zamknięcia kanałowe stosuje się do chwilowego spiętrzenia ścieków, po czym otwiera się je powodując zwiększenie przepływu ścieków powyżej prędkości rozmywającej. Można w tym celu stosować przenośne korki lub zastawy oraz zasuwę.

Inna metoda płukania kanałów polega na stosowaniu wody gromadzonej w urządzeniach zwanych płuczками kanałowymi.

Zależność na objętość wody potrzebnej do płukania kanału rurowego można obliczyć ze wzoru Hansena:

$$V = \frac{0,4fL^2(i_m - J)}{v_1^2 - v_2^2} \quad (43)$$

gdzie

f – pole przekroju płukanego kanału, m^2

L – zasięg płukania, m

J – spadek płukanego kanału, %

v_2 – prędkość rozmywająca, m/s (przyjmuje się $0,8 m/s$)

v_1 – prędkość określona zależnością

$$v_1 = 0,75\sqrt{2hg} \quad (44a)$$

h – wzniesienie zwierciadła wody w studni płuczającej nad rurą wlotową, m

g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2

i_m – spadek obliczony ze wzoru

$$i_m = \left(\frac{v_m}{1/n - \sqrt[3]{R^2}} \right)^2 \quad (44b)$$

gdzie

$$v_m = v_2 \left(1 + \ln \frac{v_1}{v_2} \right) - 0,305 \frac{v_2^2}{v_1^2} \quad (44c)$$

Praktycznie płukanie odbywa się w ten sposób, że małe spluczki o objętości do kilku metrów kwadratowych są instalowane w najwyższych punktach sieci kanalizacyjnej i są często napełniane automatycznie odpowiednią objętością wody.

3.4. SPŁYW ZANIECZYSZCZEŃ W KANAŁE

Ścieki spływają do sieci kanalizacyjnej z różnych źródeł, z różną intensywnością i o zmiennym składzie. Podobnie jak czyni się starania w kierunku symulacji ilościowej, tak też powinno się dążyć do stworzenia modeli symulacyjnych dla spływu ładunków zanieczyszczeń. To ostatnie zagadnienie jest niezwykle istotne dla współpracy układu sieciowego z miejską oczyszczalnią ścieków.

Dane dotyczące źródeł spływu ścieków są trudne do uzyskania, ze względu na ogromną ich liczbę oraz nieznaną (często losową) charakter hydrografów i polutogramów źródłowych [23], [24].

Jedną z metod ustalania hydrografów i polutogramów źródłowych może być metoda następująca:

- ustalenie średniodobowych ilości i ładunków zanieczyszczeń
- wprowadzenie parametrów charakteryzujących proces zmian tych wielkości, jako przebiegów stochastycznych z ewentualnością nakładania się zmian o charakterze cyklicznym,
- nałożenie się na w/w procesy nagłych spływów awaryjnych o bardzo dużych wartościach ładunków zanieczyszczających; spływy te mogą być traktowane jako zdarzające się losowo lub też symulowane w inny sposób.

Osobnym zagadnieniem jest sam model symulacyjny spływu zanieczyszczeń kanałami. Model uproszczony polega na bilansowaniu natężeń ruchu ustalonego i ładunków zanieczyszczeń w węzłach sieci. Model taki wystarcza w przypadku małej zmienności wahań parametrów w czasie, w przeciwnym przypadku uzyskiwane hydrografy i polutogramy wyjściowe są dalekie od rzeczywistości. Jednym z najistotniejszych problemów jest symulowanie nagłych spływów zanieczyszczeń, na przykład substancji toksycznych. W takim przypadku należy ustalić czas dopływu zanieczyszczeń do oczyszczalni i polutogramy wynikowy, w tym szczególnie poziom maksymalnego stężenia.

