

Na prawach rękopisu

INSTYTUT INŻYNIERII OCHRONY ŚRODOWISKA
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

Raporty serii SPR nr

PROBABILISTYCZNY MODEL MAKSYMAL-
NEGO W DOBIE NATEŻENIA ODPLYWU
ŚCIEKÓW Z BUDYNKÓW WIELORODZIN-
NYCH I OSIEDLA MIESZKANIOWEGO

Praca doktorska
Andrzej Wartalski

Praca wykonana została na zlecenie IV Wydziału
Nauk Technicznych PAN z poręki Komitetu Inżynierii
Lądowej i Wodnej PAN.'

Promotor:

Prof.zw.dr hab.inż. E.Wł. Mielcarzewicz

Słowa kluczowe:

sieć kanalizacyjna, ścieki bytowo-
-gospodarcze, natężenie odpływu,
prawdopodobieństwo, czas trwania
odpływu, liczba mieszkańców.

Panu

Prof. zw. dr hab. inż. Edwardowi Wł. Mielcarzewiczowi
składam podziękowanie za prowadzenie pracy
i bardzo cenne rady przy jej wykonywaniu.

SPIS TREŚCI

	str.
1. WSTĘP	7
2. PRZEGLĄD PIŚMIENNICTWA	9
2.1. Czynniki wpływające na nierównomierność odpływu ścieków z budynków i osiedli mieszkańcowych	9
2.2. Metody obliczania miarodajnego odpływu ścieków bytowo-gospodarczych dla potrzeb projektowania systemów usuwania ścieków	10
2.3. Metody obliczania miarodajnych natężeń odpływu ścieków dla potrzeb projektowania wewnętrznych instalacji kanalizacyjnych	18
2.4. Metody i urządzenia do pomiaru natężenia przepływu cieczy	22
2.5. Pomiar odpływu ścieków i opracowania ich wyni- ków	28
3. CEL I ZAKRES PRACY	30
4. BADANIA ODPLYWU ŚCIEKÓW Z BUDYNKÓW I OSIEDLA MIESZKANIOWEGO	30
4.1. Program badań	30
4.2. Charakterystyka osiedla i obiektów badanych	32
4.3. Metody badań	38
4.3.1. Opis aparatury i stanowisk pomiarowych	40
4.3.2. Analiza błędów wzorcowania urządzeń pomiarowych	48
4.3.3. Metodyka i wyniki pomiarów odpływu ścieków	52
4.4. Analiza błędów pomiarów	55
5. METODYCZNE PODSTAWY OPRACOWANIA WYNIKÓW POMIARÓW	59
6. STATYSTYCZNE OPRACOWANIE WYNIKÓW BADAŃ	60

6.1. Wybór próby statystycznej	60
6.2. Badanie jednorodności i niezależności elementów prób statystycznych	62
6.3. Rozkład prawdopodobieństwa maksymalnego natężenia odpływu ścieków występującego w ciągu doby	68
7. PROBABILISTYCZNE UJĘCIE MAKSYMALNEGO W CIĄGU DOBY ODPŁYWU ŚCIEKÓW O RÓŻNYM CZASIE TRWANIA ODPŁYWU.....	87
7.1. Kwantyle maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków o różnym czasie trwania	89
7.2. Zależność między jednostkowym maksymalnym natęże- niem odpływu ścieków a czasem jego trwania i prawdopodobieństwem przewyższenia w odniesieniu do poszczególnych przekrojów pomiarowych	106
7.3. Zależność między jednostkowym maksymalnym natę- żeniem odpływu ścieków, czasem jego trwania, liczbą mieszkańców dla różnych wartości prawdopodo- bieństw osiągnięcia lub przewyższenia	124
7.4. Zależność między jednostkowym maksymalnym w ciągu doby natężeniem odpływu ścieków, czasem jego trwa- nia, liczbą mieszkańców i prawdopodobieństwem osiągnięcia lub przewyższenia	124
8. PODSUMOWANIE I WNIOSKI	127
LITERATURA	130
SPIS RYSUNKÓW	138
SPIS TABEL	140

OZNACZENIA

- e_k - ocena z próby współczynnika ekscesu zmiennej losowej,
 d - średnica kanału, m,
 h - napełnienie kanału ściekami, m,
 i - spadek dna kanału,
 mk - liczba mieszkańców,
 $m_1 \div m_{10}$ - parametry równań,
 $n_1 \div n_{10}$ - parametry równań,
 p - prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia,
 $q_{\max_j}^{mk}/t, p/$ - maksymalne jednostkowe natężenie odpływu ścieków dla danej liczby mieszkańców mk , dm^3/s mk ,
 $q_{\max_j}^p/t, mk/$ - maksymalne jednostkowe natężenie odpływu ścieków dla danego prawdopodobieństwa p , dm^3/s mk ,
 $q_{\max_j}/t, mk, p/$ - jednostkowe maksymalne natężenie odpływu ścieków w zależności od czasu trwania odpływu, liczby mieszkańców i prawdopodobieństwa osiągnięcia lub przewyższenia, dm^3/s mk ,
 $\hat{q}_{\max_p}^t$ - estymator kwantyla rzędu p zmiennej losowej,
 q_p - kwantyl rzędu p zmiennej losowej,
 r - współczynnik korelacji,
 s_k - ocena z próby współczynnika asymetrii zmiennej losowej,
 t - czas trwania maksymalnego natężenia odpływu ścieków, min.,
 $A_1 \div A_{10}$ - parametry równań,
 $B_1 \div B_6$ - parametry równań,
 N - liczebność próby,
 $N_{g \max}$ - maksymalny współczynnik nierównomierności godzinowego zużycia wody,
 $N_{g \min}$ - minimalny współczynnik nierównomierności godzinowego zużycia wody,

- $P_{\alpha} - 1 - \alpha$ - pozioma istotności przy współczynniku ufności α ,
- Q - miarodajne natężenie odpływu ścieków bytowo-gospodarczych z budynków mieszkalnych do sieci kanalizacji zewnętrznej, dm^3/s ,
- $Q_{d, \text{sr}}$ - średniodobowe natężenie odpływu ścieków, dm^3/s ,
- $Q_{\text{max}, h}$ - maksymalne godzinowe /miarodajne/ natężenie odpływu ścieków, dm^3/s ,
- Q_{max}^t - maksymalne natężenie odpływu ścieków o czasie trwania t , zmienna losowa, dm^3/s ,
- α - współczynnik ufności,
- $\alpha_1, \varepsilon_1, \lambda_1$ - parametry rozkładu gamma,
- $\hat{\alpha}_1, \hat{\varepsilon}_1, \hat{\lambda}_1$ - estymatory parametrów $\alpha_1, \varepsilon_1, \lambda_1$,
- ε' - szerokość przedziału ufności,
- λ_e - miara rozbieżności między rozkładem empirycznym a teoretycznym wg testu Kołmogorowa,
- σ - odchylenie standardowe,
- χ_e^2 - miara rozbieżności między rozkładem empirycznym i teoretycznym wg testu Pearsona,
- Γ / λ - funkcja gamma.

1. WSTĘP

Od szeregu lat obserwuje się w Polsce wzrost zużycia wody spowodowany głównie urbanizacją kraju i rozwojem aglomeracji miejsko-przemysłowych.

Wzrost zużycia wody przez ludność miast spowodowany jest wysokim standardem wyposażenia sanitarnego wszystkich budowanych mieszkań oraz coraz częstszym stosowaniem w gospodarstwach domowych szeregu wodochłonnych urządzeń wyposażenia gospodarczego jak np.: pralki automatyczne, zmywarki do naczyń itp. Ten wzrost zużycia wody wywołuje wzrost ilości ścieków usuwanych z miast i aglomeracji miejsko-przemysłowych.

Rozrostowi przestrzennemu osiedli, miast i aglomeracji z jednej strony, a szybkiemu wzrostowi ilości usuwanych ścieków z drugiej, towarzyszy intensywny rozwój systemów usuwania ścieków, a szczególnie grawitacyjnych układów sieci kanalizacyjnych. Projektowanie tych układów odbywa się na zasadach opracowanych przed dziesiątkami lat, dla bardzo uproszczonego modelu działania kanalizacji, który jak wskazują wieloletnie doświadczenia eksploatacyjne, znacznie odbiega od warunków rzeczywistych. Aby projektowane obecnie i w przyszłości systemy usuwania ścieków były optymalne zarówno pod względem technicznym jak i ekonomicznym, konieczna jest daleko idąca rewizja podstaw teoretycznych jak i metodologii ich projektowania.

Jedno z podstawowych zagadnień stanowi metodyka prognozowania natężenia odpływu ścieków gospodarczych i przemysłowych - miarodejnego do wymiarowania projektowanych urządzeń tj.

wielkości przekrojów kanałowych, wydajności pompowni, objętości zbiorników retencyjnych itd.

Obecnie stosowane na świecie metody obliczania miarodajnego natężenia odpływu ścieków bytowo-gospodarczych, podobnie jak w przypadku miarodajnego zapotrzebowania na wodę, pomijają całkowicie następujące właściwości odpływu ścieków i czynniki go kształtujące:

- prawdopodobieństwo występowania lub przewyższenia określonego natężenia odpływu,
- zależność natężenia odpływu ścieków z miejsca ich powstawania od czasu trwania odpływu,
- retencjonowanie odpływających ścieków w przewodach sieci kanalizacyjnej i obiektach sieciowych.

Pominięcie tych czynników prowadzi do nieracjonalnego wymiarowania obiektów i urządzeń kanalizacyjnych.

Przepływność przewodów sieci kanalizacyjnej musi być przystosowana do skrajnych warunków odpływu ścieków, a przede wszystkim musi pomieścić maksymalne natężenie odpływu. Z tego względu podstawą do wymiarowania przekrojów przewodów kanalizacyjnych powinny stanowić maksymalne natężenie odpływu, występujące z określonym prawdopodobieństwem.

2. PRZEGLĄD PIŚMIENICTWA

2. 1. Czynniki wpływające na nierównomierność odpływu ścieków z budynków i osiedli mieszkaniowych.

Natężenie odpływu ścieków z budynków i osiedli mieszkaniowych wykazuje znaczną zmienność w czasie. Zmienność tę charakteryzuje pewna cykliczność występowania wartości maksymalnych czy minimalnych, niezależnie od długości rozpatrywanego okresu czasu jak: rok, półrocze, miesiąc, tydzień, doba czy godzina.

Zmiany odpływu ścieków w okresie rocznym, w większości przypadków, są efektem zwiększania się liczby ludności, podniesienie standardu wyposażenia sanitarnego mieszkań, rozpowszechniania się nowoczesnych urządzeń gospodarstwa domowego, stosowania urządzeń klimatyzacyjnych i wentylacyjnych, rozwoju motoryzacji indywidualnej, zmian klimatu, trybu życia i przyzwyczajzeń znacznej części mieszkańców itp. [3, 44, 45, 48, 57, 65].

Zmiany odpływu ścieków w okresie półrocznym i miesięcznym zależą od w/w czynników jak i od pór roku oraz migracji ludności /urlopy, wyjazdy świąteczne itp/.

Tygodniowe zmiany odpływu ścieków zależą głównie od umiejscowienia tygodnia w czasie np. okres przedświąteczny i świąteczny, wyjazdy urlopowe itp.

