

dr inż. Jerzy Wartalski

Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska
Politechniki Wrocławskiej

KOMPUTEROWE METODY PROJEKTOWANIA I ANALIZY HYDRAULICZNEJ SIECIOWYCH UKŁADÓW KANALIZACYJNYCH

Projektowanie lub analiza pracy sieci kanalizacyjnych jest uciążliwa i pracochłonna, szczególnie wtedy, gdy sieć jest rozległa i występują na niej różne obiekty istotnie związane z pracą sieci. Najbardziej pracochłonne są obliczenia związane z sieciami deszczowymi systemu rozdzielczego oraz sieciami systemu ogólnospławnego, co związane jest ze stosowaniem metody granicznych natężeń do określania odpływu ścieków deszczowych. Zadania stawiane przed projektantami rosną w miarę urbanizacji kraju. Jednym ze sposobów zwiększania wydajności biur projektów oraz podniesienia jakości rozwiązań projektowych, jest wprowadzenie do szerokiej praktyki inżynierskiej elektronicznej techniki obliczeniowej. Opracowane dotychczas programy obliczeniowe [3, 9, 10, 11, 12] nie były uniwersalnymi tzn. dotyczyły wybranego systemu kanalizacji i wybranych obiektów sieciowych. Mając powyższe na względzie opracowano w Instytucie Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej uniwersalne programy S00Φ i S001 w języku FORTRAN [8], służące do projektowania i analizy sieci w dowolnym systemie kanalizacji. Mogą one rozwiązywać większość praktycznie występujących zagadnień. Możliwości i zakres obu programów są takie same, program S00Φ oparty jest jednak na obowiązujących do niedawna „Wytocznych technicznych...” [13], natomiast program S001 na opracowanych w 1983 roku przez Instytut Kształtowania Środowiska w Warszawie „Zasadach planowania...” [6].

Zakres programów

Omawiane dalej programy służą do obliczeń projektowych i analizy zewnętrznych sieci kanalizacyjnych (krytych, rozgałęźnych, wykonywanych z rur o przekroju kołowym i jajo-wym normalnym). Do uruchomienia programu potrzebna jest pewna niezbędna ilość danych wejściowych, dotyczących rodzaju systemu kanalizacyjnego, charakterystyki kanalizowanego terenu, informacji o ilościach odprowadzanych ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych. Należy również podać katalog dopuszczalnych do stosowania przekrojów kanałów, niektóre informacje dotyczące projektowanej

sieci oraz przewidywanych do zaprojektowania obiektów sieciowych, takich jak płuczki kanałowe, przelewy burzowe, zbiorniki retencyjne i syfony.

Program umożliwia rozwiązanie następujących zadań:

- analizę hydrauliczną sieci o znanych przekrojach i spadkach kanałów,
- projektowanie przekrojów kanałów o znanych spadkach
- projektowanie spadków kanałów o znanych przekrojach
- projektowanie przekrojów i spadków kanałów
- dowolną kombinację powyższych zadań
- projektowanie rozbudowy lub przebudowy istniejącej sieci
- projektowanie płuczek kanałowych
- lokalizację komór spadowych i przepompowni ścieków (wraz z doбором pomp)
- projektowanie przelewów burzowych z rurą dławiacą
- projektowanie zbiorników retencyjnych
- projektowanie syfonów kanalizacyjnych.

Wybór zadania następuje w zależności od sposobu wypełnienia formularza danych wejściowych oraz pośrednich wyników obliczeń.

Po zakończeniu obliczeń drukowane są wszystkie konieczne parametry konstrukcyjne i hydrauliczne projektowanej lub analizowanej sieci i obiektów sieciowych. Ponadto drukowana jest objętość robót ziemnych przy budowie sieci i obiektów, zestawienie długości przewodów wg przekrojów i sumaryczny koszt budowy sieci.

Podstawy obliczeniowe

Natężenie przepływu ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych

Natężenie przepływu w danym odcinku kanału jest sumą natężeń maksymalnego godzinowego przepływu ścieków w odcinkach łączących się w węzle początkowym danego odcinka i maksymalnego godzinowego dopływu ścieków do tego odcinka.

