

dr inż. Marek Zawilski
mgr inż. Ewa Matyszczak

Instytut Inżynierii Środowiska
Politechniki Łódzkiej

PROJEKTOWANIE KANALIZACJI MIEJSKIEJ SYSTEMU PÓŁROZDZIELCZEGO

Projektowanie kanalizacji systemu półrozdzielczego napotyka jeszcze na rozliczne kłopoty. Wynikają one z jednej strony z braku krajowych doświadczeń, w zakresie funkcjonowania tego typu sieci, jak też z niezbyt jeszcze wielu opracowań projektowych.

Obliczenia hydrauliczne sieci kanalizacyjnej

Dane wyjściowe

Podstawą opracowania był projekt kanalizacji systemu rozdzielczego. Miasto liczyć ma docelowo 5 tys. mieszkańców, zajmuje 8,2 km² powierzchni zainwestowanej i starą kanalizację w niektórych ulicach. Odbiornikiem ścieków jest rzeka oraz cztery inne cieki naturalne.

Przyjęty układ sieci kanalizacji półrozdzielczej

W celu porównania kosztów inwestycyjnych obu systemów, układ sieci półrozdzielczej w planie dostosowano w zasadzie do układu sieci rozdzielczej. Wyjątek stanowiły niektóre kolektory w rejonie separatorów. Separatory zostały zlokalizowane bądź na kolektorach deszczowych, obsługujących zlewnie przemysłowe bądź tam, gdzie istniała łatwość odprowadzania ścieków opadowych do cieków naturalnych. Ciekł te, wykorzystano zatem jako kanały transportujące okresowo ścieki opadowe tak, aby chronić przed ich wpływem rzekę.

Dobór krytycznego natężenia opadu dla separatorów i ustalenie przepływów miarodajnych dla sieci

Wybór krytycznego natężenia opadu, q_{kr} , jest jedną z najistotniejszych czynności projektowych. Wyróżnić można trzy podejścia do tego zagadnienia:

- wg wielkości rocznego ładunku zanieczyszczeń lub objętości ścieków opadowych, odprowadzanych do miejskiej oczyszczalni ścieków (MOS),
- wg częstotliwości zrzutów ścieków opadowych do odbiornika,
- wg przeciążenia sieci ściekowej i MOS.

Kryteria a) i b) są dość dobrze omówione w literaturze niemieckiej, a także radzieckiej i polskiej [1—4]. Analizując krzywe sumowe zrzutu ścieków opadowych i częstotliwości opadów podane przez Imhoffa i Rechcińskiego [1, 3],

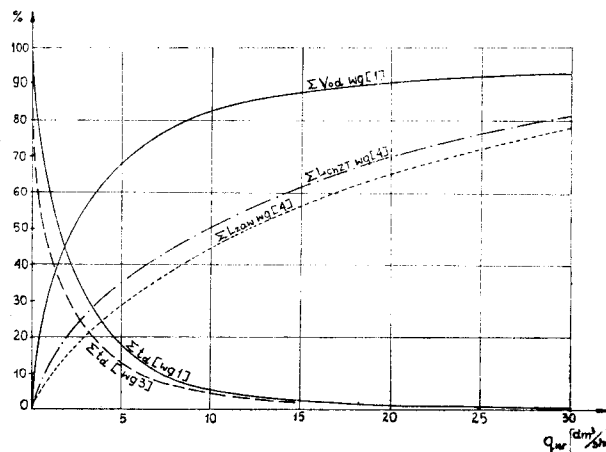
można dojść do wniosku, że q_{kr} winno się mieścić w granicach 5—20 dm³/s·ha. Wartość $q_{kr}=5$ dm³/s·ha przyjęto w omawianym opracowaniu jako minimalną, gdyż dla mniejszych obserwuje się znaczne podwyższenie częstotliwości zrzutów do odbiornika oraz objętości i ładunku zanieczyszczeń w postaci zawiesiny ogólnej i ChZT w przekroju roku (rys. 1). Wg Mołokowa i Szifrina krytyczne natężenie odpływu ścieków opadowych do sieci ściekowej, Q_{ds} , wyraża się wzorem:

$$Q_{ds} = Q_{do} \cdot K_1 \quad (1)$$

gdzie:

Q_{do} — natężenie przepływu miarodajne do wymiarowania kolektora deszczowego przed separatorem,

K_1 — współczynnik empiryczny, zależny od danych klimatycznych i spadku terenu.