Zmiany odpływu dobowego ścieków spowodowane są przede wszystkim kolejnym następowaniem po sobie dni roboczych i wolnych od pracy, zależą również od organizacji pracy przemysłu,

organizacji życia w gospodarstwach domowych, programu telewizyjnego itp. [7, 32, 36, 39, 40, 51, 52, 56, 59, 67].

Zmienność godzinowa odpływu ścieków z osiedli mieszkaniowych zależy głównie od dnia tygodnia, trybu życia i przyzwyczajenia mieszkańców, czasu pracy i nauki mieszkańców, atrakcyjności programu telewizyjnego, struktury demograficznej itp.

2.2..Metody obliczania miarodajnego odpływu ścieków bytowo-gospodarczych dla potrzeb projektowania systemów usuwania ścieków.

Stosowane w większości krajów europejskich /w tym i w Polsce/ oraz w USA metody obliczania miarodajnego natężenia odpływu ścieków bytowo-gospodarczych z budynków i osiedli mieszkaniowych opierają się najczęściej na wskaźnikach normatywnego zużycia wody przez jednego mieszkańca, współczynnikach nierównomierności dobowej i godzinowej wielkości odpływu średniodobowego lub liczby mieszkańców [14, 16, 17, 18, 19, 21, 31, 35]. Zakłada się przy tym, że zużywana woda jest w trakcie jej zużycia kierowana bezpośrednio i w całości do kanalizacji /bez uwzględnienia retencji przyborów sanitarnych/, co nie jest zgodne z rzeczywistością.

Wskaźniki normatywnego zużycia wody przez jednego mieszkańca zależą głównie od klasy wyposażenia sanitarnego mieszkań, wielkości jednostki osiedleńczej, rodzaju zabudowy /jednorodzinna, wielorodzinna, mieszana itp./.

Współczynniki nierównomierności dobowej i godzinowej mogą zależeć od w/w czynników oraz od wielkości średniodobowego odpły-

wu lub liczby mieszkańców, od których następuje odpływ ścieków.

Miarodajny czas trwania odpływu przyjmuje się najczęściej równy jednej godzinie i w ten sposób eliminuje się znaną z licznych pomiarów i obserwacji zmienność natężenia odpływu ścieków w czasie. Wobec tego, że na podstawie pomiarów stwierdza się istnienie zależności natężenia odpływu ścieków od czasu jego trwania /w miarę wzrostu czasu trwania maleje natężenie odpływu/, kanały krótkie o krótszym niż 60 minut czasie przepływu są na ogół niedowymiarowywane, a długie kolektory o czasie przepływu większym od 60 minut są przewymiarowywane. Stąd wniosek, że wskazane byłoby dla potrzeb projektowania określenie miarodajnych czasów trwania odpływu w zależności od wielkości: sieci kanalizacyjnych, osiedla lub miasta. Ponadto w projektowaniu nie uwzględnia się retencji sieci kanalizacyjnej, która ma znaczny wpływ /zwłaszcza przy kanałach o większych przekrojach/ na wielkość natężenia odpływu ścieków. Nie uwzględnia się również losowości natężenia odpływu ścieków z budynków mieszkalnych, zakładając jednoczesność występowania maksymalnego odpływu ścieków z urządzeń sanitarnych z maksymalnym zużyciem wody, co jest sprzeczne z doświadczeniem i prowadzi do zawyżenia wartości miarodajnego natężenia odpływu ścieków.

Miarodajne natężenie odpływu ścieków z osiedla mieszkaniowego, wg współcześnie obowiązujących zasad, oblicza się z wzoru:

$$Q_{\max, h} = \frac{q_i \cdot m_k \cdot N_d \cdot N_h}{86400} \quad /dm^3/s/ \quad /2-1/$$

gdzie:

- q_j - jednostkowy normatywny średniodobowy wskaźnik zużycia wody, $\text{dm}^3/\text{d}/\text{mk}$,
- N_d - współczynnik nierównomierności dobowego zużycia wody,
- N_h - współczynnik nierównomierności godzinowego zużycia wody.

Podstawę do obliczania miarodajnego zapotrzebowania na wodę, a tym samym odpływu ścieków w Polsce, były od roku 1966 "Wytyczne techniczne projektowania wielkości wodociągu komunalnego w zakresie zapotrzebowania wody" [69] a od roku 1978 są "Wytyczne do prognozowania zapotrzebowania wody i ilości ścieków miejskich w jednostkach osadniczych" [68]. Wytyczne te opierają się na wskaźnikach jednostkowego zużycia wody, określanych dla poszczególnych grup odbiorców oraz na współczynnikach nierównomierności dobowego i godzinowego zużycia wody, a tym samym odpływu ścieków. Odpływ ścieków w stosunku do zapotrzebowania na wodę zaleca się zmniejszać o 5 %.

Wartości liczbowe współczynników nierównomierności dobowego i godzinowego zużycia wody, a tym samym odpływu ścieków "Wytyczne" [69] uzależniają od rodzaju grup odbiorców. W przypadku gospodarstw domowych współczynnik nierównomierności zużycia dobowego zależy od klasy wyposażenia sanitarnego mieszkań [69], a współczynnik nierównomierności zużycia godzinowego - od klasy wyposażenia sanitarnego mieszkań i liczby mieszkańców miasta [2, 69]. Według wytycznych [68] współczynnik nierównomierności zużycia dobowego wody zależy zarówno od klasy wyposażenia sanitarnego mieszkań jak i od wielkości miasta.

Na wartości współczynników nierównomierności zużycia dobowego i godzinowego wody istotny wpływ mają przecieki w nieszczelnych instalacjach wewnętrznych budynków. Małe wartości współczynników mogą świadczyć o dużych stratach wody w wewnętrznych instalacjach wodociagowych [23]. Wyniki badań zamieszczone w pracach [55, 57, 58] wykazują ponadto, że wraz ze wzrostem standardu sanitarnego wyposażenia mieszkań, rośnie rzeczywista nierównomierność zużycia wody i założenia normatywne o jej zmniejszaniu się w miarę poprawy standardu nie są słuszne. Szczególnie duży wzrost współczynników nierównomierności zużycia wody wraz ze wzrostem sanitarnego wyposażenia mieszkań zaobserwowano w USA [1, 9, 20].

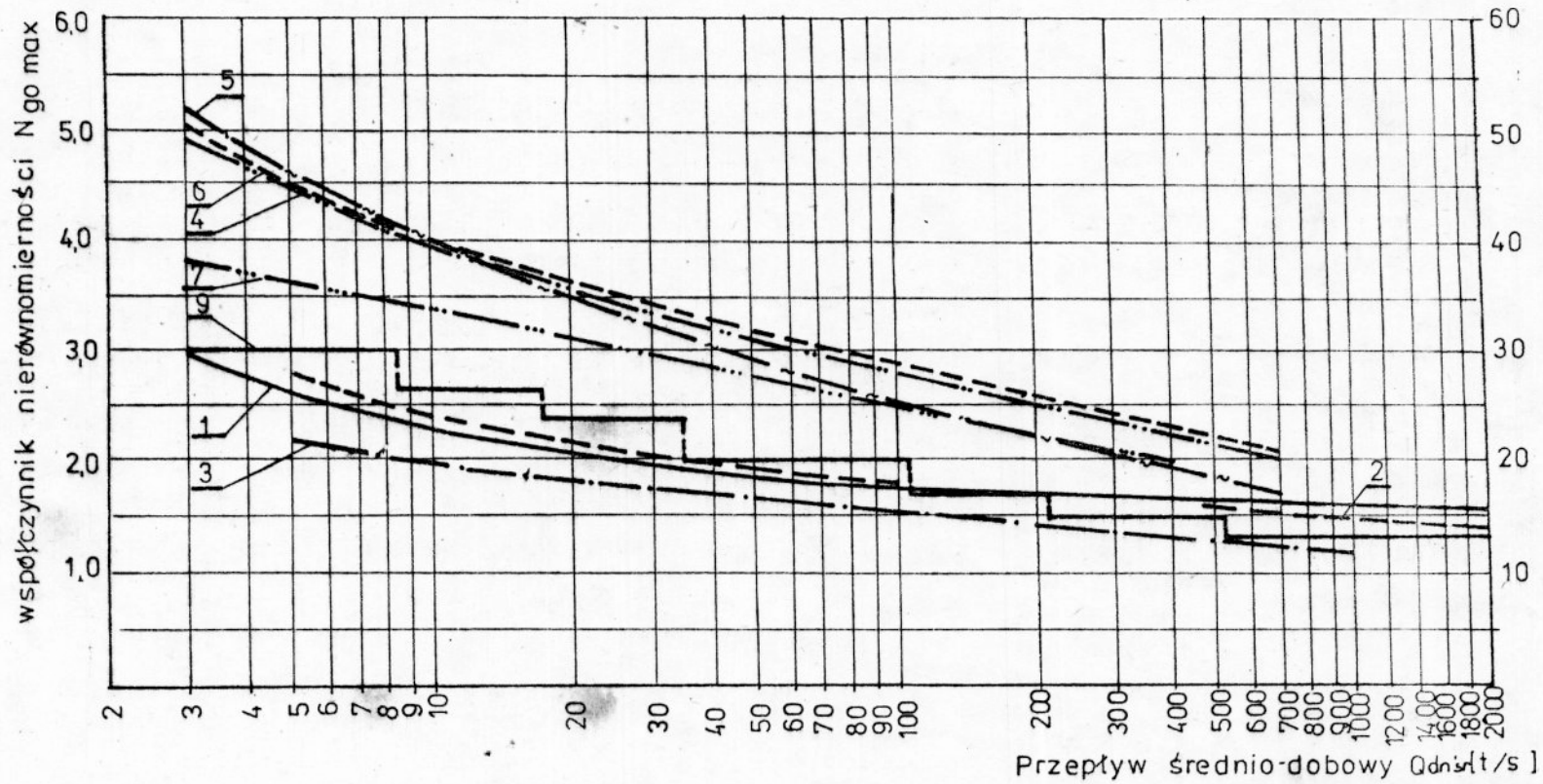
Definicje współczynników nierównomierności oraz metody ich obliczania podają opracowania [12, 72]. Stosowane w niektórych krajach europejskich oraz w USA metody określania współczynników nierównomierności godzinowej odpływu ścieków bytowo-gospodarczych przedstawiono w tabeli 2-1 i na rys. 2-1 i 2-2 [31]. Wspólną cechą metod obliczania przepływów ekstremalnych jest oparcie się na związku między minimalnym i maksymalnym natężeniem odpływu a "wielkością" jednostki osiedleńczej, wyrażonej przepływem średniodobowym lub liczbą mieszkańców. Z przeprowadzonego na podstawie tabeli 2-1 [31] porównania odpowiadających sobie wartości współczynników nierównomierności wynika iż:

- współczynniki nierównomierności stosowane w USA różnią się istotnie od stosowanych w Europie, zwłaszcza w zakresie odpływów $Q_{d_{sr}} < 300 \text{ dm}^3/\text{s}$. Wynika to prawdopodobnie z uw-