Natężenie przepływu ścieków deszczowych

Natężenie deszczu miarodajnego opisano zależnością:

$$q_d = \frac{6,631 \sqrt{H^2 c}}{t_{dm}^{0,67}}, \quad \text{dm}^3/\text{s ha} \quad (1)$$

gdzie:

H — średni roczny opad z wielolecia dla danej miejscowości, mm,
 c — częstotliwość występowania deszczu miarodajnego, lata,
 t_{dm} — czas trwania deszczu miarodajnego do wymiarowania kanalizacji, min.

Czas trwania deszczu miarodajnego t_{dm} obliczany jest ze wzoru:

$$t_{dm} = \frac{1}{50} \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{v_i} + A + t_k, \quad \text{min} \quad (2)$$

gdzie:

N — numer kolejny obliczanego odcinka kolektora (zbieracza),
 l_i — długość i -tego odcinka kolektora, m,
 v_i — średnia prędkość przepływu ścieków przez i -ty odcinek kolektora, m/s,
 A — współczynnik uwzględniający dodatkowo retencję sieci i terenu zlewni powyżej obliczanego przekroju, min,
 t_k — czas koncentracji terenowej, min.

Czas koncentracji terenowej t_k przyjęto następujący:

c	Kanalizacja ogólnospławna	Kanalizacja deszczowa
1	—	10
2	10	5
5	5	2
>5	2	2

Współczynnik A w programie S000 przyjmowany jest $A=0$. W programie S001 współczynnik A określa się następująco:

$$A = \frac{a}{60} \sum_{i=1}^N \frac{f_i l_i + V_i F_i}{Q_{d_i}}, \quad \text{min} \quad (3)$$

gdzie:

a — współczynnik wykorzystania pojemności retencyjnej sieci, określający stosunek objętości sieci, która może być wypełniona ściekami opadowymi do całej objętości sieci, przyjmowany od 0.1 (spadki kanałów 4—5‰) do 1.0 (teren płaski, spadki kanałów 0,5‰),
 f_i — pole powierzchni przekroju poprzecznego kolektora na i -tym odcinku, m²,
 V_i — wskaźnik objętości sieci kanałów bocznych i retencji terenowej na i -tym odcinku, przyjmowany 10—80, m³/ha,
 F_i — pole powierzchni zlewni bezpośredniej i -tego odcinka kolektora łącznie z kanałami bocznymi dochodzącymi do tego odcinka, ha,
 Q_{d_i} — natężenie przepływu ścieków opadowych w i -tym odcinku, m³/s.

Iloczyn aV_i należy przyjmować nie mniejszy niż 10 m³/ha. Wartość sumy

$$\frac{1}{50} \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{v_i} + t_k$$

jest przyjmowana w programie S001 nie mniejsza niż 15 min.

Natężenie przepływu ścieków deszczowych oblicza się wg wzoru:

$$Q_d = q_d \cdot F_{zr}, \quad \text{dm}^3/\text{s} \quad (4)$$

gdzie: F_{zr} — zredukowana powierzchnia zlewni deszczowej kanału, ha.

Problem wyboru czasu $\sum_{i=1}^{N-1} \frac{l_i}{v_i}$, gdy w górnym węźle N -tego odcinka zbiega się kilka kanałów oraz problem określania przepływów obliczeniowych w górnym węźle odcinka (co ma szczególne znaczenie w przypadku zlewni o nieregularnym kształcie) opisano dokładnie w pracach [4, 5, 10, 11, 12].

W programie S001, w przypadku wielkości zlewni normalnej poniżej 50 ha, natężenie przepływu ścieków deszczowych Q_d oblicza się ze wzoru uproszczonego:

$$Q_d = q_d \cdot \frac{1}{F_{1/m}} \cdot F_{zr}, \quad \text{dm}^3/\text{s} \quad (5)$$

gdzie:

q_d — natężenie deszczu miarodajnego obliczone wg wzoru (1) dla czasu trwania deszczu $t_{dm}=15$ min i określonej częstotliwości występowania c , dm³/sha,
 F — powierzchnia normalna zlewni, ha,
 m — współczynnik, przyjmowany od 2 (zlewnie wąskie i płaskie) do 8 (zlewnie zwarte o dużych spadkach).