Rys. 1 Zależność sumy czasu trwania deszczów Σt_d , sumarycznego rocznego odpływu ΣV_{od} , sumarycznego rocznego ładunku zawiesiny ogólnej ΣL_{zaw} oraz ChZT ΣL_{ChZT} , dla ścieków odprowadzanych do MOS, od wartości krytycznego natężenia opadu q_{kr}

Dla określania K_1 podano szereg tablic pomocniczych. Wg w/w autorów, przy takim przyjęciu wartości Q_{ds} , do MOS trafia 90% rocznego opadu oraz wszystkie ścieki roztopowe, także wody z mycia ulic i placów.

Jeśli chodzi o kryterium c), nie jest ono sprecyzowane do końca. Przyjmuje się często stosunek ścieków komunalnych do opadowych, trafiających do MOS jako 1:4 — dla oczyszczalni mechanicznych oraz od 1:0,5 do 1:1 — dla oczyszczalni biologicznych. Niejasność w/w sformułowań wynika m. in. stąd, że uściślić należałoby założenie, czy w okresie przeciążeń

MOS dopuszcza się przekroczenie wskaźników jakości ścieków oczyszczonych czy też nie. W tym drugim przypadku można nieraz wykorzystać zdolność buforującą MOS w stosunku do przeciążeń, lecz to z kolei zależy (szczególnie w przypadku oczyszczalni biologicznej) od ich układu technologicznego i możliwości sterowania procesem oczyszczania. Przyjęcie 50—100% dodatkowej ilości ścieków (a stąd zwiększonego ładunku zanieczyszczeń) jest bardzo trudne bez zastosowania w MOS zbiorników retencyjnych. Konieczność stosowania zbiorników wynika też z analizy wartości spływu jednostkowego z hektara: dla ścieków bytowych kształtuje się on w granicach 0,5—1,5 dm³/s·ha, dla terenów przemysłowych może sięgać 5,0 dm³/s·ha. Jednostkowy odpływ wód opadowych przez separatory przy współczynniku spływu średnio $\psi=0,3$ i przy $q_{kr}=5,0$ dm³/s wynosi więc 1,5 dm³/s i jest zwykle wyższy niż odpływ z terenów mieszkaniowych.

W badanym przykładzie wartość q_{kr} wybierano dla poszczególnych separatorów w następujący sposób:

a) wyznaczono wartości Q_{ds} wg Mołokowa i Szifrina. Wynikające z tych obliczeń q_{kr} wynosiło 15—23 dm³/s·ha. Wartości te uznano za zbyt wysokie i z tego sposobu obliczeń zrezygnowano.

b) zróżnicowano q_{kr} dla poszczególnych separatorów, przyjmując stały stosunek Q_{ds}/Q_s równy odpowiednio 1,5 oraz 2,0 (dwie wersje obliczeń).

Wskutek różnych wartości Q_s przed separatorami otrzymuje się różne wartości q_{kr} (tab. 1):

$$q_{kr} = \frac{Q_{ds}}{\psi' F} \quad (2)$$

gdzie:

F — powierzchnia zlewni powyżej separatora,

ψ' — skorygowany współczynnik spływu dla deszczów nie nawalnych:

$$\psi' = \alpha \psi \quad (3)$$

Współczynnik α wyznaczono na podstawie wzoru Reinholda jako:

$$\alpha = \left[\frac{q_{kr}}{q_{naw}} \right]^{0,57} \left[\frac{t_{kr}}{t_{naw}} \right]^{0,23} \quad (4)$$

gdzie: dla deszczu nawalnego przyjęto $q_{naw}=100$ dm³/s·ha i $t_{naw}=15$ min. Dla $q_{kr}=5$ —15 dm³/s·ha przyjęto dalej $\alpha_{sr}=0,4$.

