

107/2012

Raport Badawczy

RB/25/2012

Research Report

**Wspomaganie projektowania
miejskiej sieci kanalizacyjnej
za pomocą modelu
hydraulicznego**

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:
dr hab. inż. prof. nadzw. Jan Studziński

Warszawa 2012

WSPOMAGANIE PROJEKTOWANIA MIEJSKIEJ SIECI KANALIZACYJNEJ ZA POMOCĄ MODELU HYDRAULICZNEGO

LUCYNA BOGDAN, GRAŻYNA PETRICZEK

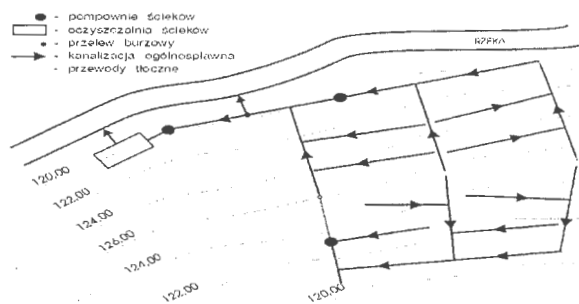
Spis treści

1. Wstęp
2. Analiza zależności hydraulicznych w sieci
3. Obliczenia wysokości napelnień kanałów i prędkości przepływów
4. Przykład obliczeniowy
5. Projektowanie parametrów hydraulicznych sieci

Literatura

1. WSTĘP

W systemie kanalizacji ogólnospławnej (rys. 1) wszystkie rodzaje ścieków (ścieki bytowo-gospodarcze, przemysłowe oraz ścieki opadowe) są odprowadzane wspólnymi kanałami. Dodatkowo na sieci budowane są przelewy burzowe, czyli tzw. burzowce, którymi odprowadzany jest nadmiar wód deszczowych zmieszanych ze ściekami bytowo-gospodarczymi bezpośrednio do odbiornika. Przelewy burzowe projektowane są w taki sposób, aby zapewnić odpowiednie rozcieńczenie ścieków bytowo - gospodarczych przed zrzuconiem ich do odbiornika.



Rys. 1. Schemat systemu kanalizacji ogólnospławnej

Kanalizacja sanitarna składa się z następujących elementów: instalacje kanalizacyjne wewnętrzne w budynkach, przewody kanalizacyjne zewnętrzne na terenie nieruchomości (działki budowlanej), sieć kanalizacyjna, układana najczęściej w ciągach komunikacyjnych pod jezdnią, pompownie ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych, oczyszczalnia ścieków, jako końcowy element usuwania ścieków.

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 warunek zgodności poziomów zwierciadła ścieków.

Dla przyjętych założeń rozważono projektowanie lub analizę sieci kanalizacyjnych związane są z następującymi zadaniami:

1. Analiza parametrów hydraulicznych sieci o znanych przekrojach i spadkach kanałów. Problem sprowadza się do obliczenia wysokości napełnień 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 napełnień 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.

2. ANALIZA ZALEŻNOŚCI HYDRAULICZNYCH W SIECI

Średnią prędkość przepływu ścieków w poprzecznym przekroju kanału można obliczyć przy pomocy wzoru Manninga w postaci:

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

$$R = \frac{A}{U}$$

gdzie:

v – średnia prędkość przepływu ścieków w przekroju czynnym w kanale [m/s]

K – współczynnik Manninga [$m^{1/3} \cdot s^{-1}$] $K = \frac{1}{n}$

n – współczynnik szorstkości [$s/m^{1/3}$]

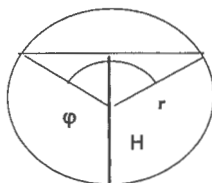
R – promień hydrauliczny [m]

J – spadek dna kanału

A – pole powierzchni przekroju czynnego [m^2]

U – obwód zwilżony [m].

Zależności między wielkościami w kanale o przekroju kołowym mają przedstawioną poniżej postać:



Rys. 2. Zależności między wielkościami w kanale o przekroju kołowym.

gdzie H – wysokość napełnienia kanału

d – średnica kanału.

φ - kąt środkowy

Z zależności geometrycznych koła wynikają następujące wzory:

Dla $H \leq 0.5d$:

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

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

$$R = \frac{1}{4}d \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right) \quad (2c)$$

Dla $H > 0.5d$:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} - \frac{d^2}{8} \cdot (\varphi - \sin \varphi) \quad (3a)$$

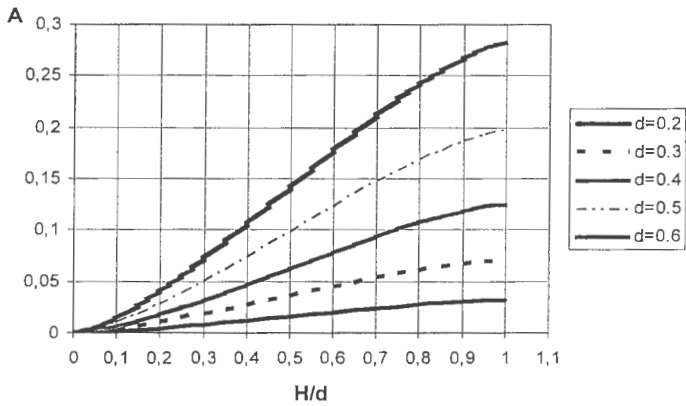
$$\varphi = 2 \cdot \arccos\left(2 \cdot \frac{H}{d} - 1\right) \quad (3b)$$

$$R = \frac{d}{4} - \frac{d}{8} \cdot \frac{\sin \varphi}{\pi - 0.5\varphi} \quad (3c)$$

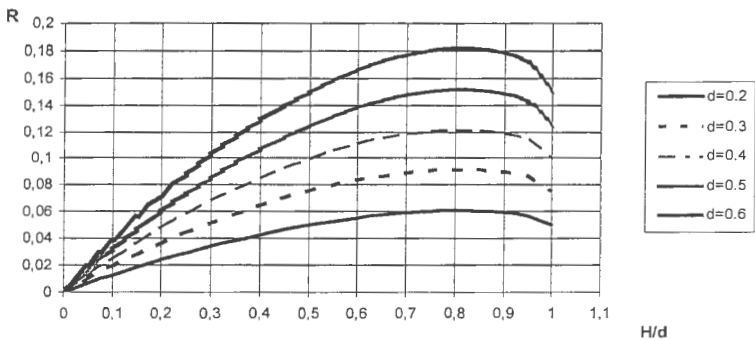
Z powyższych wzorów wynika, że dla kanałów o przekroju kołowym zarówno pole powierzchni przekroju czynnego A , jak i promień hydrauliczny R zależą od wysokości napełnienia kanału H (przy znanych średnicach). Z kolei ze wzoru Manninga wynika, że prędkość przepływu ścieków (przy zadanych parametrach kanału, takich jak spadek dna kanału J oraz średnica d także zależy od wysokości napełnienia kanału H .