Natężenie przepływu ścieków zmieszanych w kanalizacji ogólnospławnej

Natężenie przepływu, miarodajne do określania przekrojów kanałów oblicza się jako sumę natężeń przepływu ścieków bytowo-gospodarczych, przemysłowych i ścieków deszczowych. Do obliczonego w ten sposób natężenia przepływu dodawany jest ewentualny odpływ z przelewów burzowych, usytuowanych na odcinka sieci powyżej przekroju obliczanego. Przy obliczaniu natężeń przepływu ścieków deszczowych na odcinkach poniżej przelewu burzowego czas trwania deszczu miarodajnego obliczany jest z uwzględnieniem sieci powyżej przelewu (jak gdyby przelewu nie było), natomiast powierzchnia zredukowana dla zlewni poniżej przelewu. Podobnie oblicza się natężenia przepływu ścieków deszczowych na odcinkach poniżej zbiorników retencyjnych na sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej.

Przekroje kanałów

Przepływ obliczeniowy Q_0 , służący do wymiarowania kanałów, przy całkowitym ich wypełnieniu, jest równy obliczonemu (wg podanych wyżej zasad) natężeniu przepływu w kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej. W przypadku kanalizacji bytowo-gospodarczej i przemysłowej przepływ obliczeniowy określa się następująco:

$$Q_0 = B \cdot Q_{\max \text{ godz. śc.}}, \text{ dm}^3/\text{s} \quad (6)$$

gdzie:

B — współczynnik, zależny od maksymalnego dopuszczalnego wypełnienia kanału przy przepływie maksymalnym oraz innych warunków związanych z eksploatacją sieci, $Q_{\max \text{ godz. śc.}}$ — maksymalny godzinowy przepływ ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych, dm^3/s .

Współczynnik B w programie S00 ϕ przyjęto: $B=2,0$. W programie S001 zgodnie z [6] współczynnik ten wynosi dla kanałów nieprzełazowych (tzn. o wysokości poniżej 1,0 m) $B=1,4884492$ — dla kanałów kołowych i $B=1,7139009$ — dla kanałów jajowych normalnych (wartości te wynikają z maksymalnego dopuszczalnego wypełnienia kanału 0,6 jego wysokości), dla kanałów przełazowych zaś $B=1,5$.

W programie S001 sprawdzane są dodatkowo warunki przepływu ścieków w kanałach przełazowych przy przepływie średnim. Obliczane są w tym celu napełnienia i prędkości przy tym przepływie i porównywane z dopuszczalnymi wartościami maksymalnymi, które wynoszą:

Wysokość kanału, m	Maksymalne napełnienie, m	Maksymalna prędkość, ms^{-1}
$1,0 \leq H < 1,2$	0,35	1,5
$1,2 \leq H < 1,4$	0,40	1,5
$1,4 \leq H < 1,6$	0,45	1,5
$1,6 \leq H \leq 1,75$	0,50	1,5
$1,75 < H$	0,50	1,0

Jeśli nie spełnione są powyższe warunki, program informuje o konieczności budowy kanałów odciażających.

Po określeniu przepływu obliczeniowego można obliczyć teoretyczne wymiary przekroju kanału ze wzoru:

$$d_{th} = \left(\frac{Q_0}{a \sqrt{i}} \right)^{3/8}, \text{ m} \quad (7)$$

gdzie:

d_{th} — teoretyczna średnica (przekrój kołowy) lub szerokość (przekrój jajowy) kanału, m,

a — współczynnik:

$$a = \frac{\pi}{n 4^{5/3}} \text{ dla przekroju kołowego}$$

$$a = \frac{0,50282153}{n} \text{ dla przekroju jajowego}$$

n — współczynnik do wzoru Manninga,

i — spadek dna kanału.