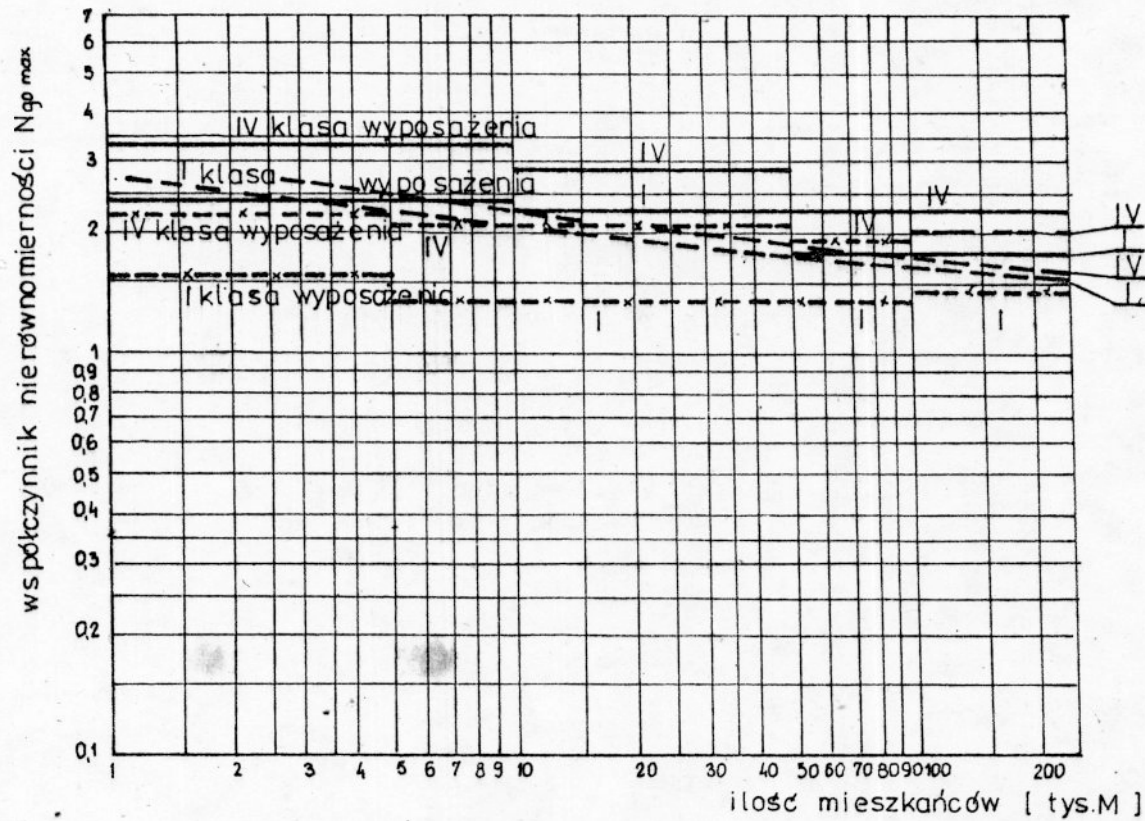
Wzory używane do określenia współczynników ogólnej nierównomierności godzinowej

Nr wzoru	Wzór	Założenia	Zakres stosowania
1	$N_{go_{max}} = 1.2 + \frac{2.5}{Q_{d_{\acute{s}r}}}$ Francja [35]	-	$Q_{d_{\acute{s}r}} \geq 2.8 \text{ dm}^3/\text{s}$ $N_{go_{max}} \leq 3.0$
2	$N_{go_{max}} = 1.4 + \frac{2.7}{Q_{d_{\acute{s}r}}}$ Bułgaria [18, 19]	-	$5 \leq Q_{d_{\acute{s}r}} \leq 2000 \text{ dm}^3/\text{s}$ $1.38 \leq N_{go_{max}} \leq 2.75$
3	$N_{go_{max}} = \frac{2.69}{Q_{d_{\acute{s}r}}}$ ZSRR [21]	-	$5 \leq Q_{d_{\acute{s}r}} \leq 1200 \text{ dm}^3/\text{s}$ $1.16 \leq N_{go_{max}} \leq 2.2$
4	$N_{go_{max}} = \frac{5.98}{Q_{d_{\acute{s}r}}}$ USA [16, 17]	$Q_{d_{\acute{s}r}} = 300 \text{ dm}^3/\text{Md}$	$3.47 \leq Q_{d_{\acute{s}r}} \leq 701 \text{ dm}^3/\text{s}$ $1.72 \leq N_{go_{max}} \leq 4.81$
5	$N_{go_{max}} = \frac{6.42}{Q_{d_{\acute{s}r}}}$ USA [16, 17]	$Q_{d_{\acute{s}r}} = 300 \text{ dm}^3/\text{Md}$	$3.47 \leq Q_{d_{\acute{s}r}} \leq 701 \text{ dm}^3/\text{s}$ $1.72 \leq N_{go_{max}} \leq 4.87$
6	$N_{go_{max}} = \frac{6.135}{Q_{d_{\acute{s}r}}}$ USA [16, 17]	$Q_{d_{\acute{s}r}} = 300 \text{ dm}^3/\text{Md}$	$3.47 \leq Q_{d_{\acute{s}r}} \leq 969 \text{ dm}^3/\text{s}$ $2.08 \leq N_{go_{max}} \leq 4.99$
7	$N_{go_{max}} = 1 + \frac{14}{4 + 0.5370 Q_{d_{\acute{s}r}}}$ USA [16, 17]	$Q_{d_{\acute{s}r}} = 300 \text{ dm}^3/\text{Md}$	$3.47 \leq Q_{d_{\acute{s}r}} \leq 347 \text{ dm}^3/\text{s}$ $2.00 \leq N_{go_{max}} \leq 3.80$
8	$N_{go_{min}} = 0.146 Q_{d_{\acute{s}r}}^{0.169}$ Bułgaria [19, 29]	-	Dla $5 \leq Q_{d_{\acute{s}r}} \leq 2000 \text{ dm}^3/\text{s}$ $0.20 \leq N_{g_{min}} \leq 0.64$

W RFN stosuje się zależności przedstawione w postaci wykresu nr 9 zamieszczonego na rys. 2-1 [27].



RYS. 2-1 Zależność maksymalnego współczynnika nierównomierności godzinowej ($N_{go\ max}$) od przepływów średnio-dobowych według różnych autorów.



RYS. 2-2 Zależność współczynnika nierównomierności godzinowej ogólnej od ilości mieszkańców i klas wyposażenia
 — wykonano na podstawie pracy B. Tkaczukowej [16]
 -x- wykonano na podstawie WTP
 -x- wykonano na podstawie wzoru Dimowskiego i pracy B. Tkaczukowej [16]

Uwaga: I i IV klasa wg projektu nowelizacji WTP oznaczona odpowiednio VIII i IV klasę wg dotychczasowych WTP

zgodnienia w pewnej mierze dopływów wód przypadkowych do kanalizacji, która zwłaszcza na terenie budownictwa jednorodzinnego, przybierają wysokie wartości,

- zakres danych pomiarowych wykorzystanych do wyprowadzenia wzoru /2/ z tabeli 2-1 pokrywa obszar wyników obliczeń według wzorów /1/ i /3/ z tej samej tabeli w całym zakresie przepływów średniodobowych i wykresu /9/ na rys. 2-1 w zakresie $Q_{d, \text{sr}} > 100 \text{ dm}^3/\text{s}$.

Zaznacza się przy tym duża zbieżność między wartościami funkcji wg wzoru /1/ a wg wzoru /2/ z tabeli 2-1 [29].

Wielkości normatywnych wskaźników zapotrzebowania na wodę w gospodarstwach domowych według "Wytycznych" [68] osiągają dla lat 2000-2010 $300 \text{ dm}^3/\text{mk}/\text{d}$. Wartości te wydają się zbyt duże w porównaniu ze wskaźnikami przyjmowanymi w innych krajach o podobnym klimacie.

Jak wynika z prognoz zagranicznych, jednostkowe zapotrzebowanie na wodę w gospodarstwach domowych krajów wysoko uprzemysłowionych /np. w RFN/ w roku 2000 wyniesie około $200 \text{ dm}^3/\text{mk}/\text{d}$, przy czym podobnie jak w USA, 30-44 % wody będzie zużywane na kąpiele, 30-40 % na spłukiwanie wc, zaś 8-14 % na pranie [16, 17]. Stąd wniosek, że "Wytyczne" [68] sankcjonują marnotrawstwo wody i nadmierne straty w instalacjach zewnętrznych.

2.3. Metody obliczania miarodajnych natężeń odpływu ścieków dla potrzeb projektowania wewnętrznych instalacji kanalizacyjnych.

Metody te określają natężenie odpływu ścieków z budynków mieszkalnych na podstawie ilości i rodzaju zainstalowanych w nich przyborów sanitarnych. Przy obliczaniu przepływu miarodajnego należy uwzględnić fakt, iż natężenie odpływu ścieków z przyborów sanitarnych, z których odpływ następuje jednocześnie z czerpaniem wody z instalacji wodociągowej, jest identyczne natężeniu wody wodociągowej. W przypadku, gdy przybory sanitarne czasowo przetrzymują wodę /np. płuczki zbiornikowe, wanny, zlewozmywaki itp./, natężenie odpływu może przewyższać natężenie zużycia wody, a odpływ ścieków odbywa się w innym czasie niż pobór wody.

Miarodajne natężenie odpływu ścieków bytowo-gospodarczych z budynków mieszkalnych do sieci kanalizacyjnych zewnętrznych oblicza się w Polsce [22] na podstawie wzoru:

$$Q = q_w + q_p, \quad /dm^3/s/ \quad /2-2/$$

gdzie:

q_w - miarodajny rozbiór wody wodociągowej obliczany we wzorze:

$$q_w = 0,2 \sqrt{\sum N_1} + K \cdot \sum N_1 \quad /2-3/$$

gdzie:

- N_1 - liczba przyborów wyrażona w równoważnikach,
- a - wykładnik zależny od normy dobowego zapotrzebowania na wodę przez jednego mieszkańca |22|,
- K - współczynnik zależny od sumy równoważników |22|,
- q_{p1} - odpływ wody zużytej z przyboru o maksymalnym odpływie podłączonego do danego odcinka |22|.

Według pracy Sicińskiego [48] miarodajne natężenie odpływu ścieków należy obliczać ze wzoru:

$$Q = 10,114 \sqrt{\sum N_1} + 1 \cdot q_{h1} \quad /dm^3/s/ \quad /2-4/$$

gdzie:

- N'_1 - suma równoważników odpływu z misek ustępowych /tab. 2-2/,
- q_{h1} - odpływ normatywny z miski ustępowej, dm^3/s /tab. 2-2/.

Tabela 2-2.

Rodzaj miski ustępowej	Równoważnik N'_1	Odpływ normatywny q_{h1} dm^3/s
Miska ustępowa z płuczką górną	5	1,65
Miska ustępowa z płuczką dolną	6	2,0

Godną uwagi jest szwedzka metoda obliczania miarodajnego natężenia odpływu ścieków z budynków mieszkalnych. W metodzie tej przy założeniu grawitacyjnego i bezciśnieniowego

przepływu ścieków miarodajne natężenie odpływu ścieków bytowo-gospodarczych ustala się na podstawie liczby i rodzaju przyborów sanitarnych.

Miarodajne natężenie odpływu ścieków wg wzoru ogólnego wynosi:

$$Q = d_1 \cdot q^{0,45} \quad /2-5/$$

gdzie:

$q = \sum q_n$ - suma normatywnych odpływów z poszczególnych przyborów sanitarnych czyli normatywny odpływ ścieków określany na podstawie tabel [14],

$d_1 = 0,6$ - budynki mieszkalne, biura, domy starców,

$d_1 = 0,8$ - hotele, szpitale, szkoły, kina,

Znając wartość miarodajnego natężenia odpływu ścieków Q do danego przewodu, ustala się następnie jego średnicę dla założonych z góry warunków przepływu, wykorzystując specjalne wykresy [14]. Porównując polskie i szwedzkie metody określania miarodajnego natężenia odpływu ścieków, należy stwierdzić, że projektanci szwedzcy "oszczędniej" wymiarują przewody instalacji kanalizacyjnej.