W celu zobrazowania istoty tych zależności, wprowadzimy pojęcie stopnia wypełnienia kanału jako stosunek wysokości napełnienia H do średnicy d - H/d .

Na zamieszczonych niżej wykresach (rys. 3, rys. 4) przedstawiono zależności pola przekroju czynnego A oraz promienia hydraulicznego R od stopnia napełnienia H/d dla różnych wartości średnic.



Rys. 3. Zależności pola przekroju poprzecznego A od stopnia napełnienia kanału dla różnych wartości średnic.



Rys. 4. Zależności promienia hydraulicznego R od stopnia napełnienia kanału dla różnych wartości średnic.

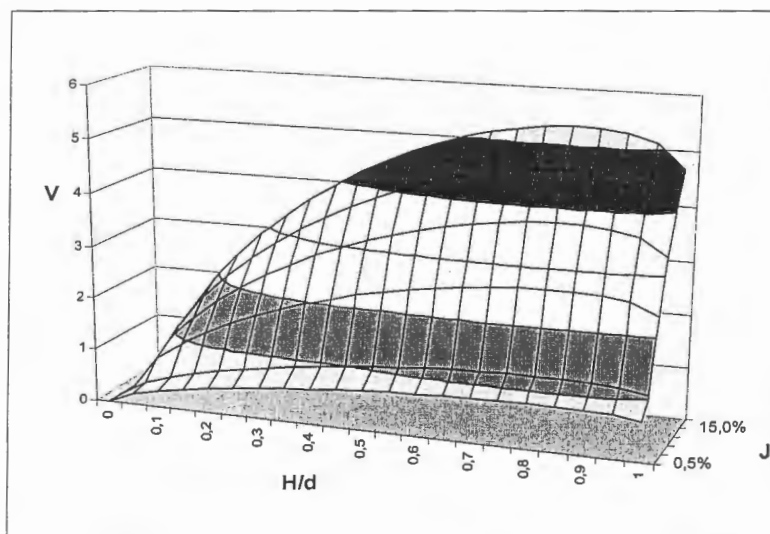
Z analizy powyższych wykresów wynika, że pole przekroju A monotonicznie rośnie wraz ze wzrostem stopnia napełnienia i im większa wartość średnicy, tym szybciej rośnie A i przyjmuje większe wartości. Największa wartość pola przekroju czynnego występuje przy całkowitym wypełnieniu kanału i wynosi $\pi d^2/4$.

Natomiast wartość promienia hydraulicznego R rośnie od zera, maksimum osiąga przy napełnieniu równym 81,3% i dalej maleje do wartości, jak przy połowie wysokości przewodu. Zarówno przy pełnym wypełnieniu, jak i dla połowy napełnienia wartość promienia wynosi $d/4$. Większe wartości średnic zwiększają wartości promienia hydraulicznego, nie mają natomiast wpływu na kształt wykresu. Maksymalna wartość promienia hydraulicznego R zależy od wartości średnicy d .

Prędkość przepływu ścieków zależy zarówno od parametrów kanału (średnica, spadek dna kanału, współczynnik szorstkości), jak i od stopnia napełnienia kanału.

Zakładając, że najbardziej znaczącym parametrem geometrii kanału jest spadek dna kanału, można przedstawić przestrzenną zależność prędkości od spadku kanału J oraz od stopnia napełnienia H/d .

Na poniżej przedstawionym wykresie przyjęto, że wartości spadku kanału J wynoszą odpowiednio 0,5%, 1%, 4%, 6%, 8%, 10%.



Rys. 5. Wykres zależności prędkości przepływu v od stopnia napełnienia kanału oraz spadku dna kanału J dla współczynnika szorstkości $n = 0,013$ oraz średnicy $= 0,6$.

Zmiana średnicy nie powoduje zmiany kształtu wykresu.

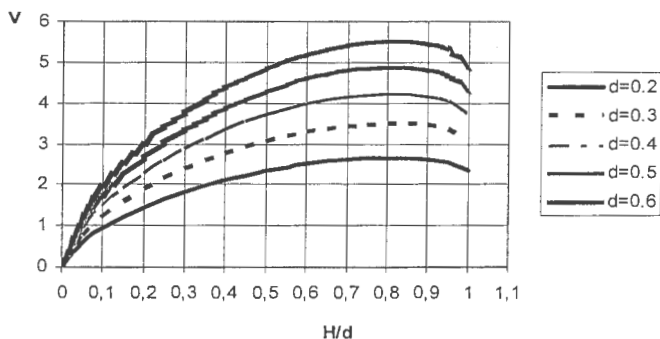
Tworząc przekroje tego wykresu płaszczyznami $J=\text{const}$ otrzymujemy wykres (przedstawiony niżej) dla różnych wartości średnic, który przedstawia przebieg zależności prędkości od stopnia napełnienia kanału.

Z wykresu przedstawionego na rys. 6 wynika, że prędkość przepływu ścieków v rośnie od zera, maksimum osiąga przy wypełnieniu równym 81,3% i dalej maleje do wartości, jak przy połowie wysokości przewodu. Zarówno przy pełnym wypełnieniu, jak i dla połowy napełnienia wartość prędkości wynosi $0,397 \cdot \frac{1}{n} \cdot d^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$.

Maksymalna wartość prędkości v zależy od wartości średnicy d .

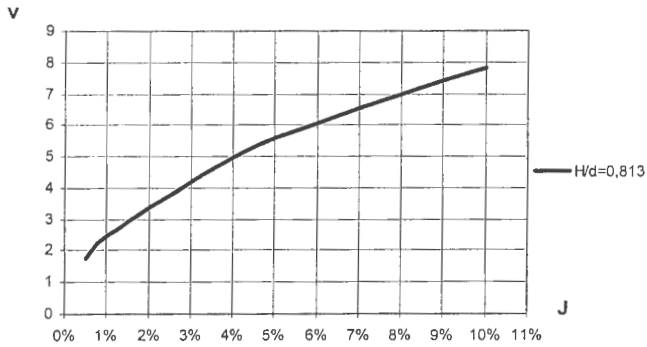
Większe wartości średnic zwiększają tylko wartości prędkości, nie mają natomiast wpływu na kształt krzywej przedstawiającej zależność prędkości od napełnienia.

Łatwo można zauważyć, że funkcja opisująca zależność prędkości od stopnia napełnienia ma podobny kształt, jak funkcja opisująca promień hydrauliczny R .



Rys. 6. Zależności prędkości przepływu v od stopnia napełnienia kanału dla współczynnika szorstkości $n=0,013$ oraz wartości spadku $J=5\%$ dla różnych wartości średnic.