Współczynnik „ n ” w programie S00 ϕ wprowadza projektant, natomiast w programie S001 jest on obliczany wg poniższej tabeli, gdzie

Liczba Reynoldsa	Napełnienie kanału	
	$\leq h_R$	$> h_R$
$< 20\,000$	0,032	0,032—0,028
20 000—50 000	0,024	0,024—0,021
50 000—100 000	0,018	0,018—0,016
100 000—200 000	0,016	0,016—0,014
$> 200\,000$	0,015	0,015—0,013

h_R jest napełnieniem kanału, przy którym promień hydrauliczny osiąga wartość maksymalną; dla przekroju kołowego $h_R=0,185 d$, dla przekroju jajowego normalnego $h_R=1,2825 b$ (d — średnica kanału, b — szerokość kanału jajowego). Dla napełnienia kanału $> h_R$ wartość współczynnika „ n ” jest interpolowana liniowo w zależności od napełnienia.

Liczba Reynoldsa wyznaczana jest z zależności:

$$Re = 4 \cdot 10^6 \quad v R_h = 4 \cdot 10^6 \quad \frac{Q}{Oh} \quad (8)$$

gdzie:

v — średnia prędkość przepływu ścieków, m/s

R_h — promień hydrauliczny czynnego przekroju kanału, m

Oh — obwód zwilżony czynnego przekroju kanału, obliczany dla przekroju kołowego i jajowego z prostych zależności geometrycznych [2, 4, 5], m.

Na podstawie d_{th} dobierany jest możliwie najmniejszy przekrój standardowy z katalogu wprowadzonego przez projektanta. Początkowo przeszukuje się katalog przekrojów kołowych, a gdy przepustowość największego kanału kołowego jest zbyt mała przechodzi się do katalogu przekrojów jajowych.

Ekstremalne spadki dna kanału

Spadki ekstremalne (minimalny i maksymalny) podać może projektant wraz z katalogiem przekrojów.

Jeśli jednak spadki ekstremalne mają być obliczane automatycznie, to spadek minimalny w programie S00 ϕ oraz spadki maksymalne w obu programach obliczane są na podstawie dopuszczalnych prędkości ekstremalnych z przekształconego wzoru Manninga. Spadek minimalny w programie S001 oblicza się ze wzoru:

$$i_{\min} = \frac{C}{R_o}, \quad \text{‰} \quad (9)$$

gdzie:

C — współczynnik: 0,25 dla kanalizacji gospodarczej i ogólnospławnej i 0,20 dla kanalizacji deszczowej

R_o — promień hydrauliczny całkowicie napełnionego kanału ściekowego lub deszczowego; przy kanalizacji ogólnospławnej promień hydrauliczny czynnego przekroju kanału przy maksymalnym wypełnieniu kanału ściekami bytowo-gospodarczymi i przemysłowymi, m.

Jednocześnie spadek minimalny nie zostanie zaprojektowany niższy niż 0.5‰.

Rzędne dna kanałów w węzłach

Możliwe jest uzyskanie następujących sposobów wysokościowego łączenia kanałów w węzłach sieci:

- zrównanie zwierciadeł ścieków
- zrównanie sklepień kanałów
- zrównanie osi kanałów
- zrównanie den kanałów.

Wszystkie powyższe sposoby opisano szczegółowo w pracach [4, 5, 10, 11, 12].

Napełnienia kanałów i prędkości przepływu ścieków

W programie S00Φ napełnienia kanałów określa się, korzystając z doświadczalnych krzywych sprawności, opracowanych przez Thor-manna [7], aproksymowanych wielomianem.

W programie S001 napełnienia, dla liczby Reynoldsa >500000 , określa się podobnie jak w programie S00Φ. Natomiast gdy wartość liczby Reynoldsa nie przekracza 500000 napełnienie kanału oblicza się iteracyjnie z przekształconego wzoru Manninga.

W obu programach średnia prędkość przepływu ścieków obliczana jest ze wzoru:

$$v = \frac{Q}{F}, \quad \text{m/s} \quad (10)$$

gdzie:

Q — przepływ ścieków, m^3/s ,

F — pole przekroju poprzecznego strumienia ścieków, obliczane dla przekroju kołowego i jajowego normalnego z prostych zależności geometrycznych [2, 4, 5], m^2 .