Wewnętrzne instalacje kanalizacyjne projektowane na podstawie metody szwedzkiej działają bez zarzutu, toteż wydaje się celowe zrewidowanie stosowanej w Polsce metody, prowadzącej do przewymiarowania instalacji kanalizacyjnych.

W Związku Radzieckim [31] miarodajne natężenie odpływu ścieków odprowadzanych z budynków mieszkalnych oblicza się ze wzoru:

$$Q = \frac{0,33 \cdot \sum N_2 \cdot p_1}{100} + q_0, \quad /dm^3/s/ \quad /2-6/$$

gdzie:

- N_2 - suma równoważników przyborów sanitarnych obliczona na podstawie tabeli z pracy [22],
- p_1 - procent równoczesnego działania przyborów w zależności od wartości N_2 , wg tab. 2-3,
- q_0 - natężenie odpływu ścieków z przyboru o największym odpływie /najczęściej spłuczka ustępowa/.

Tabela 2-3.

N_2	10	50	100	1000
$p_1, \%$	19,8	8,9	6,3	2,4

Lub ze wzoru:

$$Q = 0,12 \alpha_g \cdot \sqrt{\sum N_3} + q_0, \quad /dm^3/s/ \quad /2-7/$$

gdzie:

- Q - miarodajne natężenie odpływu ścieków dm^3/s ,
- N_3 - suma równoważników zamieszczona w tabeli w pracy [33],
- α_g - współczynnik zależny od gęstości zabudowy,
 $\alpha_g = 0,9 - 1,42$,
- q_0 - natężenie odpływu ścieków z przyboru o największym odpływie, zamieszczone w tabeli w pracy [33].

2.4. Metody i urządzenia do pomiaru natężenia i przepływu cieczy [63].

Natężenie przepływu cieczy mierzone jest zazwyczaj metodami pośrednimi. Poniżej przedstawiono najczęściej stosowane w praktyce metody pomiaru grawitacyjnego natężenia przepływu cieczy.

2.4.1. Metody pośrednie pomiaru natężenia grawitacyjnego przepływu cieczy.

2.4.1.1. Metody spiętrzeniowe.

Metody te polegają na pomiarze powierzchni F swobodnego przekroju przepływu cieczy i wysokości jej spiętrzenia h_1 , wywołanego wstawieniem w przewód elementu piętrzącego przegrody .

Natężenie przepływu, przy ustalonym spadku dna przewodu, może być przedstawiony za pomocą funkcji dwu zmiennych: powierzchni F swobodnego przekroju przepływu cieczy i wysokości spiętrzenia h_1 . Ponieważ powierzchnia przekroju przepływowego w przewodzie o określonym wymiarze zależy od wysokości spiętrzenia, przeto natężenie przepływu można wyrazić następującą funkcją:

$$Q_1 = c \cdot h_1^{\alpha_k}$$

gdzie:

- c - współczynnik wyznaczony najczęściej doświadczalnie,
- α_k - współczynnik zależny od kształtu otworu przepływowego,

h_1 - wysokość spiętrzenia cieczy.

2.4.1.2. Metody zwężkowe.

Tego typu metody polegają na wstawieniu w przewód zwężki mierniczej i pomiarze różnicy ciśnienia powstającego przy przepływie przez nią cieczy, za pomocą manometru różnicowego. Natężenie przepływu przez zwężkę jest funkcją powierzchni F przekroju przewężenia i różnicy ciśnień Δh , zgodnie z relacją:

$$Q_1 = \alpha_p \cdot F \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h}$$

gdzie:

F - przekrój przewężenia,

Δh - różnica ciśnień,

α_p - współczynnik przepływu zwężki.

2.4.1.3. Metoda pływakowa.

Metoda ta opiera się na stwierdzonym doświadczalnie fakcie, iż stosunek prędkości średniej w całym przekroju przepływowym V_{sr} do prędkości V_{max} , z jaką porusza się pływak powierzchniowy unoszony przez nurt cieczy, jest w przybliżeniu stały i wynosi:

$$V_{\text{sr}} : V_{\text{max}} \approx 0,84$$

Zmierzywszy prędkość pływaka powierzchniowego płynącego z nurtem, obliczamy natężenie przepływu ze wzoru:

$$Q = 0,84 \cdot F_1 \cdot v_{\text{max}}$$

gdzie:

F_1 - przekrój przepływowy,

v_{max} - maksymalna prędkość pływaka powierzchniowego.

2.4.1.4. Metoda prędkościomierzowa.

Polega ona na wyznaczeniu bryły przepływu, która ograniczona jest przekrojem hydrometrycznym przewodu oraz powierzchnią stanowiącą obwiednię końców wektorów prędkości. Objętość bryły przepływu możemy wyznaczyć, stosując różne metody całkowania wyrażenia $v \cdot dF$, gdzie v oznacza miejscową prędkość przepływu, prostopadłą do elementu dF czynnego przekroju poprzecznego przewodu. Ponieważ wyznaczenie bryły przepływu za pomocą całkowania, z wyjątkiem najprostszycch przypadków natrafia na znaczne trudności, stosujemy w praktyce następującą metodę wyznaczania bryły przepływu: dzielimy przekrój przepływowy na pola cząstkowe, mierzymy na pomocą prędkościomierzy miejscowe prędkości przepływu w odpowiednich punktach tych pól i wyznaczamy metodą rachunkową lub wykreślną objętość bryły przepływu.

2.4.1.5. Wyznaczenie natężenia przepływu na podstawie pomiaru natężenia roztworu soli /lub innych związków chemicznych/.

Metoda ta polega na dawkowaniu do przepływającej przewodem cieczy roztworu soli o znanym stężeniu, ze stałym natężeniem dopływu, a następnie pomiarze stężenia soli w badanej cieczy, w przekroju oddalonym od miejsca dawkowania o taką odległość, która zapewnia pełne wymieszanie wprowadzonego roztworu z płynącą cieczą.

2.4.2. Urządzenia do pomiaru natężenia grawitacyjnego przepływu cieczy.

Można wyróżnić następujące, najczęściej stosowane w praktyce urządzenia do pomiaru natężenia grawitacyjnego przepływu cieczy:

- przelewy miernicze,
- palisady miernicze,
- zwężkowe kanały miernicze,
- przepływomierze elektroniczne,
- wstawki pomiarowe.

Nie wszystkie opisane metody i urządzenia do pomiaru natężenia przepływu cieczy mogą znaleźć zastosowanie do pomiaru natężenia przepływu ścieków i to w czynnej sieci kanalizacyjnej. Wiele metod pomiarowych, które można stosować w przypadku cieczy nie zawierających zanieczyszczeń, należy odrzucić już na wstępie ze względu na ich zanieczyszczenie częściami stałymi. Urządzenie do pomiaru natężenia przepływu ścieków powinno spełniać następujące warunki:

- musi być proste w konstrukcji,
- dać się zamontować w czynnym przewodzie kanalizacyjnym,
- być niezawodne i nie wymagać stałego nadzoru,
- powinno zachowywać dokładność wskazań w krańcowo różnych warunkach.

W celu określenia najodpowiedniejszej metody oraz dobrania odpowiedniego urządzenia pomiarowego, omówione uprzednio metody i urządzenia poddano analizie pod względem przydatności ich do pomiaru natężenia odpływu ścieków z budynków mieszkalnych.

Ze względu na to, że urządzenie miało być zamontowane w istniejących grawitacyjnych przewodach kanalizacyjnych o przepływie ze swobodnym zwierciadłem ścieków, wykluczono urządzenia, w których pomiar natężenia przepływu jest oparty na pomiarze różnicy ciśnienia, a także wszelkie metody chemiczne pomiaru ze względu na zmienny skład fizykochemiczny ścieków.

Odrzucono również metody oparte na pomiarze oporności elektrycznej, SEM itp. przy pomocy różnego typu przepływomierzy elektronicznych, które mają wprawdzie wiele zalet, jak np:

- prosta konstrukcja /brak części ruchomych/,
- szeroki zakres pomiarów,
- liniowość wskazań,
- łatwość montażu i niezawodność,
- znaczna dokładność,
- małe opory hydrauliczne,

lecz podstawową ich wadą są znaczne koszty, a dokładność wyników pomiarów uzyskanych przy ich zastosowaniu niewiele się różni od wyników otrzymanych metodami hydraulicznymi.

Z metod hydraulicznych stosowanych do pomiaru natężenia przepływających ścieków, szerokie zastosowanie znalazły urządzenia typu zwężkowego. Do ich zalet należy zaliczyć:

- prostotę konstrukcji elementu deprymogenicznego pozbawionego jakichkolwiek elementów ruchomych w obzearze płynącej cieczy,
- znaczną dokładność wskazań $\pm 0,5 - 2,0 \%$,
- możliwość ciągłego rejestru zmian natężenia przepływu.

Rozważono zatem przydatność następujących typów urządzeń zwężkowych stosowanych do pomiaru natężenia przepływu ścieków:

Zwężki pomiarowe w kształcie litery U nadają się do pomiaru w kanałach o częściowym wypełnieniu, które nie powinno przekraczać 0,6 d - inaczej występuje konieczność montowania odcinków przejściowych. Wadą tych zwęzek jest wysoki koszt urządzenia oraz stosunkowo duże błędy pomiaru, szczególnie przy występowaniu znacznych wahań przepływu i dużych wartościach napełnień kanałów.

Koryta miernicze są bardzo chętnie stosowane do pomiaru natężenia przepływu zanieczyszczonych częściami stałymi ścieków ze względu na zachowanie swobodnego przekroju przepływowego. Spiętrzenie ścieków wywołane korytem mierniczym jest nieznaczne. Nie ma niebezpieczeństwa osadzenia się zanieczyszczeń. Wadą tego typu urządzeń jest konieczność przejścia z kanału o przekroju kołowym w koryto o przekroju prostokątnym, co wymaga długich odcinków przejściowych i utrudnia zamontowanie urządzenia w istniejącej sieci kanalizacyjnej.

Innym typem urządzeń, które oceniono negatywnie pod względem przydatności do pomiaru natężenia przepływu ścieków są urządzenia przelewowe / szczególnie przelewy prostokątne i trójkątne / oparte na metodzie spiętrzeniowej. Zaletą stosowania tych urządzeń jest możliwość ciągłego zapisu zmian natężenia przepływu w czasie i dokładność pomiaru w szerokim zakresie wahań natężenia przepływu.

Wadą ich jest natomiast konieczność wstawienia w przewód przegrody piętrzącej zmieniającej powierzchnię przekroju przepływowego i powodującej straty energetyczne, następnie duży spadek nivalacyjny zwierciadła ścieków / większy niż w kanałach mierniczych / oraz znaczne spiętrzenie przepływających ścieków,

które deformuje charakterystykę przelewu i zniekształca wyniki pomiarów, a także powoduje osadzanie się zanieczyszczeń przed przelewem.

W rezultacie przeprowadzonej analizy za najodpowiedniejsze urządzenie pomiarowe uznano urządzenie typu zwężkowego, z bocznym zwężeniem strugi ścieków płynących przewodem o przekroju kołowym.