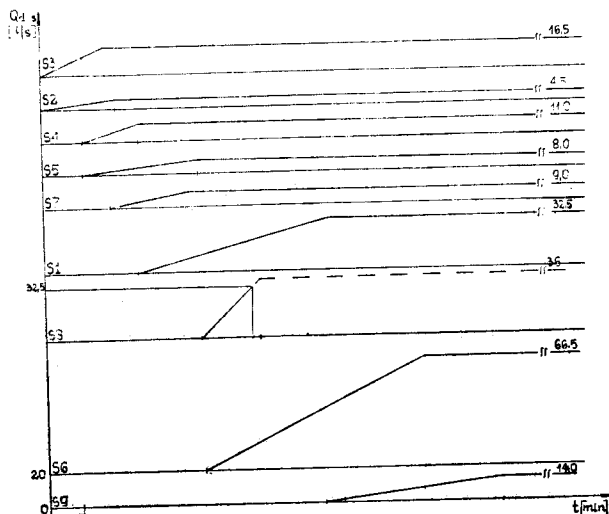
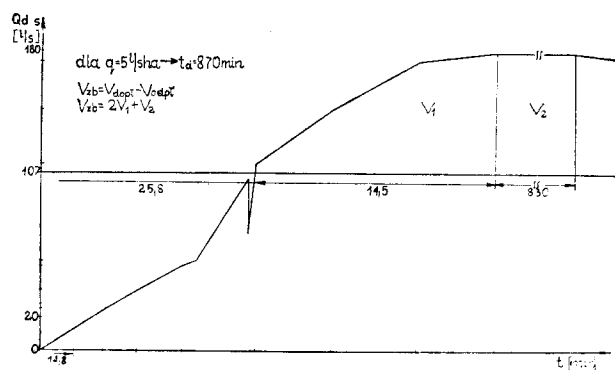
Tabela 1

Nr sep.	WARTOŚCI q_{kr} DLA SEPARATORÓW			
	Zal.: $Q_{ds}=1,5 Q_s$		Zal.: $Q_{ds}=2,0 Q_s$	
	q_{kr} , dm ³ ·s ⁻¹ ·ha ⁻¹		q_{kr} , dm ³ ·s ⁻¹ ·ha ⁻¹	
	wynikowe	skorygowane	wynikowe	skorygowane
1	13,7	13,7	18,3	18,3
2	5,0	5,0	6,7	6,7
3	1,8	5,0	2,5	5,5
4	9,5	9,5	12,7	12,7
5	55,9	13,5	74,6	38,1
6	3,0	5,0	4,0	6,0
7	4,8	5,0	6,3	6,3
8	1,7	5,0	2,3	5,0
9	11,6	11,6	15,5	15,5

Otrzymane w wyniku obliczeń wartości q_{kr} dla niektórych separatorów (nr 3, 6, 7 i 8) okazały się być mniejsze od 5,0 dm³/s·ha i to dla obu wersji obliczeń. Separatory te obsługiwały 65% zlewni deszczowej. W związku z tym dokonano dla nich korekty q_{kr} „w górę”. Z kolei dla innych separatorów otrzymano duże wartości q_{kr} (np. dla nr 5 odpowiednio 56 dm³/s·ha i 75 dm³/s·ha). Dla tychże dokonano korekty q_{kr} „w dół”, odejmując odpowiednie wartości Q_{ds} , te, które zostały uprzednio dodane w separatorach nr 3, 6, 7 i 8 (tab. 1).

Ostateczną korektę doboru q_{kr} zdecydowano się przeprowadzić po sporządzeniu obliczeniowego hydrogramu dopływu ścieków do MOS. Hydrogram ten wykreślono sumując w czasie zrzuty od poszczególnych separatorów, dla różnych wartości natężeń opadu, przy czym, kolejno uzyskiwano hydrogramy dla kolektorów ściekowych poniżej poszczególnych separatorów (rys. 2 i 3).

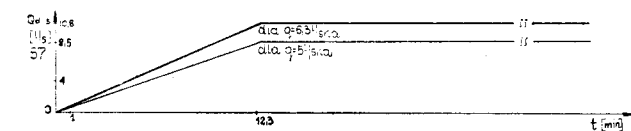
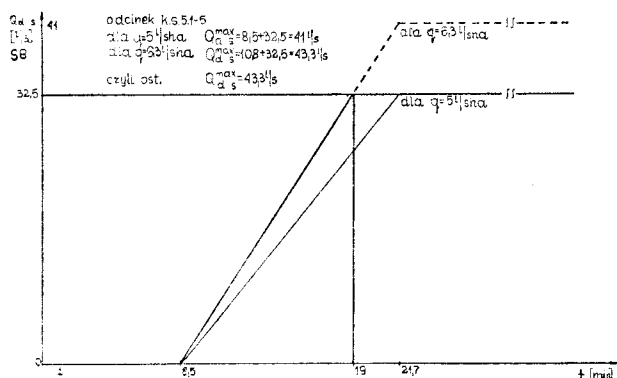
Maksymalne natężenie dopływu Q_s+Q_{ds} do MOS uzyskuje się wówczas, gdy do sieci ściekowej są przerzucane ścieki opadowe przez wszystkie separatory. Maksima wtórne są niższe, gdyż pomimo wzrostu natężenia odpływu ścieków maleje wartość zlewni zredukowanej po wyłączeniu się z pracy kolejnych separatorów. Nie jest to jednak regułą i w zależności od wielkości zlewni i q_{kr} separatorów przełączających się później oraz ich wzajemnego usy-