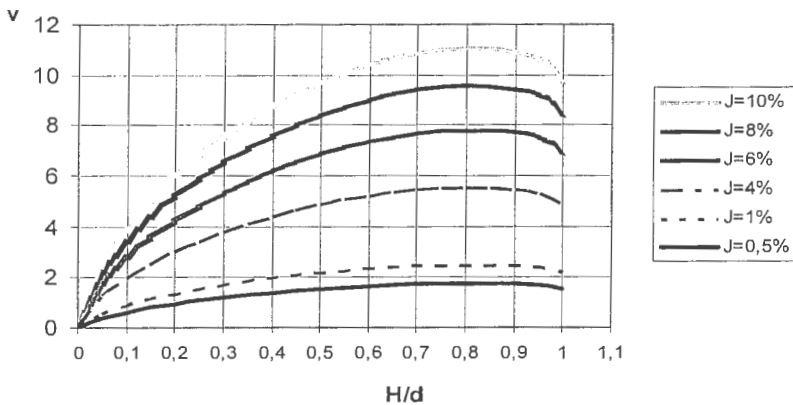
Przekrój wykresu powierzchniowego przedstawionego na Rys.4 płaszczyzną $H/d = \text{const}$ przedstawia rys. 7.



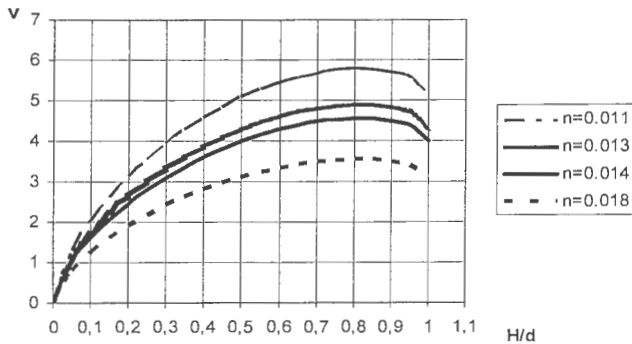
Rys. 7. Wykres zależności prędkości przepływu v od spadku dna kanału dla danego stopnia napełnienia.

Z powyższego wykresu wynika, że prędkość przepływu monotonicznie rośnie w zależności od wielkości spadku J , przy danym stopniu napełnienia.

Wykresy zależności prędkości przepływu v od stopnia napełnienia kanału dla różnych wartości spadku dna kanału J oraz współczynnika szorstkości n przedstawiono na rysunkach 8 i 9.



Rys. 8. Zależności prędkości przepływu v od stopnia napełnienia kanału dla współczynnika szorstkości $n=0,013$ oraz średnicy $d=0,6$ dla różnych wartości spadku J .



Rys. 9. Zależności prędkości przepływu v od stopnia napełnienia kanału dla średnicy $d=0.6$ wartości spadku $J = 5\%$ dla różnych wartości współczynnika szorstkości n .

Z wykresów tych wynika, że prędkość przepływu ścieków v rośnie od zera, maksimum osiąga przy wypełnieniu równym 81,3% i dalej maleje do wartości, jak przy połowie wysokości przewodu.

Zarówno przy pełnym wypełnieniu, jak i dla połowy napełnienia wartość prędkości wynosi $0,397 \cdot \frac{1}{n} \cdot d^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$.

Większe wartości spadków kanału zwiększają tylko wartości prędkości, natomiast większe wartości współczynnika szorstkości zmniejszają wartości prędkości. Oba parametry nie mają natomiast wpływu na kształt krzywej przedstawiającej zależność prędkości od napełnienia.

3. OBLICZENIA WYSOKOŚCI NAPEŁNIEŃ KANAŁÓW I PRĘDKOŚCI PRZEPLYWÓW

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 napełnień ściekami,
- ustalenie prędkości przepływu.

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

Krok 1. Należy wczytać dane dotyczące struktury sieci, tzn.: liczbę węzłów LW, liczbę odcinków LO, zbiór węzłów $W = \{j\}$ zbiór odcinków $U = \{i\}$, zbiór średnic kanałów $\{d_i\}$, długości odcinków L_i , spadki dna dla poszczególnych odcinków J_i $i=1, \dots, LO$, chropowatość k_i i-tego odcinka.

Krok 2. Obliczyć natężenia dopływów ścieków do poszczególnych węzłów sieci.

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 do danego odcinka i może być on wyrażony następującą zależnością:

$$Q_{h \max} = \frac{N_{h \max} M q_{sr}}{24} \quad (4)$$

gdzie: M – liczba mieszkańców przypadająca na dany odcinek sieci,

q_{sr} – średni jednostkowy odpływ ścieków zależny od wielkości jednostki osadniczej,

$N_{h \max}$ – współczynnik nierównomierności dobowej.

Dla ścieków opadowych dopływ może być wyrażony:

$$Q = q_d \cdot \psi \cdot F \cdot \varphi \quad (5)$$

gdzie

$$\psi = M \cdot q^{0.567} \cdot t_d^{0.228}$$

gdzie: q – natężenie deszczu (dm^3/h),

t_d – czas trwania deszczu (min),

M – współczynnik charakteryzujący zlewnię i warunki klimatyczne.

Krok 3. Ten krok jest najbardziej istotną częścią algorytmu.

Dla ustalonych wartości natężeń przepływów Q_i w poszczególnych węzłach $i=1, \dots, LO$ wyznaczyć dla tych segmentów następujące wartości: napełnień H_i , promieni hydraulicznych R , średnich prędkości przepływów v_i .

1. Jak wynika ze wzorów Manninga, zarówno prędkość przepływu v jak i natężenie przepływów Q zależą od promienia hydraulicznego R , który z kolei zależy od wysokości napełnienia H .

Przy obliczaniu sływów w sieciach kanalizacyjnych zazwyczaj mamy do czynienia z sytuacją, w której dla zadanych przepływów Q należy wyznaczyć wysokość napełnienia kanału H .

Odpowiednie zależności służące tym obliczeniom otrzymuje się ze wzoru Manninga na wielkość natężenia przepływu, uwzględniając geometrię przewodu.

W podrozdziale 3.1 szczegółowo omówimy właściwości funkcji opisujących te zależności oraz równania służące do wyznaczenia stopnia wypełnienia kanału (wysokości napełnień kanałów).

Dla $H/d \leq 0,5$

$$\beta \cdot (\varphi - \sin \varphi)^{\frac{5}{3}} \cdot \varphi^{\frac{-2}{3}} - Q = 0 \quad (6a)$$

$$\varphi = 2 \cdot \arccos\left(1 - 2 \cdot \frac{H}{d}\right) \quad (6b)$$

Dla $H/d > 0,5$

$$2 \cdot \beta \cdot (\pi - 0,5 \cdot \varphi + 0,5 \cdot \sin \varphi)^{\frac{5}{3}} \cdot (\pi - 0,5 \cdot \varphi)^{\frac{-2}{3}} - Q = 0 \quad (7a)$$

$$\varphi = 2 \cdot \arccos\left(2 \cdot \frac{H}{d} - 1\right) \quad (7b)$$

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

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

2. Dla obliczonego napełnienia H obliczamy promień hydrauliczny R_h według wzoru:

$$R = \frac{A}{U} = \frac{\pi d - 0,5 \cdot d \cdot \varphi + 0,5 \cdot d \cdot \sin(\varphi)}{4 \cdot (\pi - 0,5 \cdot d \cdot \varphi)} \quad (9)$$

3. Obliczanie prędkości v według wzoru Manninga:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} \quad (10a)$$

gdzie n – współczynnik szorstkości,

lub według wzoru Colebrooka- White'a [3], [1]:

$$v = -2 \cdot \sqrt{8g \cdot R_h \cdot J} \cdot \log \left(\frac{k}{14,84 \cdot R_h} + \frac{2,51 \cdot \mu}{4R_h \sqrt{8g \cdot R_h \cdot J}} \right) \quad (10b)$$

gdzie:

v – średnia prędkość przepływu ścieków w przekroju czynnym w kanale [m/s],

g – stała grawitacji [m^2/s],

R_h – promień hydrauliczny [m],

J – spadek hydrauliczny,

k – współczynnik chropowatości bezwzględnej [m],

μ – kinematyczny współczynnik lepkości cieczy [m^2/s].