Urządzenia tego typu stosowane były do pomiaru natężenia przepływu różnych cieczy w USA [66].

2.5. Pomiaru odpływu ścieków i opracowanie ich wyników.

Istotne znaczenie dla reprezentatywności wyników pomiarów odpływu ścieków ma wybór czasu trwania pomiarów. Ze względu na wpływ czynników meteorologicznych na wielkość zużycia wody, a tym samym odpływu ścieków, w pracy 50 zaleca się podział roku na dwa okresy: wiosenno-letni /od 1.05. do 30.10/ oraz jesienno-zimowy /od 1.11 do 30.04/ przy czym należy oddzielić dni robocze od świątecznych i wolnych od pracy [11, 50].

Długość okresu czasu, w którym powinny być prowadzone pomiary, zależy od rodzaju użytkowników. Odpływ ścieków z budynków mieszkalnych i osiedli powinien być mierzony w sposób ciągły, przez okres co najmniej 1 roku, przy założeniu, że warunki demograficzne, standard sanitarnego wyposażenia mieszkań, warunki meteorologiczne itp. ulegają jedynie mało istotnym zmianom [5, 10, 35, 37, 38, 50].

Pomiary zużycia wody prowadzone w budynkach mieszkalnych potwierdziły istotny wpływ strat wody spowodowanych przeciekami z wewnętrznej instalacji wodociągowej na zużycie jednostkowe wody, a tym samym na odpływ ścieków [7, 34, 41, 60].

Straty te wynoszą od kilkunastu do ponad 50 % ogólnej dostawy wody do budynków [7, 35, 40, 41, 44, 50] i powodują nie tylko wzrost odpływu ścieków, ale również zmianę kształtu /spłaszczenie/ histogramów empirycznych i rozkładów statystycznych odpływu ścieków.

Stwierdzono również, że istotny wpływ na zużycie wody, a tym samym odpływ ścieków, ma ciśnienie wody w przyłączu wodociągowym. Jego wzrost o 0,1 MPa powoduje zwiększenie zużycia wody o 6-8 % [34].

Do innych nietypowych czynników kształtujących zużycie wody, a więc i odpływ ścieków, zaliczono m.in. gęstość zaludnienia, piętro budynku oraz standard życiowy mieszkańców [41]. Dla potrzeb projektowania i analizy hydraulicznej systemów odprowadzania ścieków istotne znaczenie ma maksymalne natężenie odpływu ścieków. Maksymalne natężenie odpływu ścieków z budynków mieszkalnych, zależy od przyjętego czasu trwania odpływu. Im krótszy czas, tym większe jest maksymalne natężenie odpływu ścieków. Obecnie do projektowania zewnętrznej sieci kanalizacyjnej niezależnie od jej długości przyjmuje się maksymalne natężenie odpływu o czasie trwania 60 minut. Jest to zatem okres zbyt krótki w odniesieniu do kolektorów zbierających ścieki z rozległych terenów dużych miast czy aglomeracji, a zbyt długi w odniesieniu do sieci osiedlowej. Ciągi liczbowe wartości maksymalnego zużycia wody w budynkach mieszkalnych, a tym samym i odpływu ścieków można opisać rozkładem logarytmiczno-normalnym /LN/ lub rozkładem Pearsona typu III [50, 53].

3. CEL I ZAKRES PRACY

Celem prezentowanej pracy było sformułowanie szczegółowej postaci probabilistycznego modelu maksymalnego w dobie natężenia odpływu ścieków bytowo-gospodarczych z budynków wielorodzinnych i osiedli mieszkaniowych, uwzględniającego wpływ wybranych czynników na wartości liczbowe parametrów modelu i przystosowanego do potrzeb projektowania urządzeń do odprowadzania ścieków.

Zakres pracy obejmował:

- opracowanie metodyki pomiarów i wykonanie urządzeń do pomiaru natężenia przepływu ścieków w sieci kanalizacyjnej, wykonanej z rur o przekroju kołowym średnicy od 0,2 do 0,8 m,
- wybudowanie siedmiu stanowisk pomiarowych na czynnej sieci kanalizacyjnej osiedla Nowy Dwór we Wrocławiu,
- wykonanie pomiarów ciągłych natężenia przepływu ścieków w okresie od 8.09.79 r. do 20.01.83 r.,
- opracowanie i interpretację wyników pomiarów,
- analizę statystyczną rozkładów maksymalnego w dobie natężenia odpływu ścieków,
- próbę uogólnienia wyników analizy statystycznej.

4. BADANIA ODPŁYWU ŚCIEKÓW Z BUDYNKÓW I OSIEDLA MIESZKANIOWEGO

4.1. Program badań

Program badań odpływu ścieków bytowo-gospodarczych z wielorodzinnych budynków mieszkalnych i osiedla mieszkani-

wego obejmował:

- wybór osiedla mieszkaniowego oraz budynków z tego osiedla do pomiarów odpływu ścieków,
- wybór i lokalizacja stanowisk pomiarowych,
- wykonanie odpowiedniej aparatury pomiarowej i stanowisk pomiarowych,
- przeprowadzenie ankiet wśród mieszkańców budynków objętych pomiarami odpływu ścieków na temat: struktury demograficznej, struktury mieszkań, modelu gospodarstwa domowego itp.,
- ciągły pomiar ciśnienia wody w osiedlowej sieci wodociągowej,
- ciągły pomiar natężenia odpływu ścieków bytowo-gospodarczych z budynków i grup budynków mieszkalnych.

Wybór osiedla Nowy Dwór we Wrocławiu uzasadnia fakt, iż jest to jedno z typowych nowowyprowadzonych osiedli mieszkaniowych w Polsce. Składa się z wielorodzinnych budynków mieszkalnych o typowym współczesnym standardzie wyposażenia sanitarnego i centralnym zaopatrzeniu w ciepłą wodę użytkową. Na terenie osiedla istnieje sieć wodociągowa, sieć kanalizacji bytowo-gospodarczej i deszczowej oraz sieć drenarska. Sieć kanalizacji deszczowej oraz sieć drenarska ułożona jest na znacznej swej długości wzdłuż sieci kanalizacji bytowo-gospodarczej co powodowało, że dopływ wód deszczowych i gruntowych do tej sieci był bardzo niewielki, a tym samym nie zniekształcał wyników pomiarów.

Wybór budynków do pomiaru odpływu ścieków wynikał z analizy możliwości realizacji programu badań. Budynki te były wcześ-

niej zasiedlone, a struktura demograficzna mieszkańców, gęstość zaludnienia, model gospodarstwa domowego itp. zbliżone są do wartości typowych.

Przy lokalizacji stanowisk brano pod uwagę warunki miejscowe a w szczególności, możliwość objęcia pomiarami odpływów ścieków z budynków o zróżnicowanej, w odpowiednim zakresie, liczbie mieszkańców, a jednocześnie zmniejszenia do minimum wpływu retencji kanałowej na natężenie odpływu. Założenia te zostały zrealizowane, gdyż czasy przepływu ścieków od budynków umieszczonych na końcówkach kanałów do poszczególnych stanowisk pomiarowych nie przekraczały 5 minut, za wyjątkiem stanowiska nr 6, gdzie czas ten osiąga 10 minut i stanowiska nr 7, gdzie dochodzi do 20 minut. Do stanowiska nr 6 dopływają ścieki od około 5470 mk, natomiast do stanowiska 7 od około 16100 mk.

Wyniki pomiarów prowadzonych zatem na stanowiskach bardziej oddalonych od początków końcówek kanałów, zawierały jednocześnie wpływ retencji kanałowej, która w przypadku sieci bytowo-gospodarczej jest stosunkowo niewielka. Retencji tej, na podstawie prowadzonych pomiarów, nie dało się wyodrębnić. Problem ten wymaga oddzielnych badań terenowych, modelowych lub analitycznych.

W tabeli 4-1 zestawiono dane dotyczące punktów pomiarowych.

4.2. Charakterystyka osiedla i budynków objętych pomiarami.

Osiedle Nowy Dwór we Wrocławiu wybudowane w latach 1976-80, składa się z budynków wielorodzinnych o typowym

Tabela 4-1.

Zestawienie danych dotyczących punktów pomiarowych

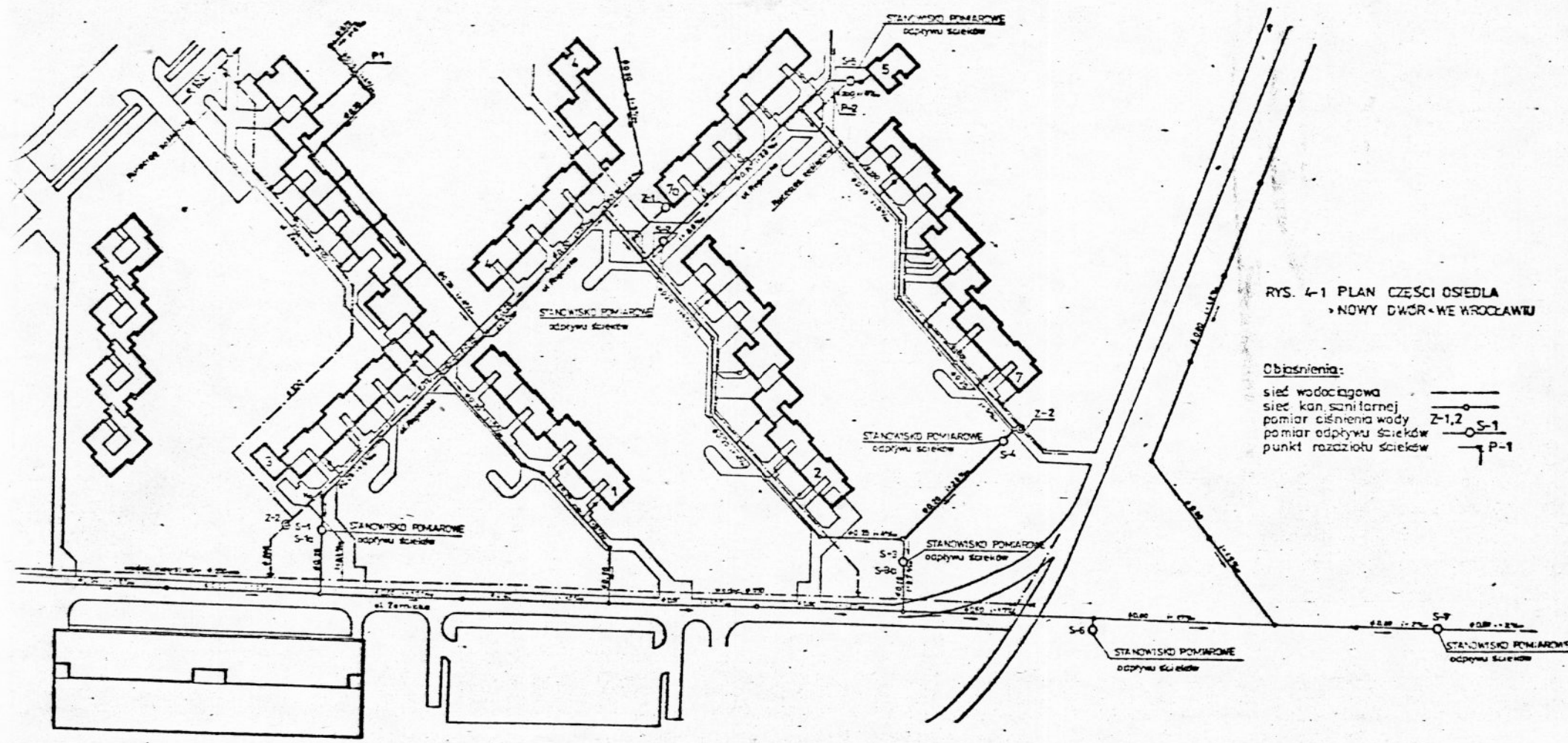
Lp.	Numer stanowiska	Numery budynków	Liczba mieszkań	Liczba mieszkańców
1.	1	3	111	481
2.	2	5, 7a	71	232
3.	3	2, 4, 7, 7a	330	1155
4.	4	7	88	329
5.	5	5	20	95
6.	6	jak dla stanowiska 3 plus 8 budynków		5470
7.	7	jak dla stanowiska 6 plus 27 budynków		16100

standardzie wyposażenia sanitarnego. Pomiaru odpływu ścieków odnosiły się do części osiedla o liczbie mieszkańców około 16000. Plan tej części osiedla wraz z naniesioną siecią wodociągową i kanalizacyjną oraz wszystkimi punktami pomiarowymi przedstawia rysunek 4-1.