SYMULACJA NAGŁYCH SPŁYWÓW ZANIECZYSZCZEŃ

Zakłada się, że w dowolnym punkcie sieci kanalizacyjnej może nastąpić gwałtowny spływ zanieczyszczeń, wywołujący następnie na oczyszczalni ścieków niekorzystne skutki dla procesów technologicznych. Spływ ten charakteryzuje się przede wszystkim dużym stężeniem zanieczyszczeń, natomiast wpływ wzrostu natężenia przepływu jest pomijalnie mały. W najniekorzystniejszym przypadku występuje nagły zrzut określonej masy zanieczyszczeń do kanału. Przenoszenie zanieczyszczeń w kanale może być przedstawione przy pomocy równań Taylora, przy założeniu, że kanał stanowi tzw. reaktor półnieskończony bez przestrzeni martwych:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -v \frac{\partial c}{\partial x} + D_L \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + R(c, t) \quad (45)$$

gdzie:

- c – stężenie zanieczyszczeń (g/m^3)
- v – średnia prędkość przepływu (m/s)
- D_L – współczynnik dyspersji wzdłużnej (m^2/s)
- $R(c, t)$ – funkcja transformacji stężenia, uwzględniająca np. zachodzenie reakcji chemicznych, sedymentację

Przepływ ścieków odbywa się przez ciąg złożony z odcinków kanału o różnych przekrojach i spadkach oraz narastającym natężeniu przepływu. Analityczne rozwiązanie równania (45) jest przez to bardzo utrudnione. Poza tym rozwiązanie ogólne tego równania nie da się zapisać w postaci wyrażen wymiernych.

Oznaczając liczbę Pecleta jako

$$Pe = \frac{v \cdot x}{D_L} \quad (46)$$

można przyjąć, że dla dużych wartości tego parametru rozwiązanie równania (45) jest następującej postaci

$$c(x, t) = \frac{c_0 \cdot x}{2\sqrt{\pi \cdot D_L \cdot t}} \exp\left(-\frac{(x - vt)^2}{4D_L \cdot t}\right) \quad (47)$$

gdzie

$$c_0 = \frac{m \cdot v}{Q \cdot L}$$

- m – masa zrzutu zanieczyszczeń (kg)
- Q – natężenie przepływu (m^3/s)
- L – długość odcinka kanału (m)

Równanie (47) jest zależnością przekształconą dla potrzeb rozważanego zagadnienia. Równanie to dotyczy dowolnego przekroju kanału o długości L , który to przekrój znajduje się w odległości x od punktu zrzutu masy m . W punkcie tym $x=0$, zrzut masy następuje w chwili $t=0$. Oczywiście odcinek o długości L ma niezmienną geometrię oraz stałe natężenie przepływu. Ze wzoru (47) może być

obliczany tylko pierwszy odcinek kanału poniżej punktu zrzutu. Każda zmiana warunków hydraulicznych bądź geometrii kanału, wymaga zastosowania innych metod obliczeniowych.

Równanie (45) bywa też obliczane numerycznie, najczęściej metodą siatek. W tym przypadku wynik końcowy zależy bardzo od doboru kroków Δx i Δt . Jednakże przy przejściu z odcinka na odcinek należy dokonywać modyfikacji algorytmu obliczeniowego. Biorąc pod uwagę powyższe stwierdzenia, uznano numeryczne rozwiązanie równania (45) za jedyną rozsądną w praktyce metodyką postępowania. Decydujące o wyniku obliczeń są wartości współczynnika dyspersji wzdłużnej. Intensywność mieszania wzdłużnego zależy od wielu czynników hydraulicznych, a także od wielkości kanału lub cieku naturalnego. Uniwersalnego rozstrzygnięcia brak, natomiast istnieje szereg badań dotyczących kanałów otwartych, których wyniki można zaadaptować dla omawianego przypadku (47).

Wielu autorów proponuje następującą postać wzoru na D_L :

$$D_L = k \cdot u_s \cdot H \quad (48)$$

$$u_s = \sqrt{g \cdot J \cdot R_h} \quad (49)$$

gdzie:

- u_s – prędkość ścinająca (m/s)
- H – napelnienie kanału (m)
- g – przyspieszenie ziemskie (m/s²)
- R_h – promień hydrauliczny (m)
- J – spadek dna kanału
- K – stała doświadczalna

Stała k waha się według różnych danych od 5 do 15.