Współczynnik chropowatości bezwzględnej k zastosowany we wzorze Colebrooka-White'a uwzględnia straty ciśnienia w zależności od materiału, z którego jest wykonany przewód, przerwy na połączeniach i osad powstający na wewnętrznej powierzchni przewodu poniżej poziomu przepływających ścieków.

Znając geometrię sieci kanalizacyjnej (kształt, wartości średnic, spadki dna kanału) oraz wartości dopływów ścieków Q , można obliczyć wysokości napełnień 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.

Krok 4. W każdym węźle sieci oblicza się równania bilansu przepływów $\sum_{j \neq i} Q_j = 0$.

Krok 5. 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, np. godzinowym lub dobowym, i w ten sposób uwzględnić zmiany 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.

3.1 ANALIZA ZALEŻNOŚCI (6a)-(6b) oraz (7a)-(7b)

Ze względu na postać zależności (6a) – (7a) do obliczenia napełnienia kanału można zastosować ogólnie dostępne numeryczne metody przybliżonego rozwiązywania równań nieliniowych.

Równania te mają postać:

$$\text{Dla } \underline{H/d \leq 0,5} \quad x = \frac{H}{d}$$

$$\beta \cdot F_1(x) - Q = 0 \quad (11a)$$

$$F_1(x) = \frac{(\varphi_1(x) - \sin(\varphi_1(x)))^{\frac{5}{3}}}{\varphi_1(x)^{\frac{2}{3}}} \quad (11b)$$

$$\varphi_1(x) = 2 \cdot \arccos(1 - 2 \cdot x) \quad (11c)$$

$$\text{Dla } \underline{H/d > 0,5}$$

$$2 \cdot \beta \cdot F_2(x) - Q = 0 \quad (12a)$$

$$F_2(x) = 2 \cdot \frac{(\pi - 0,5 \cdot \varphi_2(x) + 0,5 \cdot \sin(\varphi_2(x)))^{\frac{5}{3}}}{(\pi - 0,5 \cdot \varphi_2(x))^{\frac{2}{3}}} \quad (12b)$$

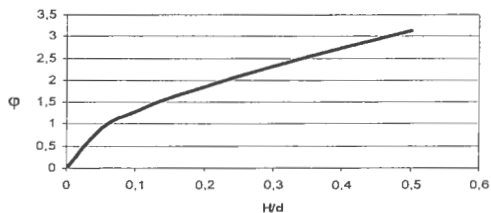
$$\varphi_2(x) = 2 \cdot \arccos(2 \cdot x - 1) \quad (12c)$$

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

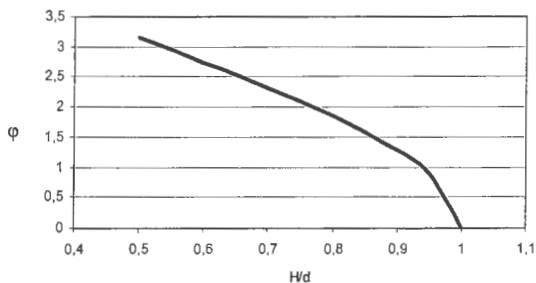
Parametr β dany jest wzorem (8) i zależy on od średnicy kanału d oraz spadku dna kanału J .

Przedstawimy teraz analizę funkcji $\varphi_1(x)$ i $\varphi_2(x)$:

$$\varphi_1(0) \rightarrow 0 \quad \varphi_1(0,5) \rightarrow \pi \quad \varphi_2(0,5) \rightarrow \pi \quad \varphi_2(1) \rightarrow 0$$



Rys. 10. Wykres funkcji $\varphi_1(x)$ na przedziale $\langle 0 ; 0,5 \rangle$.



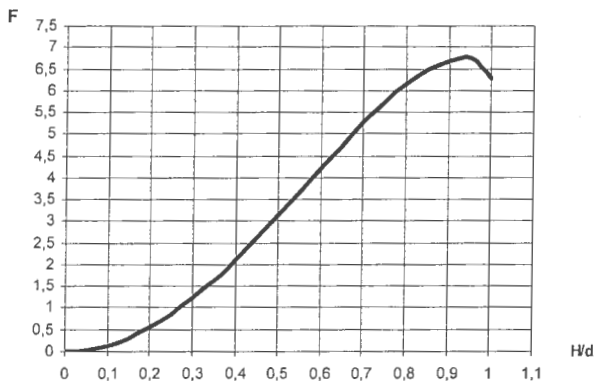
Rys. 11. Wykres funkcji $\varphi_2(x)$ na przedziale $\langle 0,5 ; 1 \rangle$.

Analiza funkcji $F_1(x)$ i $F_2(x)$

$$\begin{array}{llll} \lim_{x \rightarrow 0^+} F_1(x) \rightarrow 0 & F_1(0,5) \rightarrow \pi & \lim_{x \rightarrow 0^+} \beta \cdot F_1(x) \rightarrow 0 & \beta \cdot F_1(0,5) \rightarrow \pi \cdot \beta \\ F_2(0,5) \rightarrow \pi & F_2(1) \rightarrow 2\pi & \beta \cdot F_2(0,5) \rightarrow \pi \cdot \beta & 2 \cdot \beta \cdot F_2(1) \rightarrow 2 \cdot \pi \cdot \beta \end{array}$$

$$\text{Dla } x=0,8196 \quad 2 \cdot \beta \cdot F_2(1) = 2 \cdot \pi \cdot \beta$$

Wykres funkcji $F(x) = F_1(x) + F_2(x)$ przedstawiono na Rysunku 11.



Rys. 12. Wykres funkcji $F\left(\frac{H}{d}\right)$ dla $0 < \frac{H}{d} \leq 1$.

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.

Przedstawimy teraz wykresy funkcji $\beta \cdot F(x)$ oraz równania $\beta \cdot F(x) - Q = 0$.