Zaopatrzenie w wodę osiedla odbywa się poprzez lokalny system jednostrefowy z pompownią hydroforową czerpiącą wodę z miejskiej sieci wodociągowej. Odprowadzenie ścieków natomiast, poprzez osiedlową rozdzielczą sieć kanalizacyjną. Wody drenażowe odprowadza się poprzez sieć drenarską.

Struktura mieszkań w wybranych budynkach wielorodzinnych jest urozmaicona, obejmuje bowiem mieszkania od M-2 do M-6, najlepiej ilustruje to tabela 4-2. Wynika z niej, że w objętych badaniami budynkach dominują mieszkania duże M-4 do M-6, co jest zgodne z obserwowaną tendencją. Z tego względu można przyjąć, że w przyszłości udział mieszkań dużych będzie co najmniej taki jak w omawianych budynkach. Tym bardziej, że przeciętna gęstość zaludnienia wynosi w nich ca 0,064 mk/m².

Struktura demograficzna mieszkańców wybranych budynków w okresie prowadzenia pomiarów ilustruje tabela 4-3. Z zamieszczonych w niej zestawień wynika, że około 37 % mieszkańców stanowią dzieci i młodzież do lat 16. Szczególnie duży odsetek mieszkańców stanowią dzieci od lat 7 /około 22 %/. Udział osób pracujących wynosi około 52 %, z tego znaczna większość około 84 %, pracuje w godzinach przedpołudniowych. Większość rodzin jada obiady w domu i pierze w domu, nie korzystając z pralni zbiorowych. Ma to istotny wpływ zarówno na



RYS. 4-1 PLAN CZĘŚCI OSIEDLA
 NOWY DWÓR - WE WROCŁAWIU

Objaśnienia:
 sieć wodociągowa
 sieć kan. sanitarnej
 pomiar ciśnienia wody Z-1,2
 pomiar odpływu ścieków S-1
 punkt rozziółu ścieków P-1

Tabela 4-2.

Struktura mieszkań w budynkach objętych pomiarami

Symbol budynku	Liczba mieszkań						Liczba mieszkańców	Powierzchnia mieszkalna m ²	Gęstość zaludnienia mk/m ²
	Ogółem	M-2	M-3	M-4	M-5	M-6			
Budynek 3	111	10	11	18	60	12	542	7120	0,060
Budynek 5	39	1	18	20	-	-	95	2213	0,061
Budynek 7a	32	-	-	-	16	16	135	2352	0,060
Budynek 2	88	16	32	32	-	8	326	5322	0,067
Budynek 4	103	22	17	16	40	8	362	5322	0,066
Budynek 7	88	16	32	32	-	-	329	5322	0,065
Ogółem	461	65	110	118	116	44	1789	27651	0,064

Tabela 4-3.

Struktura demograficzna mieszkańców budynków objętych pomiarami

Symbol budynku	Liczba mieszkańców	Struktura wieku			Struktura zatrudnienia			model gospodarstwa domowego			Liczba mieszkańców		
		dzieci		dorosli	I zmiana	II zmiana	III zmiana	Obiady			pranie		
		do 7	7-16					dom	stołówka	inne	dom	pralnia	inne
Budynek 3	542	131	92	319	245	28	5	121	8	2	125	3	3
Budynek 5	95	28	12	55	60	6	2	14	4	1	33	4	2
Budynek 7a	135	28	26	81	50	12	3	25	4	3	24	6	2
Budynek 7	329	65	56	208	120	19	17	64	22	-	76	8	4
Budynek 2	326	67	52	207	110	20	14	59	27	2	74	11	3
Budynek 4	362	79	55	228	158	22	6	83	18	2	91	10	2
Ogółem	1789	398	293	998	743	107	47	387	83	10	428	42	16

ilość odpływu ścieków jak i na rozkład tego odpływu w ciągu doby i tygodnia.

Wyposażenie sanitarne mieszkań odpowiada współczesnemu, ogólnie przyjętemu, standardowi. Każde mieszkanie jest wyposażone w zlewozmywak z baterią na ciepłą i zimną wodę, wannę i umywalkę z bateriami na ciepłą i zimną wodę, w muszlę ustępową z dolnopłukiem. Mieszkania M-3 i M-6 posiadają dodatkowo umywalki w toalecie z bateriami na ciepłą i zimną wodę.

Zestawienie liczby i rodzaju przyborów sanitarnych w budynkach objętych pomiarami zawiera tabela 4-4. Przed rozpoczęciem badań dokonano kontroli szczelności armatury wodociągowej. Zauważone nieszczelności zostały zlikwidowane. Podczas trwania pomiarów nie dokonano specjalnych zabiegów konserwacyjnych, chcąc uzyskać wyniki odpowiadające rzeczywistym warunkom działania instalacji we wszystkich budynkach osiedla.

Analiza wyników pomiarów zapisanych na taśmach wykazała znaczny udział strat w ilości doprowadzonej do budynków wody, szczególnie wykorzystanej do celów sanitarnych /toalety/. Woda przeciekająca przez nieszczelne urządzenie odpływała do kanalizacji nie użytkowana, powodując nadmierny odpływ ścieków, szczególnie w godzinach nocnych.

4.3. Metodyka badań

Pomiary odpływu ścieków z wielorodzinnych budynków i osiedla mieszkaniowego były prowadzone w latach 1979-1982. Kryterium wyboru odpowiednich budynków i osiedla było pełne pokrycie potrzeb wodnych wszystkich odbiorców. W tym celu na terenie osiedla zainstalowane były urządzenia do ciągłego pomiaru wysoko-

Tabela 4-4.

Zestawienie liczby przyborów sanitarnych w budynkach objętych pomiarami

Symbol budynku segmentu	Rodzaj przyboru sanitarnego						
	kuchnia	toaleta		wanne	łazienka		pralnie itp.
	zlewozmywak	pluczka	umywalka		umywalka	pralka automatyczna	krany czerpalne
Budynek 3	111	111	101	111	111	44	-
Budynek 5	39	39	18	39	39	15	-
Budynek 7a	32	32	32	32	32	14	6
Budynek 7	88	88	80	88	86	28	3
Budynek 2	88	88	82	88	88	34	3
Budynek 4	103	103	95	103	103	42	3
Ogółem	461	461	428	461	461	177	15

ci ciśnienia wody w wybranych węzłach sieci wodociągowej, co było pomocne w ocenie pokrycia potrzeb wodnych wszystkich mieszkańców budynków objętych pomiarami odpływu ścieków.

4.3.1. Opis aparatury i stanowisk pomiarowych.

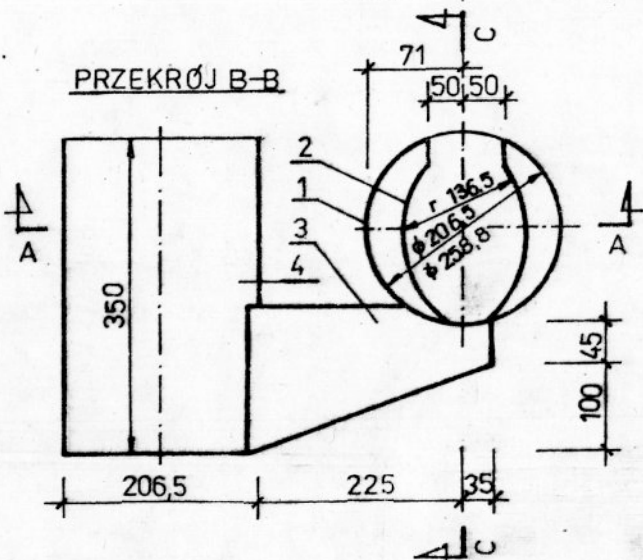
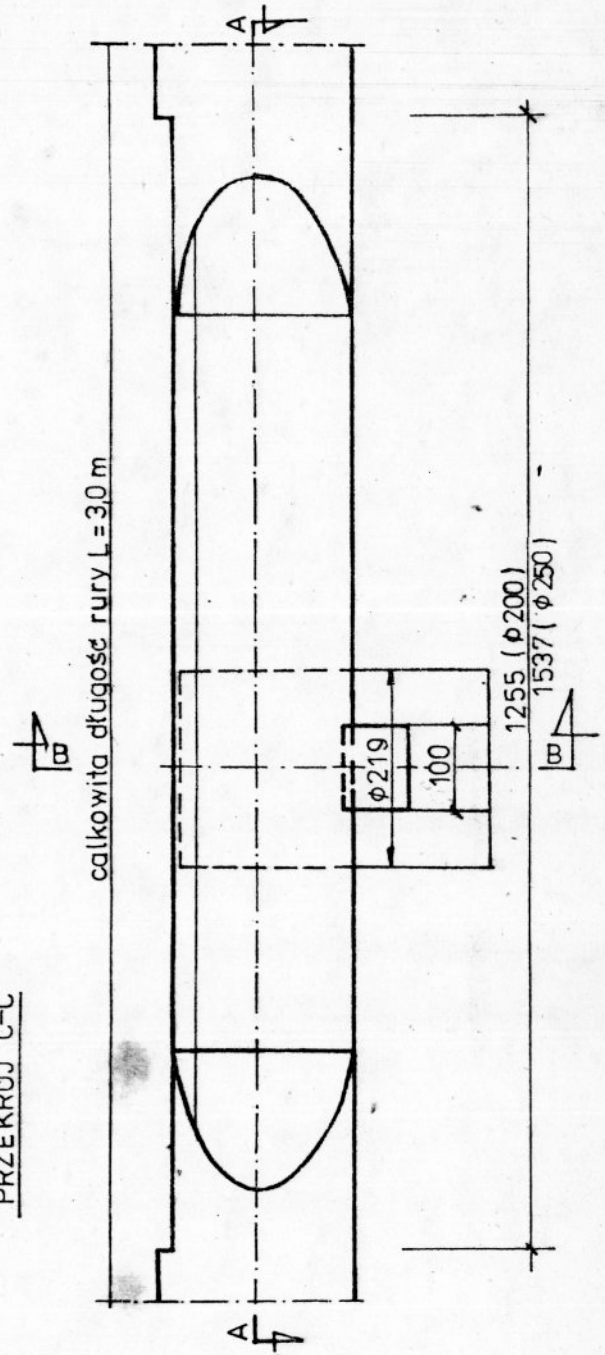
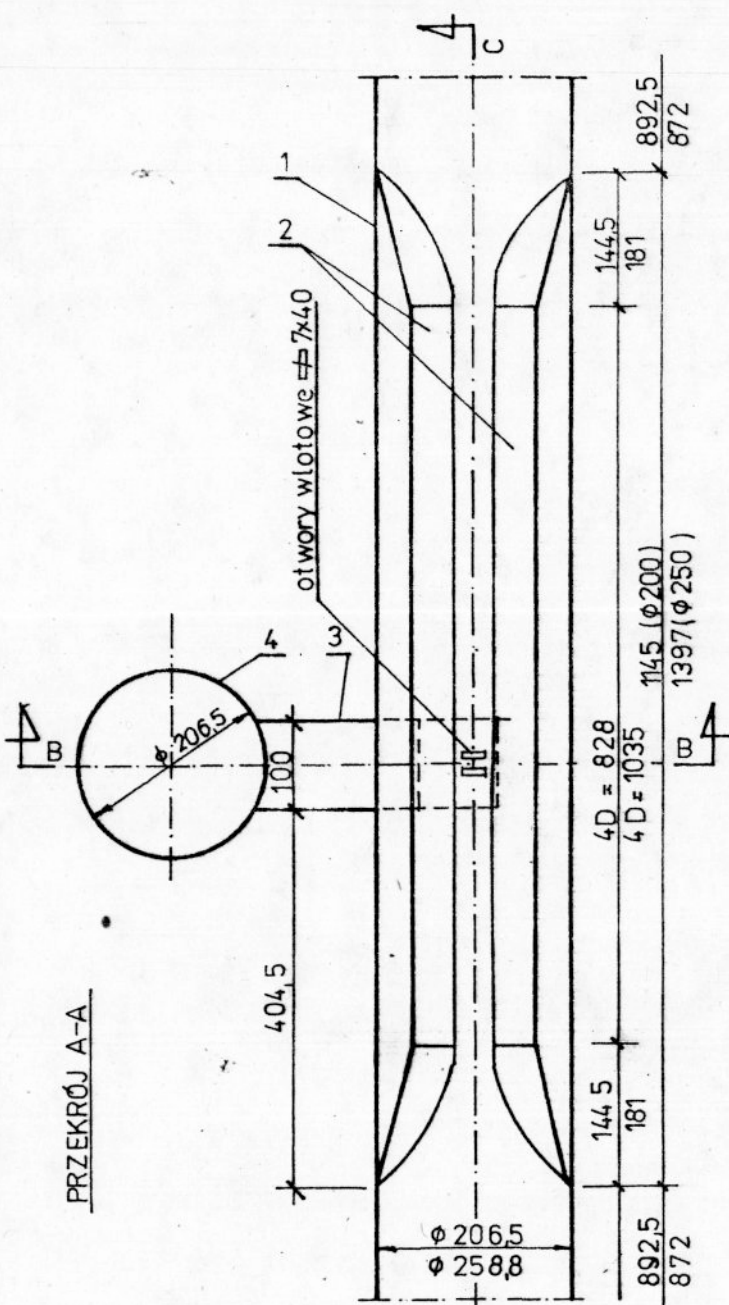
Podstawowym urządzeniem pomiarowym, które uznano za najodpowiedniejsze do małych średnic kanałów, była dwustronnie symetryczna zwężka [66]. Konstrukcja jej została przedstawiona na rysunku 4-2.