Lokalizacja studzienek (komór) spadowych i strefowych przepompowni ścieków

Gdy kanał zaprojektowany został ze spadkiem maksymalnym, a pomimo to przykrycie sklepienia w węźle końcowym okazuje się mniejsze od przykrycia minimalnego $H_{\min}$, na odcinku lokalizowana jest kaskada w tym miejscu, gdzie przykrycie kanału osiąga wartość minimalną $H_{\min}$. Następnie wychodząc z minimalnego przykrycia sklepienia kanału w węźle końcowym sprawdza się zagłębienie jego dna w miejscu kaskady. Jeśli zostało przekroczone zagłębienie maksymalne $H_{\max}$ to lokalizuje się dodatkowo taką niezbędną liczbę kaskad, aby kanał nie osiągnął za żadną kaskadą zagłębienia większego od maksymalnego $H_{\max}$. Wysokość przepadu w każdej z tych kaskad jest jednako-wa, a kaskady są rozmieszczone w jednako-wych odległościach między sobą.

O ile po zaprojektowaniu kanału ze spadkiem minimalnym zagłębienie dna kanału w końco-wym węźle okaże się większe od wartości mak-symalnej $H_{\max}$, to na odcinku tym zlokalizo-wana zostanie pompownia strefowa. Zostanie ona umieszczona w tym miejscu, gdzie zagłę-bienie dna kanału jest równe $H_{\max}$. Kanał za pompownią posiada minimalne przykrycie skle-pienia $H_{\min}$.

Objętość robót ziemnych i koszty budowy

Objętość robót ziemnych odcinków kanałów obliczana jest jako iloczyn powierzchni ściany bocznej wykopu i jego szerokości. Zależność szerokości wykopu od szerokości kanału i wa-runków gruntowo-wodnych obliczana jest na podstawie norm kosztorysowych.

Objętość robót ziemnych przy wykonywaniu obiektów sieciowych oraz koszty budowy od-cinków sieci i obiektów zostały w programach zapamiętane w formie katalogów. Fcziom cen — 1978 rok.

Płuczki kanałowe

Płuczki kanałowe obliczane są metodą przed-stawioną w [1].

Syfony

O liczbie przewodów w kanalizacji systemu rozdzielczego i przewodów pracujących pod-czas deszczu w kanalizacji systemu ogólno-spławnego (mają one jednakową średnicę) de-cyduje projektant. W kanalizacji systemu ogólnospławnego przy pogodzie deszczowej pracuje jeden przewód. Średnicę przewodów oblicza się na podstawie podanej przez projektanta prę-dkości przepływu.

W przypadku kilku pracujących równolegle przewodów syfonowych straty hydrauliczne w syfonie oblicza się następująco:

$$\Delta h = \frac{1}{\left(\frac{1}{\sqrt{C_1 l + SK_1 z_1}} + \frac{n_s}{\sqrt{C_2 l + SK_2 z_2}} \right)^2} Q_0^2, \text{ m} \quad (11)$$

gdzie:

C_1, C_2 — współczynniki oporności właściwej dla przewodu pogody bezdeszczowej i przewodów pracujących przy deszczu, s^2/m^6

SK_1, SK_2 — współczynniki pomocnicze do obliczania oporu odcinka zastępującego straty miejscowe dla przewodów jw., s^2/m^5

l — długość przewodów syfonowych, m

z_1, z_2 — współczynniki strat miejscowych dla przewodów jw.:

$$z_1, z_2 = 1, 1 - \left(\frac{v_{kd}}{v_{s1,2}} \right)^2 + 2(\xi_1 + \xi_2) + \left(1 - \frac{f_{s1,2}}{f_{ko}} \right)^2 \quad (12)$$

v_{kd} — prędkość ścieków w kanale dopływowym, m/s

v_{s1}, v_{s2} — prędkość ścieków w przewodach syfonowych jw., m/s

ξ_1, ξ_2 — współczynniki strat miejscowych na załamaniach kierunków przewodów syfonowych

f_{s1}, f_{s2} — powierzchnie przekrojów poprzecznych przewodów syfonowych jw., m^2

f_{ko} — powierzchnia czynna przekroju kanału odpływowego, m^2

n_s — liczba przewodów syfonowych pracujących tylko przy pogodzie deszczowej

Q_0 — obliczeniowe natężenie przepływu ścieków przez syfon, m^3/s .