SPLYW ZANIECZYSZCZEŃ DESZCZOWYCH

Na jakość ścieków deszczowych odprowadzanych systemem kanalizacji z danej zlewni, wpływają czynniki charakteryzujące zlewnię, przy czym nie można uprościć tego zagadnienia tylko do analizy powierzchni zlewni i wartości współczynnika spływu. Sposób rozwiązania układu kanalizacji deszczowej, zakres wykorzystania retencyjności terenu i sieci przewodów oraz ukształtowanie zlewni decydować będą, przy znanej średniorocznej wysokości opadu oraz przyjętej częstotliwości przekraczania prognozowych deszczów, o ilości i składzie odprowadzanych ścieków deszczowych.

Przedstawiony poniżej model szacowania wielkości wskaźników zanieczyszczeń ścieków deszczowych zawiera formuły obliczeniowe, za pomocą których można wyznaczyć następujące wartości:

- masę nagromadzonych zanieczyszczeń na powierzchni zlewni
- masą i stopień splukania zanieczyszczeń przez deszcz miarodajny dla rozpatrywanego obszaru
- stężenie zawiesiny ogólnej w spływie deszczowym pochodzącym od deszczu miarodajnego
- stężenie BZT₅ dla tych samych warunków

Do parametrów wyjściowych, które mają wpływ na wielkości wskaźników należą:

- powierzchnia zlewni F
- współczynnik spływu ψ
- średni spadek kanałów J
- długość ciągu kanałów L
- natężenie deszczu q
- częstotliwość występowania deszczu o określonym natężeniu i czasie trwania c w latach
- średnioroczna wysokość opadu nad rozpatrywanym obszarem (P)

Przyjęto, że jednostkową masę nagromadzonych zanieczyszczeń można uzależnić od współczynnika spływu

$$m_0 = f(\psi) \quad (50)$$

Wykorzystując dane z norm sanitarnych stosowanych przy oczyszczaniu miast przyjęto następującą formułę obliczania masy nagromadzonych zanieczyszczeń:

$$m_0 = \frac{B}{\psi^b} \quad (51)$$

gdzie :

B – współczynnik równoznaczny z jednostkową masą nagromadzonych zanieczyszczeń na powierzchni 1 m^2 przy całkowitej jej szczelności $\psi=1$

b –wykładnik określający proporcjonalność nagromadzenia zanieczyszczeń w stosunku do stopnia szczelności powierzchni.

Dla przeciętnych warunków miejskich można przyjąć następujące wartości liczbowe współczynników: $B= 15 \text{ g/ m}^2$, $b= 5/4$

$$\text{Otrzymuje się więc } m_0 = \frac{15}{\psi^{5/4}}.$$

Masę splukiwanych zanieczyszczeń przez deszcz można wyznaczyć przyjmując następujące założenia:

- splukiwaniu podlegają zarówno zanieczyszczenia nagromadzone na powierzchni szczelnej jak i cząstki gleby w wyniku erodującego oddziaływania deszczów nawalnych
- zanieczyszczenia są równomiernie rozłożone na powierzchni
- powierzchnia jest jednostajnie nachylona w kierunku wpustu deszczowego
- warstwa opadu spływającego po powierzchni jest uśredniona w czasie trwania spływu