Wykresy sporządzono dla następujących wartości: $d = 0.6$, $J = 10\%$, $n = 0.013$, $Q = 0.3$ i $Q = 0.5$

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 zmieniają się rozwiązania równania.

$$\text{Dla } x=1 \text{ i } x = 0,8196 \text{ funkcja } \beta \cdot F(x) = 2\pi \cdot \beta \text{ oraz } \beta \cdot F(x) - Q = 2\pi \cdot \beta - Q$$

Obie funkcje osiągają maksimum dla $x = 0.9381$ i $Q = \beta \cdot 6.7586936$

Równanie $\beta \cdot F(x) - Q = 0$ posiada pierwiastki.

1. Dla $x \in (0; 0.5>$ równanie $\beta \cdot F(x) - Q = 0$ posiada tylko jeden pierwiastek i musi być spełniona następująca nierówność :

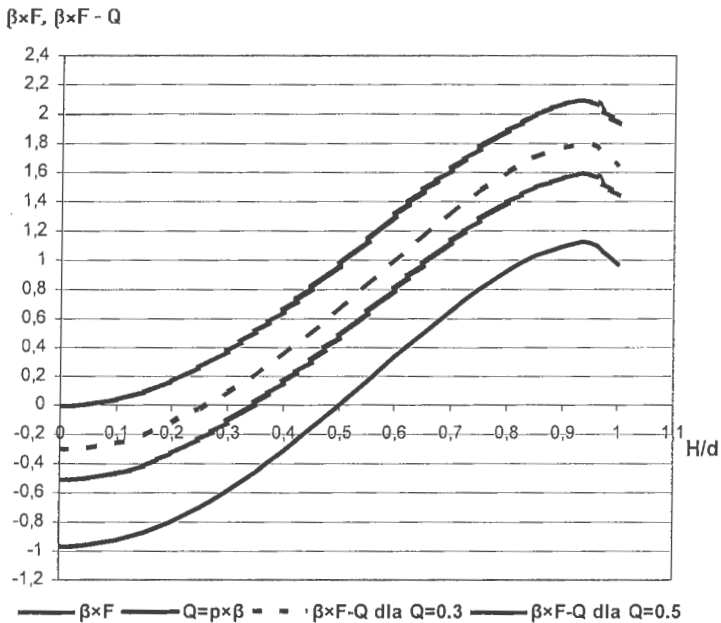
$$0 < Q \leq \pi \cdot \beta$$

Nierówność ta przy zadanych wartościach średnic d i spadków dna kanału J wyznacza pewien zakres dla przepływów Q .

Dla $Q=0.5$ pierwiastek $x = 0.3462$ dla $Q=0.3$ pierwiastek $x = 0.2657$;

dla $Q = \pi \cdot \beta$ pierwiastek $x = 0.5$

Na Rysunku 12. przedstawiono funkcję $\beta \cdot F(x)$ i funkcje $\beta \cdot F(x) - Q$ dla różnych wartości przepływów Q .



Rys. 13. Wykresy funkcji $\beta \cdot F\left(\frac{H}{d}\right)$ oraz równania $\beta \cdot F\left(\frac{H}{d}\right) = 0$ dla $0 < \frac{H}{d} \leq 1$.

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

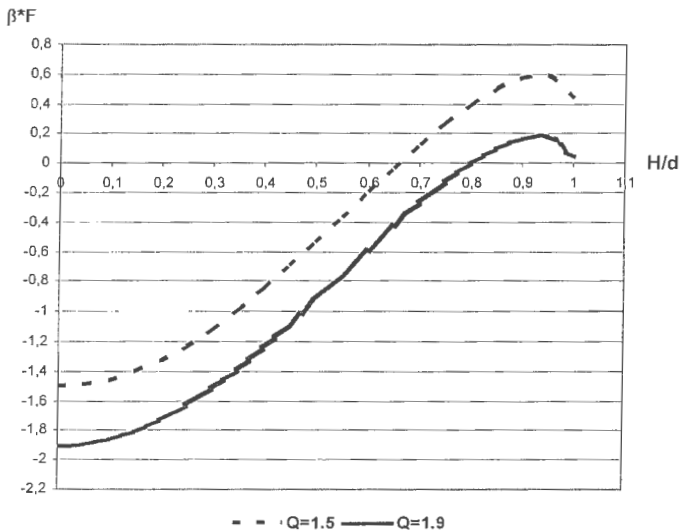
♦ jeden pierwiastek dla $x \in (0.5; 1)$ i $\pi \cdot \beta < Q < 2\pi \cdot \beta$

np. dla $Q = 1.5$ $x = 0.6597$ dla $Q = 1.9$ $x = 0.8008$

♦ dwa pierwiastki dla $x \in (0.5; 1)$ i $2\pi \cdot \beta \leq Q < \beta \cdot 6.7586936$

przy czym dla $Q = 2\pi \cdot \beta$ $x_1 = 1$ $x_2 = 0.81963$

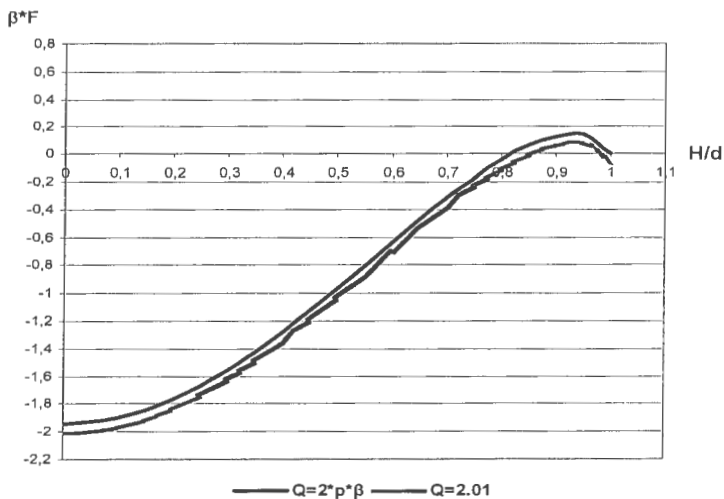
Powyższą analizę przedstawiono na Rysunku 13.



Rys. 14. Wykresy funkcji dla $\pi \cdot \beta < Q < 2\pi \cdot \beta$.

Przypadek dwóch pierwiastków pokazany jest na rys. 15. Rozważono dwie wielkości Q .

$Q = 2\pi \cdot \beta$ oraz $Q = 2.1$ ($Q < \beta \cdot 6,7588$)



Rys. 15. Wykresy funkcji dla $2\pi\beta < Q < \beta F_{\max}$.

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

- ◆ jeden pierwiastek dla $Q \in (0; 2\pi\beta)$ (13a)
- ◆ dwa pierwiastki dla $Q \in (2\pi\beta; \beta \cdot 6.7586936)$ (13b)

Dla ustalonych wartości parametrów sieci takich jak: średnica d oraz spadek dna kanału J powyższe zależności pozwalają ocenić jak dla zadanego przepływu Q zachowają 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 czyli średnicy d lub spadku dna kanału, bądź obu parametrów.