Stanowisko pomiarowe składa się z następujących elementów:

- rury stalowej o przekroju kołowym i średnicy wewnętrznej d równej średnicy wewnętrznej przewodu kanalizacyjnego wewnątrz rury zamocowane są dwie naprzeciwległe - odpowiednio wyprofilowane przegrody z blachy stalowej - zwężające przekrój poprzeczny rury na długości $4d$;
- komory pływajowej umieszczonej na zewnątrz zwężki i połączonej z jej wnętrzem poprzez szczeliny wykonane w dnie zwężki,
- limnigrafu rejestrującego zmiany poziomu ścieków w komorze pływajowej.

Urządzenie pomiarowe charakteryzuje się następującymi zaletami:

- prostotą konstrukcji i małymi wymiarami /długość 3,0/,
- niewielkim piętrzeniem ścieków,
- ułatwionym odpływem części stałych spławianych ściekami,
- łatwą obsługą,
- ciągłą rejestracją wyników pomiarów,
- wystarczającą dokładnością wyników,
- możliwością nadania mu określonego spadku podłużnego na całej



OBJAŚNIENIA

- 1 rura stalowa ($\varnothing 200, \varnothing 250$)
- 2 blacha stalowa
- 3 blacha stalowa
- 4 rura stalowa $\varnothing 200$ - komora płytaka

RYS. 4-2 URZĄDZENIE DO POMIARU NATEŻENIA PRZEPIYU ŚCIEKÓW SANITARNYCH.

długości.

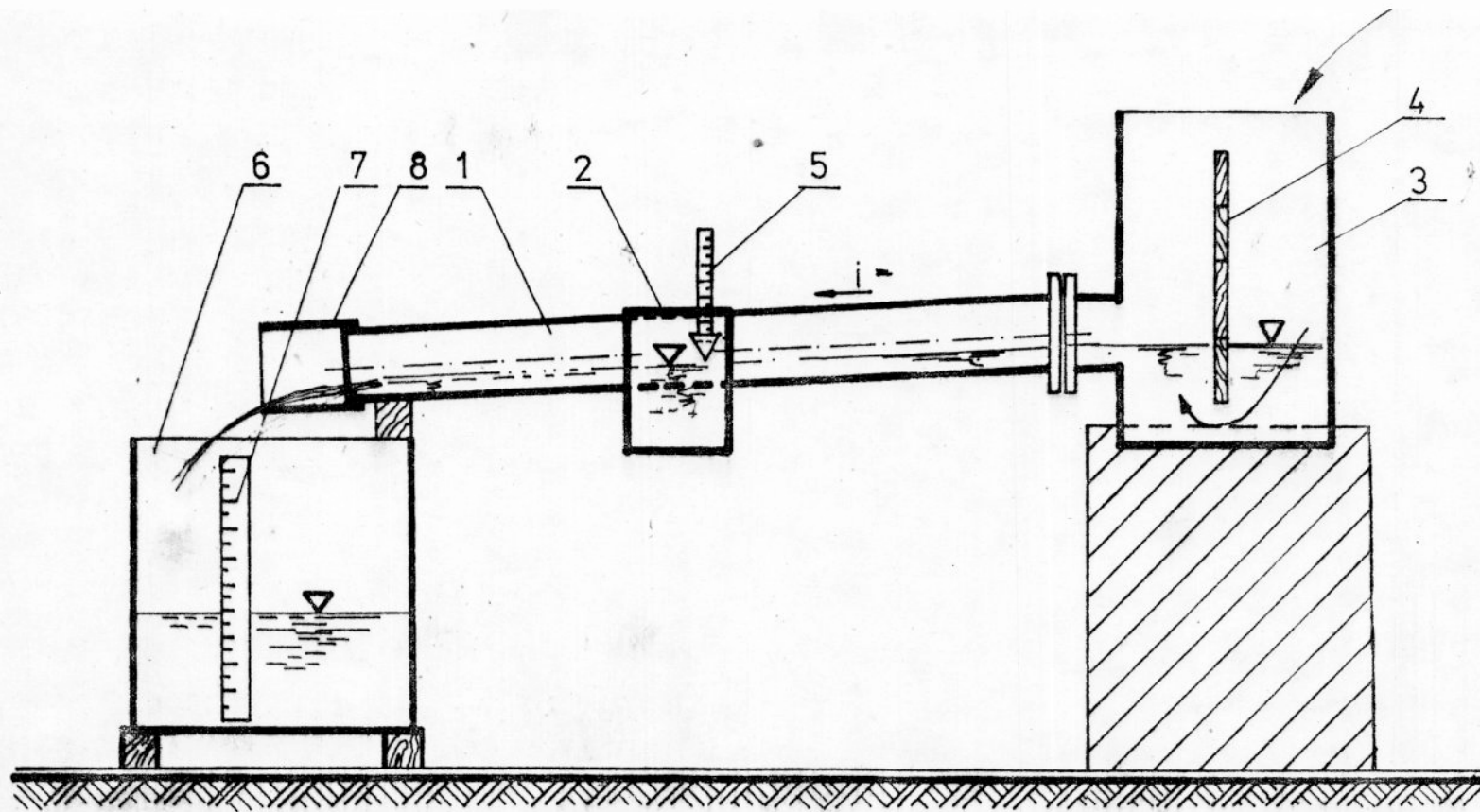
Kanały, na których zainstalowano urządzenia pomiarowe wykonane są z rur kamionkowych o średnicy wewnętrznej ϕ 200 mm i ϕ 250 mm. Z tego względu wykonano dwa typy urządzeń zwężkowych. Obydwa typy są geometrycznie podobne, gdyż wszystkie wymiary odniesione są do wewnętrznej średnicy rury. Dla ułatwienia montażu, konserwacji i eksploatacji urządzeń, w górnej części rury wykonano szczeliny szerokości 100 mm i długości 1600 mm.

Celem określenia charakterystyk hydraulicznych /krzywych sprawności/ urządzeń zwężkowych, przeprowadzono ich wzorcowanie. W tym celu wykonano specjalne stanowisko badawcze /rys. 4-3/ składające się z:

- rurociągu doprowadzającego wodę,
- zbiornika wyrównawczego, przeciwzakłócenieniowego,
- zwężkowego urządzenia pomiarowego,
- wodowskazu kolcowego do pomiaru wysokości napełnienia komory pływakowej, a tym samym napełnienia w przekroju pomiarowym urządzenia zwężkowego,
- zbiornika mierniczego do objętościowego pomiaru natężenia przepływu.

Wzorcowanie wykonano przy spadkach dna urządzenia zwężkowego odpowiadających spadkom dna kanałów, na których miały być zbudowane zwężki, a mianowicie: 2,5; 5,6; 8; 27 i 24 ‰.

Każdorazowo ustalano wstępnie poziom zerowy /poziom odniesienia/, przy którym komora pływakowa była napełniona do wysokości dna urządzenia, lecz woda jeszcze przez nią nie płynęła. Następnie uruchamiano dopływ wody zwiększając za każdym razem



OBJAŚNIENIE

- 1 urządzenie pomiarowe ($\phi 200, \phi 250$ mm)
- 2 komora pływakowa - rura stalowa $\phi 200$ mm
- 3 zbiornik stalowy, 4 przegroda z desek
- 5 wodowskaz kolcowy, 6 zbiornik mierniczy
- 7 skala miernicza
- 8 przedłużka użyta przy wzorcowaniu

RYS. 4-3 SCHEMAT STANOWISKA DO WZORCOWANIA URZĄDZENIA POMIAROWEGO.

napełnienie urządzenia o 2-3 mm, aż do osiągnięcia połowy średnicy urządzenia pomiarowego.

Jednocześnie przy każdym z tych napełnień mierzono objętość wody dopływającej do zbiornika mierniczego w określonym czasie. Umożliwiło to obliczenie natężenia przepływu wody przy danym napełnieniu zwężki w przekroju pomiarowym.