Wykorzystując analogię splukiwania zanieczyszczeń do ruchu rumowiska rzecznego przyjęto prędkość ruchu spływu powierzchniowego jako:

$$v = \frac{1}{n} \cdot h^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (52)$$

gdzie :

n - współczynnik szorstkości

h – wysokość warstwy wody spływającej po powierzchni

J - spadek powierzchni

Natomiast wpływ nagromadzonych zanieczyszczeń na zwiększanie oporów tarcia z wartości n do n_z może być przeanalizowany przy wykorzystaniu następującej proporcji:

$$\frac{n_z}{n} = \left(\frac{\rho_w}{\rho_z} \right)^{2/3} \quad (53)$$

gdzie: ρ_w - gęstość wody

ρ_z - gęstość zanieczyszczeń

Wykorzystując pojęcie siły poruszającej, w [8] przeprowadzono szczegółową analizę zmierzającą do określenia, jaka jej część jest wykorzystywana do transportu zanieczyszczeń i otrzymano następujące wzory na jednostkową masę splukiwanych zanieczyszczeń:

$$m_s = 1,8 \left(\frac{\rho_w}{\rho_z} \right)^{4/3} \cdot \frac{J^{5/32} \cdot t_d^{3/8} \cdot q^{1/16}}{\psi^{7/8}} \quad (54)$$

Przyjmując $\rho_w=1000 \text{ kg/m}^3$, $\rho_z=1800 \text{ kg/m}^3$ otrzymuje się:

$$m_s = 0,8265 \cdot \frac{J^{\frac{5}{32}} \cdot t^{\frac{3}{8}} \cdot q^{\frac{1}{16}}}{\psi^{\frac{7}{8}}} \quad (55)$$

gdzie: J – średni spadek (%)
 t_d – czas trwania deszczu (min)
 q – natężenie deszczu (dm³/s*ha)
 ψ – współczynnik spływu

Stężenia wybranych wskaźników zanieczyszczeń są proporcjonalne do masy splukanych zanieczyszczeń i objętości spływu, jaki wystąpi w zlewni kanalizacji deszczowej. Tak więc

$$S = \frac{\Sigma}{W} \quad (46)$$

gdzie
 Σ – ładunek zanieczyszczeń wybranego wskaźnika (g)
 W – objętość spływu w m³
 Ładunek zawiesiny ogólnej wyraża zależność

$$\Sigma_{zaw} = 10^4 \cdot a_1 \cdot m_s \cdot F \cdot \psi \quad (47a)$$

Analogicznie ładunek BZT₅ wyniesie

$$\Sigma_{BZT_5} = 10^4 \cdot a_2 \cdot m_s \cdot F \cdot \psi \quad (47b)$$

Natomiast objętość spływu wyznacza się ze wzoru:

$$W = 0,06 \cdot q \cdot t \cdot F \cdot \psi \quad (58)$$

Przyjmując następujące wartości dla współczynników a₁=0,08 i a₂=0,05 oraz wykorzystując wzory (55) - (58) otrzymuje się następujące zależności określające stężenia:

- stężenie zawiesin

$$S_{zaw} = \frac{J^{\frac{5}{32}}}{9 \cdot t^{\frac{5}{8}} \cdot q^{\frac{15}{16}} \cdot \psi^{\frac{7}{8}}} \quad (59a)$$

- stężenie BZT₅

$$S_{BZT_5} = \frac{7 \cdot J^{\frac{5}{32}}}{10^3 \cdot t^{\frac{5}{8}} \cdot q^{\frac{15}{16}} \cdot \psi^{\frac{7}{8}}} \quad (59b)$$

Wyliczone w ten sposób wskaźniki zanieczyszczeń są wartościami uśrednionymi czasie trwania spływu wód od wybranego deszczu dla całego obszaru. W zależności od potrzeb można określać szacunkowe wartości wskaźników zanieczyszczeń, przyjmując czas trwania deszczu lub jego natężenie (uwzględniając funkcyjną zależność obu wartości). Pozostaje jednak do rozważenia problem, jaki deszcz (o jakich parametrach) okaże się miarodajny dla rozpatrywanego obszaru miasta.