Na podstawie obliczonych strat hydraulicznych obliczane są rzędne dna rur syfonowych oraz kanału odpływowego za syfonem.

Przelewy burzowe

Programy umożliwiają kompleksowe obliczanie przelewów burzowych z rurą dławiacą i ich współpracę z siecią kanalizacji systemu ogólnospławnego. W wyniku obliczeń otrzymuje się charakterystyczne wartości przepływów, napełnień, prędkości przepływów i rzędne dna w kanale dopływowym, komorze przelewowej, rurze dławiącej i kanale odpływowym, średnicę i spadek dna rury dławiącej oraz długość i rzędną krawędzi przelewowej.

Szczegółowy algorytm obliczeń przedstawiono w pracach [2, 4, 5].

Zbiorniki retencyjne

Na sieci kanalizacji systemu ogólnospławnego i deszczowej systemu rozdzielczego istnieje możliwość obliczania przepływowych zbiorników retencyjnych, przy uwzględnieniu ich współpracy z siecią. Zbiornik lokalizowany jest zawsze na początku odcinka. Objętość użyteczna zbiornika V_{zb} obliczana jest wg [1]. Na podstawie obliczonej objętości wyznacza się wymiary zbiornika wielokorytowego (rys. 1) z równań:

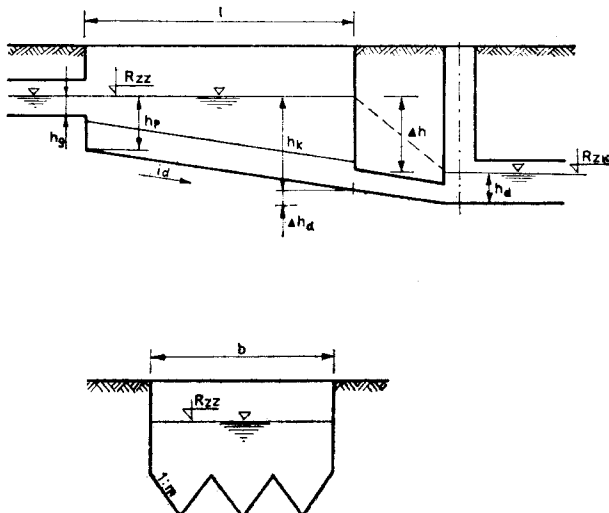
$$V_{zb} = n_z h_p b^2 + \left(\frac{n_z^2 i_d}{2} - \frac{n_z m}{4 n_k} \right) b^3, \quad m \quad (13)$$

$$L = n_z b, \quad m \quad (14)$$

$$h_k = h_p + i_d \cdot L, \quad m \quad (15)$$

gdzie:

- V_{zb} — objętość użyteczna zbiornika, m^3
- n_z — stosunek długości do szerokości zbiornika
- h_p — głębokość na początku zbiornika, m
- h_k — głębokość na końcu zbiornika, m
- i_d — spadek podłużny dna zbiornika
- m — nachylenie dna koryt (1:m)
- n_k — liczba koryt
- b — szerokość zbiornika, m
- L — długość zbiornika, m .



Rys. 1 Schemat zbiornika retencyjnego

Określany jest następnie współczynnik strat na urządzeniu dławiącym wpływ ze zbiornika (zastawka, zasuwa, rura);

$$K = \frac{\Delta h}{Q_{odp}^2}, \quad s^2/m^5 \quad (16)$$

gdzie:

- Δh — różnica zwierciadeł ścieków w zbiorniku i kanale odprowadzającym, m
- Q_{odp} — założony odpływ ze zbiornika, m^3/s .

Na podstawie współczynnika K projektant powinien indywidualnie zaprojektować urządzenie dławiące.

Zbiorniki na sieci kanalizacyjnej z wyjątkiem sieci bytowo-gospodarczej i przemysłowej systemu rozdzielczego) obliczane są w drugim wariantcie, tzw. „wariantcie ze zbiornikami”. Wariant ten może być obliczany na życzenie projektanta w przypadkach:

- gdy wymiar projektowanego kanału przekracza największy wymiar katalogu przekrojów
- gdy wymiar projektowanego kanału przekracza wartość graniczną dopuszczalną podaną przez projektanta
- gdy projektant wskaże odcinek, na którym ma zostać zlokalizowany zbiornik.