Rys. 2 Hydrogram dla kolektora sanitarnego przed MOS (konstrukcja)

tuowania maksima wtórne mogą być absolutnymi.

Do dalszych obliczeń sieci przyjęto drugi wariant obliczeń, wykorzystujący przepustowość kolektora ściekowego do MOS (maksima wtórne nieco mniejsze niż pierwsze). Konstruowanie hydrogramów uwzględniało kolejność przełączania separatorów i czasy przepływu ścieków między nimi. Jest to operacja dość żmudna, tym niemniej uniknięto błędu mechanicznego sumowania wielkości Q_{ds} , co prowadziłoby do przewymiarowania sieci ściekowej. Dla biologicznej MOS wynikała konieczność budowy zbiorników retencyjnych. Uniknięcie ich byłoby możliwe przy ustaleniu maksymalnego natężenia dopływu $Q_{ds} + Q_s = 1,5 \cdot Q_s = 321 \text{ dm}^3/\text{s}$, co jednak nie mogło być osiągnięte przy $q_{kr} \geq 5,0 \text{ dm}^3/\text{s}$. Na tym etapie obliczeń wskazana jest też ewentualna wtórna korekta q_{kr} pod kątem maksymalnej wartości $Q_{ds} + Q_s$ po każdym separatorze. O ile przekrój dużego kanału sieci ściekowej, położonego głęboko musiałby być znacznie zwiększony, oznaczałoby to celowość obniżenia q_{kr} dla odpowiedniego separatora. Zwykle duży stosunek $(Q_{ds} + Q_s)/Q_s$ (po korektach wg kryterium $q_{kr} \geq 5 \text{ dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$) dotyczył kanałów o małych przekrojach, toteż z wtórnej korekty q_{kr} zrezygnowano. W przypadku jednak rozległych zlewni przy małych wartościach spływu z hektara i w właściwych terenach, korekta wtórna może być niezbędna.



Rys. 3 Przykładowy hydrogram Q_{ds} dla kanału sanitarnego poniżej separatora (wyznaczanie maksymalnego natężenia przepływu)

W opisywanym przypadku największy stosunek $(Q_{ds} + Q_s)/Q_s$ po pierwszej korekcie q_{kr} wynosił 5,4 (dla kanału po separatorze nr 8), zaś dla innych odcinków był mniejszy i dla kolektora w MOS wynosił 1,8. Dla małych spadków kanałów na sieci ściekowej, konieczne może stać się ponadto ograniczanie stosunku $(Q_{ds} + Q_s)/Q_s$ ze względu na minimalne prędkości w okresie suchej pogody (analogia do kanalizacji ogólnospławnej).

Wymiarowanie przewodów

Zaproponowano wymiarowanie sieci ściekowej po separatorach jak sieci ogólnospławnej, wychodząc z założenia, że można tak postępować, gdyż stosunek $(Q_s + Q_{ds})/Q_s$ przekracza 2,0 lub jest bliski tej wartości. W czasie opadów sieć ta jest więc wypełniona prawie całkowicie. Wymiarowanie przekrojów sieci deszczowej nie wymaga natomiast korekt.

Zbiorniki retencyjne na sieci

Na terenie MOS zlokalizowano zbiornik retencyjny o objętości czynnej 3800 m^3 , zabezpieczający przede wszystkim część biologiczną przed wzrostem obciążenia. Odpływ ścieków ze zbiornika przyjęto na poziomie $0,5 Q_s = 107 \text{ dm}^3/\text{s}$. Objętość czynną wyznaczono na podstawie hydrogramu dopływu ścieków (rys. 3).