4. PRZYKŁAD OBLICZENIOWY

Algorytm przetestowano na przedstawionej niżej przykładowej sieci sanitarnej składającej się z 17 węzłów połączonych ze sobą odcinkami. [7]. Sieć posiada 9 węzłów wejściowych ($W_6, W_7, W_8, W_{10}, W_{11}, W_{14}, W_{15}, W_{16}, W_{17}$) oraz jeden węzeł wyjściowy

W₁. W pozostałych węzłach sieci następuje połączenie kilku odcinków sieci. Na schemacie sieci na Rys. 15 strzałkami zaznaczono kierunek przepływu ścieków.

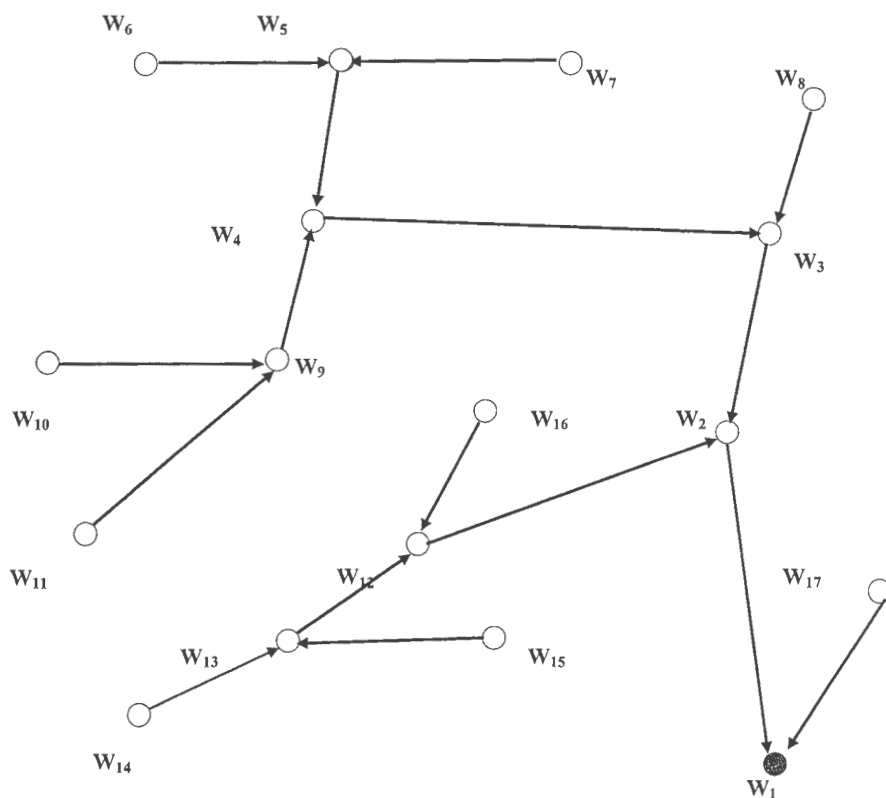
Dla węzłów wejściowych zadane są wartości natężeń dopływu ścieków. W węzłach połączeniowych należy obliczać natężenia przepływu zgodnie z równaniem bilansu przepływu. Dla poszczególnych odcinków zadane są wartości średnic d oraz spadki dna kanałów J .

Dla sieci o takiej strukturze obliczono wysokości napelnień H oraz prędkości przepływów v w poszczególnych odcinkach sieci.

Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że dla takich wartości natężeń dopływów ścieków oraz parametrów geometrycznych sieci (średnic i spadków dna kanałów) wysokości napelnień nie przekraczają połowy średnicy kanału. Istnieje więc spory zapas dla zwiększenia dopływów w niektórych węzłach sieci. Wyniki obliczeń przedstawiono w Tabeli 1.

Tabela 1. Wyniki obliczeń hydraulicznych przykładowej sieci przedstawionej na rys. 16.

węzeł górny	węzeł dolny	odc.	d	$Q \text{ dm}^3/\text{s}$	J	H/d	v
W6	W5	1	0,2	0,53	5	0,17	0,307
W7	W5	2	0,2	0,31	5	0,135	0,273
W5	W4	3	0,2	1,14	5	0,215	0,368
W10	W9	4	0,2	0,36	6	0,155	0,327
W11	W9	5	0,2	1,13	9	0,195	0,513
W9	W4	6	0,2	2,13	5	0,235	0,474
W4	W3	7	0,2	3,91	5	0,285	0,541
W8	W3	8	0,2	0,11	5	0,075	0,132
W3	W2	9	0,2	4,12	5	0,295	0,561
W14	W13	10	0,2	0,11	5	0,075	0,132
W15	W13	11	0,2	0,32	5	0,145	0,286
W13	W12	12	0,2	0,66	5	0,205	0,358
W16	W12	13	0,2	0,24	5	0,125	0,292
W12	W2	14	0,2	2,76	5	0,325	0,493
W17	W1	15	0,2	6,33	5	0,545	0,621
W2	W1	16	0,2	7,61	5	0,6	0,675



Rys. 16. Struktura sieci kanalizacyjnej użytej do obliczeń symulacyjnych.

5. PROJEKTOWANIE PARAMETRÓW HYDRAULICZNYCH SIĘCI

5.1 DOBÓR PRĘDKOŚCI ZAPEWNIĄCEJ SAMOOCZYSZCZANIE SIĘ SIĘCI

Prędkość przepływu ma istotny wpływ 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 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 [5] wykorzystano wyniki badań dotyczące hydrotransportu, w szczególności metodę jego obliczania wg 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, 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:

$$\tau = \frac{A}{U} \rho \cdot g \cdot \sin \alpha \quad (14)$$

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

τ - naprężenie styczne

R – promień hydrauliczny

J – spadek dna kanału

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

$$\tau = R \cdot \rho \cdot g \cdot J \quad (15)$$

Przekształcając to równanie otrzymujemy wzór na spadek dna kanału

$$J = \frac{\tau}{\rho \cdot g \cdot R} \quad (16)$$

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

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{\tau}{\rho \cdot g} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot R^{\frac{1}{6}} \quad (17)$$

Jeśli obliczony wzorem (16) 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 [2] i [4]. Autorzy wychodząc ze wzoru Apołłowa na siłę naporu hydrodynamicznego

$$P = k \cdot F \cdot \gamma \frac{u_p^2}{2g} \quad (18)$$

gdzie:

u_p – prędkość przydenna

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

F – pole rzutu cząstki na płaszczyznę prostopadłą do wektora prędkości

γ - ciężar właściwy

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

$$P_1 = k \cdot F \cdot \gamma \frac{u_1^2}{2g} \quad (19.a)$$

oraz

$$P_2 = (1-b)k \cdot F \cdot \gamma \frac{u_2^2}{2g} \quad (19.b)$$

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 przydatne prędkości przepływu dla cząstki kulistej o średnicy δ i ciężarze właściwym γ_p .

$$u_1 = \frac{\sqrt{4g \cdot \delta \cdot (\gamma_p - \gamma) \cdot \eta}}{3k \cdot \gamma} \quad (20.a)$$