Dobór pomp

Pompy dobierane są z katalogu zamieszczonego w programie. Zasady doboru pomp:

- pompy dobierane są na podstawie geometrycznej wysokości podnoszenia natężenia dopływu ścieków do pompowni i podanego współczynnika K strat hydraulicznych w pompowni (do wzoru $\Delta h = KQ^2$)
- kryterium doboru pomp stanowi najlepsze dopasowanie charakterystyki pomp do powyższych danych
- minimalna ilość pracujących pomp — dwie, maksymalną liczbę podaje projektant.

Po określeniu liczby i typu pomp, określany zostaje punkt pracy.

Wnioski

1. Opisane programy wydatnie skracają czas obliczeń związanych z projektowaniem systemów odprowadzania ścieków. Możliwe jest osiągnięcie dowolnych dokładności obliczeń, niemożliwych do uzyskania sposobem tradycyjnym. Szczególnie dotyczy to programu S001, którego algorytm oparty jest nawet na kilkunastu, zawartych w sobie, pętlach iteracyjnych.
2. Stosując opisane programy możliwa jest, w krótkim czasie, pełniejsza analiza techniczno-ekonomiczna dużej liczby wariantów rozwiązań projektowych. Zajmowana pamięć 60 K. Przeciętny czas obliczeń sieci o 25 odcinkach 1 min (S00Φ) lub 4 min (S001).

LITERATURA

1. W. BŁASZCZYK, M. ROMAN, H. STAMATELLO: Kanalizacja t. 1. Arkady, Warszawa 1974.
2. T. GRUSZECKI, J. WARTALSKI, A. WARTALSKI: Hydrauliczne obliczanie bocznych przelewów burzowych z rurą dławiącą. Materiały konferencyjne, Łódź 1977.
3. H. KRZYSZCZUK: Zastosowanie ETO w inżynierii sanitarnej. Arkady, Warszawa 1977.
4. E. MIELCARZEWICZ, J. WARTALSKI, A. WARTALSKI: Opracowanie komputerowej metody analizy hydraulicznej i projektowania ogólnospławnego systemu odprowadzania ścieków. Raport Inst. Inż. Ochr. Środ. P. Wr., Wrocław 1979.
5. E. MIELCARZEWICZ, J. WARTALSKI: Modyfikacja metod obliczania układów kanalizacyjnych i ich elementów, Raport Inst. Inż. Ochr. Środ. P. Wr., Wrocław 1980.
6. **Praca zbiorowa:** Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach, Wydawnictwo Inst. Kszt. Środ., Warszawa 1983.
7. R. RANDOLF: Kanalisation und Abwasserbehandlung, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1966.
8. I. STAŃKO: Język FORTRAN 1900 maszyn serii Odra 1300. Skrypt Pol. Wrocł., Wrocław 1975.
9. J. WARTALSKI, E. MIELCARZEWICZ: Obliczanie sieci kanalizacyjnych na maszynach cyfrowych. Materiały konferencyjne, Wrocław 1975.
10. J. WARTALSKI, A. WARTALSKI, E. MIELCARZEWICZ: Analiza i obliczanie systemu odprowadzania ścieków deszczowych z uwzględnieniem sieciowych zbiorników retencyjnych na EMC. Materiały konferencyjne, Łódź 1977.
11. J. WARTALSKI, A. WARTALSKI, E. MIELCARZEWICZ: Projektowanie i analiza systemu odprowadzania ścieków deszczowych na EMC przy zastosowaniu metody granicznych napięć do obliczania przepływu ścieków. Materiały konferencyjne, Wrocław 1977.
12. J. WARTALSKI, A. WARTALSKI, E. MIELCARZEWICZ: Projektowanie i analiza sieci kanalizacji deszczowej z uwzględnieniem sieciowych zbiorników retencyjnych na EMC. Ochrona Środowiska, Wrocław 1983.
13. **Wytyczne techniczne projektowania miejskich sieci kanalizacyjnych.** Dziennik Budownictwa nr 15, p. 64, 1965.