Drugi zbiornik retencyjny o obj. czynnej 3000 m^3 przewidziano na cieku naturalnym w celu ograniczenia natężenia przepływu w rz. Moszczenicy w okresie opadów. Odpływ z tego zbiornika przyjęto jako równy $0,11 \text{ m}^3/\text{s}$, a objętość wynika z hydrogramu dopływu ścieków opadowych. Zbiornik pełni jednocześnie funkcję osadnika przepływowego, służącego do oddzielenia zawiesiny i substancji pływających.

Separatory

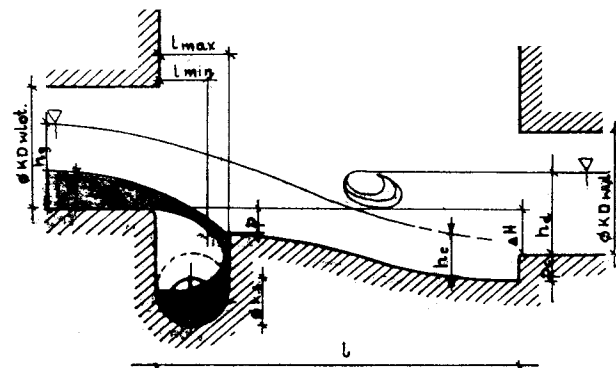
Na sieci zastosowano 9 separatorów kaskadowych. Ich wymiarowanie hydrauliczne przeprowadzono przy pomocy wzorów, opracowanych przez Królikowskiego i Jodłowskiego [5] (rys. 4):

$$l_{\max} = 1,64 \frac{h_o^{3/2}}{h_{kr}} \sqrt{p + 0,47 h_{kr}} \quad (5)$$

$$l_{\min} = 1,64 \frac{h_o^{3/2}}{h_{kr}} \sqrt{p} \quad (6)$$

$$h_o = h_{kr} + \frac{\alpha v_{kr}^2}{2g} \quad (7)$$

dla $\alpha = 1,1$



Rys. 4 Schemat obliczeniowy separatora kaskadowego

Dodatkowo jednak każdy separator wyposażono w typową kaskadę kanałową z poduszką wodną oraz kaskadę rurową z odpływem do sieci ściekowej.

Porównanie kosztów inwestycyjnych

Dla sieci rozdzielczej i półrozdzielczej porównano koszty inwestycyjne (bez kosztów MOS) wg poziomu cen z 1980 r. Z porównania tego wynika, że sieć systemu półrozdzielczego jest droższa o ok. 50%, a wpływa na to dodatkowy koszt zbiornika retencyjnego w MOS, separatorów oraz konieczne zwiększenie wymiarów niektórych odcinków sieci kanalizacji ściekowej.

Wnioski

1. Przedstawiony wariant systemu kanalizacji półrozdzielczej jest korzystny pod względem ochrony odbiornika i tylko niewiele droższy od systemu rozdzielczego.
2. Metodyka projektowania była z konieczności uproszczona i wymaga jeszcze wprowadzenia szeregu poprawek. Dotyczy to szczególnie

kształtu hydrogramów zrzutów przez separator oraz uzupełnienia obliczeń o rozdział ładunku zanieczyszczeń. Przeanalizowania wymaga również działanie miejskiej oczyszczalni ścieków. W pracach tych przewiduje się w najbliższym czasie wykorzystanie EMC.

LITERATURA

1. K. K. IMHOFF: Kanalizacja miast i oczyszczanie ścieków. Poradnik. W-wa, 1982.
2. M. V. MOŁOKOV, V. M. SZIFRIN: Očistka powierzchniowego stoka z territorij gorodov i promyslennych ploszczadok. Moskva, 1977.
3. M. RECHCIŃSKI: Charakterystyka deszczów na terenie m. Łodzi. BPBK-Łódź, 1971.
4. M. KALINOWSKI: Zbiorniki retencyjne z przelewem burzowym jako element ochrony wód przed zanieczyszczeniem. Mat. na Seminarium Szkoleniowe. Wisła, 1980.
5. **Odprowadzanie i oczyszczanie spływów deszczowych z aglomeracji miejsko-przemysłowych.** Mat. na Konferencję Nauk. Techniczną, Łódź, 1977.