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

(20.b)

gdzie: η - współczynnik tarcia

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

Średnią **prędkość niezamulającą** określa wzór:

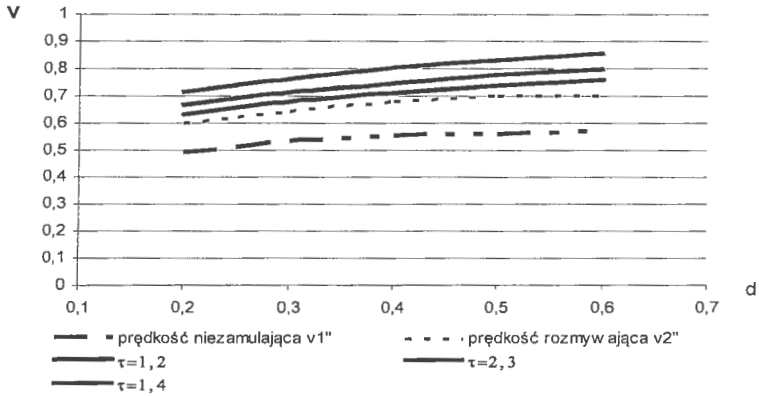
$$v_1 = \frac{u_1}{\varepsilon} \quad (21)$$

zaś średnia **prędkość rozmywająca** dana jest zależnością:

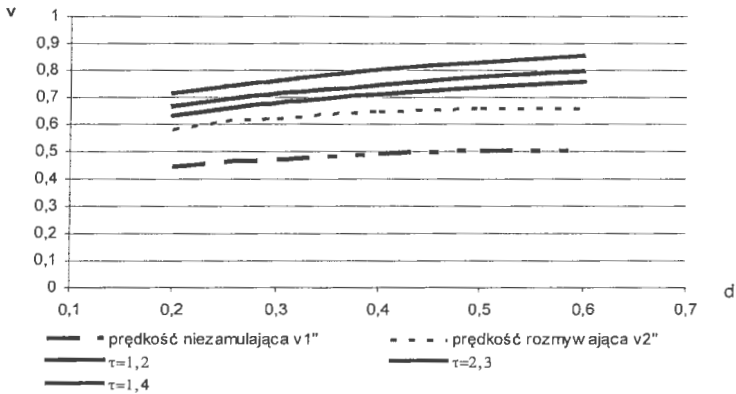
$$v_2 = \frac{u_2}{\varepsilon} \quad (22)$$

gdzie: ε - współczynnik rozkładu prędkości w przekroju poprzecznym kanału

Podane niżej Rysunki 15 i 16 przedstawiają prędkości dla spadku J obliczanego ze wzoru $J = \frac{\tau}{\rho \cdot g \cdot R}$ przy pełnym wypełnieniu dla różnych wartości naprężeń stycznych τ .



Rys. 17. Wykresy prędkości przepływu: niezamulającej i rozmywającej dla cząstek o średnicy 3 mm oraz prędkości dla różnych wartości naprężeń stycznych τ .



Rys. 18. Wykresy prędkości przepływu: niezamulającej i rozmywającej dla cząstek o średnicy 1 mm oraz prędkości dla różnych wartości naprężeń stycznych τ .

5.1 WYZNACZANIE SPADKÓW KRYTYCZNYCH

Przepływy ze swobodnym zwierciadłem mogą mieć charakter spokojny, krytyczny i rwący. Określa to liczba Frouda

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \frac{A}{B}}}$$

gdzie

F – liczba Frouda

v – średnia prędkość przepływu [m/s]

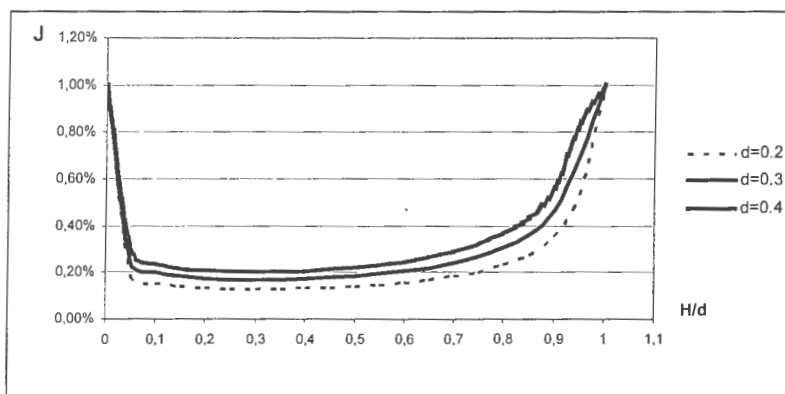
A – pole przekroju czynnego [m²]

B – szerokość zwierciadła ścieków [m]

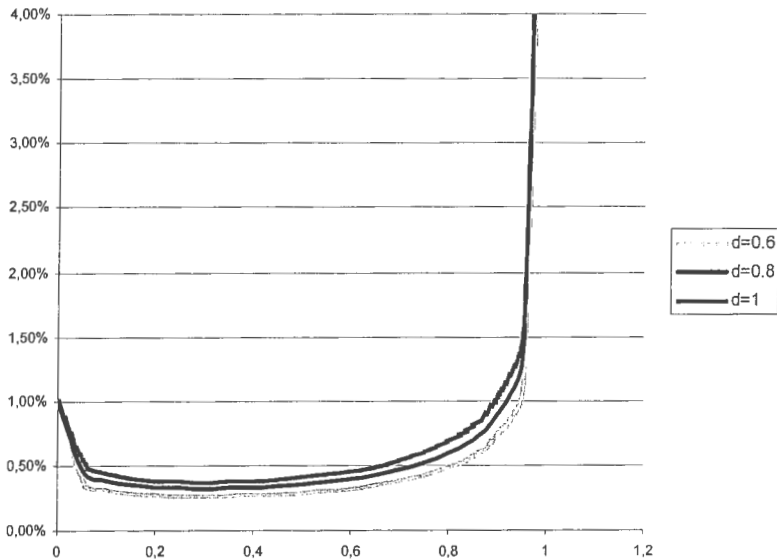
g – przyspieszenie ziemskie [m/s²].

W zależności od wartości liczby Frouda przepływ ma charakter spokojny dla $F_R < 1$, krytyczny dla $F_R = 1$ i rwący dla $F_R > 1$.

Przebiegi zmian spadku krytycznego dla wybranych średnic kanału w zależności od stopnia wypełnienia przedstawiają krzywe na rys.18a i rys.18b.



Rys. 18a. Wykres zależności spadku krytycznego J w zależności od stopnia wypełnienia dla różnych średnic d.



Rys. 18b. Wykres zależności spadku krytycznego J w zależności od stopnia wypełnienia dla różnych średnic d .