Przepływy obliczeniowe miarodajne do wymiarowania poprzecznych przekrojów kanałów są wartościami maksymalnymi i można stwierdzić, że w istocie każdy odcinek kanału między węzłami obliczeniowymi jest liczony na przepływ pochodzący od deszczu o różnym czasie trwania, a więc miarodajny jedynie dla tego odcinka. Dla pojedynczego układu kanałów deszczowych, gdy występuje jeden wylot do odbiornika, za miarodajny deszcz do określenia stężeń i ładunków zanieczyszczeń uznać trzeba ten, który został przyjęty jako obliczeniowy do wymiarowania poprzecznego na ostatnim

odcinku całego układu, między wylotem a ostatnim węzłem. Czas trwania tego deszczu jest dobrany tak, że przynajmniej w jednym momencie nastąpi skumulowanie odpływu z całej zlewni, dając maksymalny przepływ. Deszcz ten obejmuje całą powierzchnię zlewni i spowoduje splukanie określonej części nagromadzonych zanieczyszczeń.

3.5. UWAGI KOŃCOWE

Przedstawione w pracy problemy związane z modelowaniem przepływu ładunków zanieczyszczeń w sieci kanalizacyjnej są istotne przy projektowaniu oczyszczalni ścieków. Przedstawiono zarówno problemy związane z gwałtownym splywem ścieków bytowo – gospodarczych bądź przemysłowych w kanalizacji sanitarnej lub ogólnospławnej, jak i splywy zanieczyszczeń w ściekach deszczowych. Na jakość ścieków deszczowych odprowadzanych systemem kanalizacji z danej zlewni, wpływają czynniki charakteryzujące zlewnię, parametry sieci kanalizacyjnej, natężenia deszczu, jego częstotliwość oraz czas jego trwania. W kanalizacji istotny jest proces samooczyszczania się kanałów. Z dostępnych prac wynika, że wpływ na ten proces ma średnia prędkość przepływu. Przy obliczeniach hydraulicznych przeprowadzanych dla stanu ustalonego istotne jest wyznaczenie takich wartości średnic kanałów oraz spadków, aby umożliwić proces samooczyszczania się kanałów. Dla ścieków deszczowych istotne są zarówno parametry sieci kanalizacyjnej takie jak: układ sieci, zakres wykorzystania retencyjności sieci kanałów jak i ukształtowanie zlewni i jej retencyjność.

W przyszłych pracach model obliczeń hydraulicznych powinien współpracować z modelami opisującymi splyw wskaźników zanieczyszczeń (BZT₅, zawiesina ogólna, związki azotowe) w kanalizacji. Ponadto należałoby uwzględnić procesy biodegradacji ścieków związane ze wzrostem biomasy. W takim modelu parametry sieci są liczone z uwzględnieniem splywu ładunków zanieczyszczeń.

LITERATURA

1. Biedugnis S.: *Metody informatyczne w wodociągach i kanalizacji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1998.
2. Bogdan L., Petriczek G.: Zagadnienia modelowania sieci kanalizacyjnej dla potrzeb zarządzania przedsiębiorstwem wodociągowym. *STUDIA I MATERIAŁY POLSKIEGO STOWARZYSZENIA ZARZĄDZANIA WIEDZĄ*, nr 22, 32-42, 2009.
3. Bogdan L., Petriczek G., Studziński J. *Mathematical modeling and computer simulation of communal sewage networks*. In J. Wittmann, B. Page: *Simulation in Umwelt- und Geowissenschaften*, Shaker Verlag, 2012
4. Bogdan L., Petriczek G.: *Dynamical models of sewage flows in communal wastewater networks*. *MOSIS'11*, Roznov pod Radhostem, Czech Republic, Brno University of Technology, Technical University Ostrava, 2011
5. Błaszczyk P.: *Opory w zamkniętych kanałach ściekowych*. Nowa Technika w Inżynierii Sanitarnej – Wodociągi i Kanalizacja, 3, 1973.
6. Błaszczyk W., Stamatello H., Błaszczyk P.: *Kanalizacja. Sieci i pompownie*. Tom I. Arkady. Warszawa 1983.
7. Chudzicki J., Sosnowski S.: *Instalacje kanalizacyjne*. Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2004.