W przepływach ustalonych ze swobodnym zwierciadłem, o średniej prędkości przepływu decyduje nachylenie dna przewodu. Przyjmując równość spadku hydraulicznego i dna przewodu spadek krytyczny ma postać:

$$J_{kr} = \frac{g \cdot U \cdot n^2}{\alpha \cdot B \cdot R^3}$$

gdzie: J_{kr} – spadek krytyczny

U – długość obwodu zwilżonego

R – promień hydrauliczny

α – współczynnik Coriolisa

n – współczynnik szorstkości

Spadek krytyczny dla rozpatrywanego przewodu jest funkcją wymiarów geometrycznych tego przewodu i wypełnienia. Wypełnienie i długość obwodu zwilżonego

monotonicznie rosną, natomiast szerokość zwierciadła i promień hydrauliczny posiadają ekstremum. Dla przewodu kołowego szerokość zwierciadła wody rośnie od zera, w połowie wysokości wypełnienia osiąga maksimum i następnie maleje do zera. Natomiast wartość promienia hydraulicznego rośnie od zera, maksimum osiąga przy wypełnieniu równym 81,3% i dalej maleje do wartości, jak przy połowie wysokości przewodu. Stąd wynika, że spadek krytyczny musi posiadać ekstremum.

Wartości spadku krytycznego dla wypełnienia zerowego i całkowitego dążą do nieskończoności. Spadek krytyczny osiąga minimalną wartość dla wypełnienia równego 29,7%. Spadek krytyczny przy tym stopniu wypełnienia nazywany jest spadkiem Przepływu ustalony przy spadkach przewodów mniejszych od granicznego są zawsze spokojne.

Przyjmując $n=0,013$ i $\alpha = 1$ spadek graniczny dany jest zależnością:

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

Przepływy ustalone przy spadkach przewodów mniejszych od granicznego są zawsze spokojne. Napełnienia przewodu przy przepływach krytycznych noszą nazwę napełnień przejściowych. Przepływy między napełnieniami przejściowymi są przepływami rwącymi.

Podsumowując można stwierdzić, że charakter przepływu w przewodzie zależy od spadku dna i od napełnienia. Szczególne znaczenie dla określenia charakteru przepływu posiada spadek graniczny J_g . Jeżeli w przewodach sieci przepływy są ustalone, to dla spadków mniejszych od spadku granicznego występują wyłącznie przepływy spokojne; dla spadku dna równego spadkowi granicznemu przepływy są spokojne z wyjątkiem napełnienia przejściowego równego 29,7%, przy którym przepływ jest krytyczny; dla spadków dna większych od spadku granicznego, pomiędzy napełnieniami przejściowymi przepływy są rwące, dla napełnień przejściowych krytyczne, a w pozostałym zakresie napełnień spokojne.

Zmiany charakteru przepływu, przy założeniu przepływów ustalonych wolnozmiennych, występują w określonych przekrojach przewodów, stąd są odcinki sieci, w których przepływy mają charakter rwący. Uwzględniając, że przepływy w sieci są nieustalone, charakter przepływów ulega ciągłym zmianom w czasie i na długości przewodu.

LITERATURA

1. S. Biedugnis: *Metody informatyczne w wodociągach i kanalizacji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1998.
2. L. Bogdan, G. Petriczek: *Zagadnienia modelowania sieci kanalizacyjnej dla potrzeb zarządzania przedsiębiorstwem wodociągowym*. STUDIA I MATERIAŁY POLSKIEGO STOWARZYSZENIA ZARZĄDZANIA WIEDZĄ, numer 22, ss. 32-42, 6 poz. bibl. Rok wydania: 2009.
3. P. Błaszczuk: *Opory w zamkniętych kanałach ściekowych*. Nowa Technika w Inżynierii Sanitarnej – Wodociągi i Kanalizacja, 3, 1973.
4. W. Błaszczuk, H. Stamatello, P. Błaszczuk: *Kanalizacja. Sieci i pompownie*. Tom I. Arkady. Warszawa. 1983.
5. J. Chudzicki, S. Sosnowski: *Instalacje kanalizacyjne*. Wydawnictwo „Seidel-Przywecki” Sp. Z o.o, Warszawa 2004.
6. K. Jaromin, A. Jilati, T. Borkowski, M. Widomski, G. Ładóg: *Rodzaje materiału i sposoby eksploatacji a współczynniki szorstkości w przewodach kanalizacji grawitacyjnej*. Proceedings of ECOpole, vol.2, No.2, 2008.
7. J.M. Karnowski: *Warunki transportu wleczonych części mineralnych w przewodach kołowych o dowolnym nachyleniu*. Materiały Konferencji Naukowo-Technicznej PZITS. Poznań. 1973
8. M. Kwietniewski., A. Nowakowska –Błaszczuk: *Obliczenia hydrauliczne kanałów ściekowych na podstawie krytycznych natężeń stycznych*. Nowa Technika w Inżynierii Sanitarnej – Wodociągi i Kanalizacja, 13, 1981.
9. W. Niedzielski: *Charakter przepływu w sieci kanalizacji deszczowej*. Ochrona Środowiska, nr 434/3-4 (20-21), 1984.
10. E. Puchalska., N. Sowiński: *Wymiarowanie kanałów ściekowych metodą krytycznych naprężeń stycznych*. Ochrona Środowiska. Nr 3 - 4, str. 53-62, Wrocław, 1984.
11. M. Serek: *Zastosowanie mikrokomputerów do obliczania sieci kanalizacji deszczowej*. Ochrona Środowiska, nr 488/1-2 (27-28), 1986.
12. A. Służalec: *Sieć kanalizacji ściekowej – obliczenia hydrauliczne*. Raport Badawczy IBS PAN, Warszawa. 2010.

13. J. Wartalski: *Komputerowe metody projektowania i analizy hydraulicznej sieciowych układów kanalizacyjnych*. Ochrona Środowiska, nr 434/3-4 (20-21), 1984.
14. A. Wartalski, J. Wartalski: *Projektowanie hydrauliczne rurociągów z tworzyw sztucznych*. Ochrona Środowiska, nr 1/76 (19-24), 2000.
15. WILO Polska- producent pomp i urządzeń sanitarnych: Podstawy odprowadzania i pompowania ścieków. Oferta handlowa

the 1990s, the number of people with a mental health problem has increased in the UK (Mental Health Act 1983, 1990).

There is a growing awareness of the need to improve the lives of people with mental health problems. The Department of Health (1999) has set out a vision of a new mental health system, which will be based on the following principles:

- (i) People with mental health problems should be treated as individuals, with their own needs and wishes.
- (ii) People with mental health problems should be given the opportunity to participate in decisions about their care and treatment.
- (iii) People with mental health problems should be given the opportunity to live in their own homes and communities.

These principles are reflected in the new Mental Health Act (MHA) 2003, which came into force in 2005.

The MHA 2003 is a landmark piece of legislation, which will have a profound impact on the lives of people with mental health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.

The MHA 2003 is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems. It is a landmark because it is the first time that the rights of people with mental health problems have been given the same weight as the rights of people with physical health problems.