8. Dolecki J., Usakiewicz A.: *Model szacowania wskaźników zanieczyszczeń w spływach w kanalizacji deszczowej*. Ochrona Środowiska. Nr 3 – 4 (36 – 37), str. 77-80, Wrocław, 1988.
9. Jaromin K., Jilali A., Borkowski T., Widomski M., Ładóg G.: *Rodzaje materiału i sposoby eksploatacji a współczynniki szorstkości w przewodach kanalizacji grawitacyjnej*. Proceedings of ECOpole, Vol. 2, No. 2, 2008.
10. Karnowski J.M.: *Warunki transportu wleczonych części mineralnych w przewodach kołowych o dowolnym nachyleniu*. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej PZITS. Poznań 1973
11. Kwietniewski M., Nowakowska–Błaszczyk A.: *Obliczenia hydrauliczne kanałów ściekowych na podstawie krytycznych natężeń stycznych*. Nowa Technika w Inżynierii Sanitarnej – Wodociągi i Kanalizacja, 13, 1981.
12. Łagód G., Sobczuk H., Suchorab Z.: *Kolektory kanalizacyjne jako część kompleksowego układu oczyszczania ścieków*. Mat.konf.II Kongresu Inżynierii Środowiska, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, vol.32, t.1, 2005, s.835-843.
13. Mizgalewicz P., Knapik K., Wieczysty A.: *Analiza pracy sieci kanalizacyjnych przy zastosowaniu EMC*. Ochrona Środowiska nr 434/3-4 (20-21), 1984
14. Łomotowski J., Szpindor A.: *Nowoczesne Systemy oczyszczania ścieków*. ARKADY. Warszawa, 1999.
15. Niedzielski W.: *Charakter przepływu w sieci kanalizacji deszczowej*. Ochrona Środowiska, nr 434/3-4 (20-21), 1984.
16. Puchalska E., Sowiński N.: *Wymiarowanie kanałów ściekowych metodą krytycznych naprężeń stycznych*. Ochrona Środowiska. Nr 3 - 4, 53-62, Wrocław 1984.
17. Serek M.: *Zastosowanie mikrokomputerów do obliczania sieci kanalizacji deszczowej*. Ochrona Środowiska, nr 488/1-2 (27-28), 1986.
18. Służalec A.: *Sieć kanalizacji ściekowej – obliczenia hydrauliczne*. Raport Badawczy IBS PAN, Warszawa. 2010.
19. Wartalski J.: *Komputerowe metody projektowania i analizy hydraulicznej sieciowych układów kanalizacyjnych*. Ochrona Środowiska, nr 434/3-4 (20-21), 1984.
20. Wartalski A., Wartalski J.: *Projektowanie hydrauliczne rurociągów z tworzyw sztucznych*. Ochrona Środowiska, nr 1/76 (19-24), 2000.
21. WILO Polska- producent pomp i urządzeń sanitarnych: *Podstawy odprowadzania i pompowania ścieków*. Oferta handlowa
22. Wołoszyn E.: *Matematyczny model przepływów w sieci kanalizacyjnej*. Archiwum Hydrotechniki, tom XXVI, zeszyt 4, 1979.
23. Zawilski M.: *Symulacja spływu zanieczyszczeń w kanalizacji*. Ochrona Środowiska. PZITS Nr 488/1 – 2(27-28), str.67-70, Wrocław.1986.
24. Zawilski M.: *Analiza symulacyjna spływu dużych ładunków zanieczyszczeń*. Ochrona Środowiska. Nr 3 – 4(36-37), str. 87-90, Wrocław, 1988.

the first two cases, the first two terms of the series are the same, but the third term is different.

In the third case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the fourth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the fifth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the sixth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the seventh case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the eighth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the ninth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the tenth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the eleventh case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twelfth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the thirteenth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the fourteenth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the fifteenth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the sixteenth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the seventeenth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the eighteenth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the nineteenth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twentieth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twenty-first case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twenty-second case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twenty-third case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twenty-fourth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twenty-fifth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twenty-sixth case, the first two terms are the same, but the third term is different.

In the twenty-seventh case, the first two terms are the same, but the third term is different.