Uzyskane wyniki naniesiono na układ współrzędnych prostokątnych odkładając na osi odciętych natężenie przepływu, a na osi rzędnych wysokości napełnień zwężki. Naniesione punkty łączono liniami ciągłymi oddzielnie dla średnic ϕ 200 mm i ϕ 250 mm i poszczególnych spadków. Skonstruowane drogą odręcznej interpolacji krzywe zależności $Q=f/h$ przedstawiono na rysunku 4-4. Stanowią one charakterystyki hydrauliczne /przepływu/ urządzeń zwężkowych zastosowanych do pomiaru natężenia odpływu ścieków. Do pomiaru natężenia przepływu w kanałach o średnicach ϕ 600 i ϕ 800 mm, zastosowano inną metodę pomiaru.

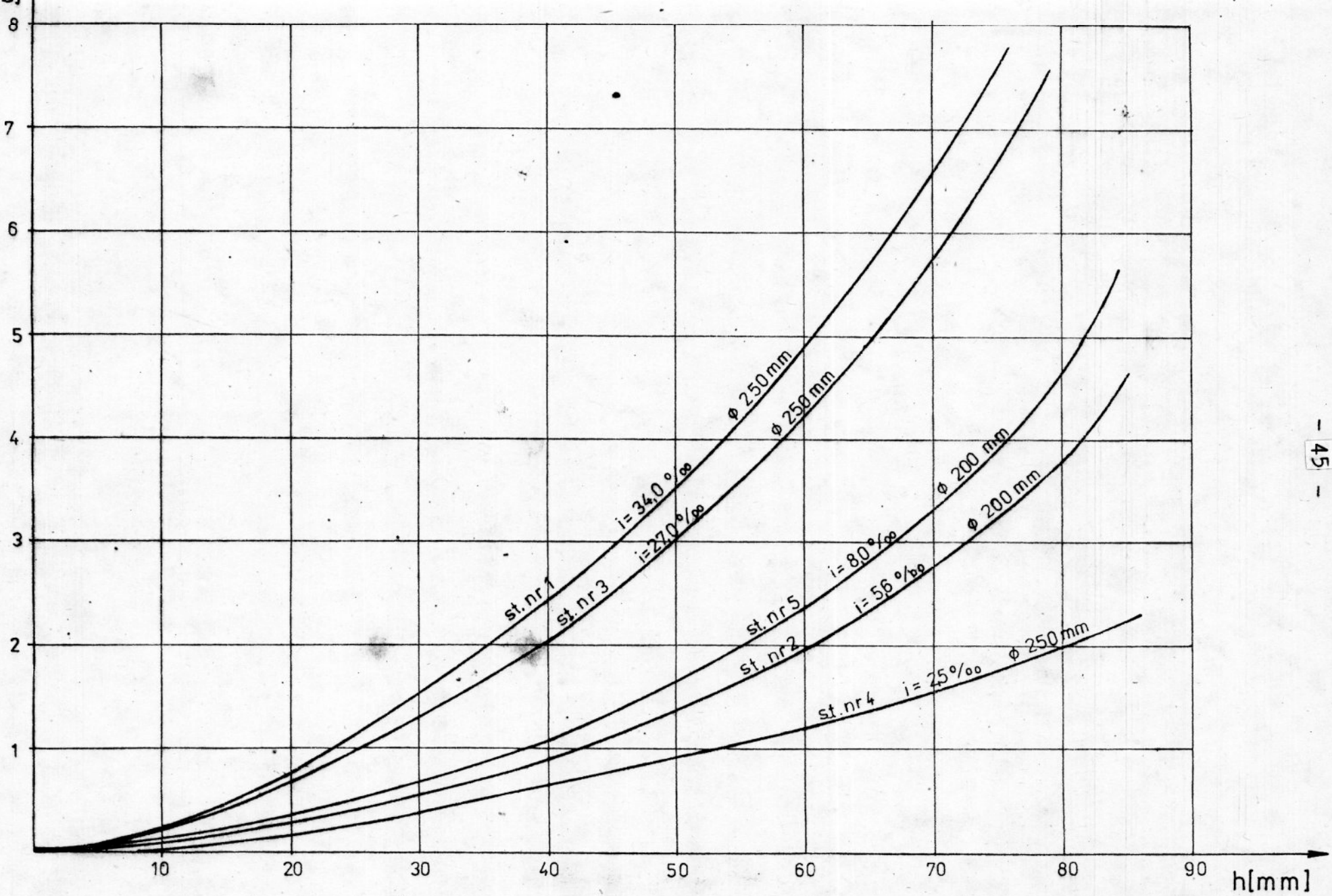
Natężenie przepływu określano w tych przypadkach wykorzystując wzór Manninga, przedstawiający funkcyjną zależność między prędkością przepływu a wysokością napełnienia kanału o określonej średnicy i spadkiem jego dna.

Aby móc skonstruować charakterystykę przepływu kanałów pomierzono lokalne ich spadki, a następnie natężenie przepływu ścieków w każdym z kanałów obliczano ze wzoru:

$$Q_2 = \frac{f \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n} \quad /m^3/s/ \quad /4-1/$$

gdzie:

Q_2 - natężenie przepływu przy określonym napełnieniu kanału, m^3/s ,



RYS. 4-4 - Charakterystyki hydrauliczne urządzeń pomiarowych $\phi 200$ i $\phi 250$ mm dla stanowisk pomiarowych nr 1,2,3,4,5.

- f - powierzchnia przekroju czynnego kanału, m,
 R_h - promień hydrauliczny przekroju czynnego kanału, m,
 i - spadek dna kanału,
 n - współczynnik do wzoru Manninga

$$R_h = \frac{f}{0}$$

Obwód zwilżony kanału o przekroju kołowym wyznaczono ze wzoru:

$$0 = d \cdot \arccos \left/ 1 - \frac{2h}{d} \right/ \quad /m/ \quad /4-2/$$

gdzie:

- d - średnica wewnętrzna kanału, m,
 h - napełnienie kanału ściekami, m.

Powierzchnię czynną kanału kołowego obliczono ze wzoru:

$$f = \frac{d^2}{8} \cdot \left/ \varphi - \sin \varphi \right/ \quad /m^2/ \quad /4-3/$$

$$\varphi = 2 \arccos \left/ 1 - \frac{2h}{d} \right/$$

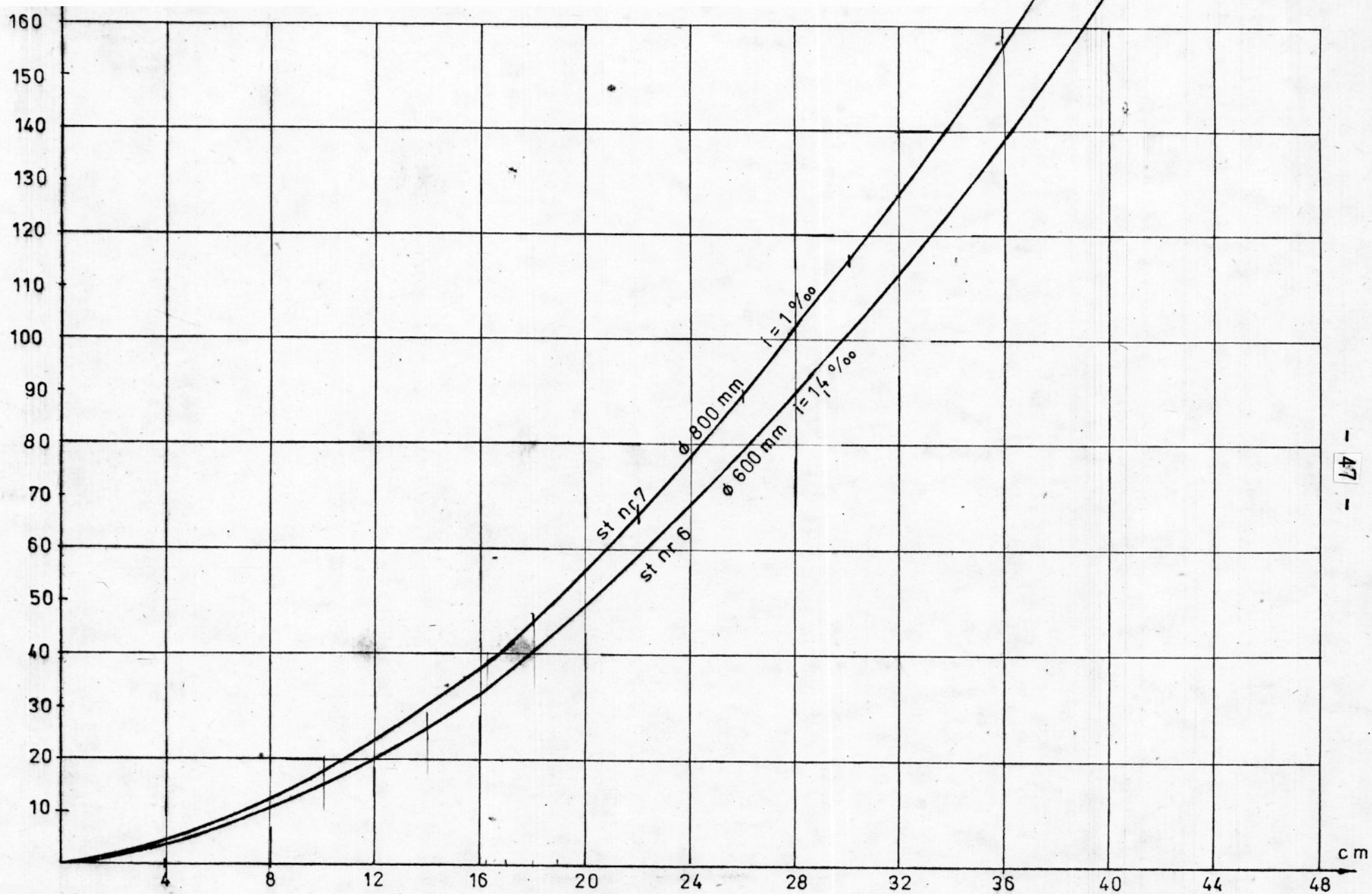
Znając spadek dna kanału, średnicę wewnętrzną i współczynnik n do wzoru Manninga, można uzależnić natężenie przepływu Q w kanale od jego napełnienia h :

$$Q = f/h/$$

i wykreślić charakterystykę przepływu kanału.

Średnica wewnętrzna kanałów, w których dokonywano pomiarów natężenia przepływu ścieków, wynosiły 0,59 m i 0,79 m, natomiast średnie spadki odpowiednio 1,4 ‰ i 1 ‰, a współczynnik n do wzoru Manninga przyjęto dla obu kanałów 0,013.

Charakterystyki przepływu w kanałach $Q = f/h/$, przedstawiono na rysunku 4-5.



Rys. 4-5 Charakterystyki hydrauliczne kanałów $\phi 600$ $\phi 800$ mm, dla stanowisk pomiarowych nr 6,7.

Stanowiska pomiarowe zbudowane na kanałach o średnicy ϕ 200 i ϕ 250 mm składają się z:

- urządzenia zwężkowego zamontowanego w miejsce odcinka usuniętych rur kamionkowych,
- komory pomiarowej wykonanej z kręgów żelbetowych ϕ 1800 mm,
- limnigrafu umieszczonego tak, aby jego pływak znajdował się w komorze pływakowej urządzenia zwężkowego.

Schemat stanowiska pomiarowego przedstawiono na rysunku 4-6.

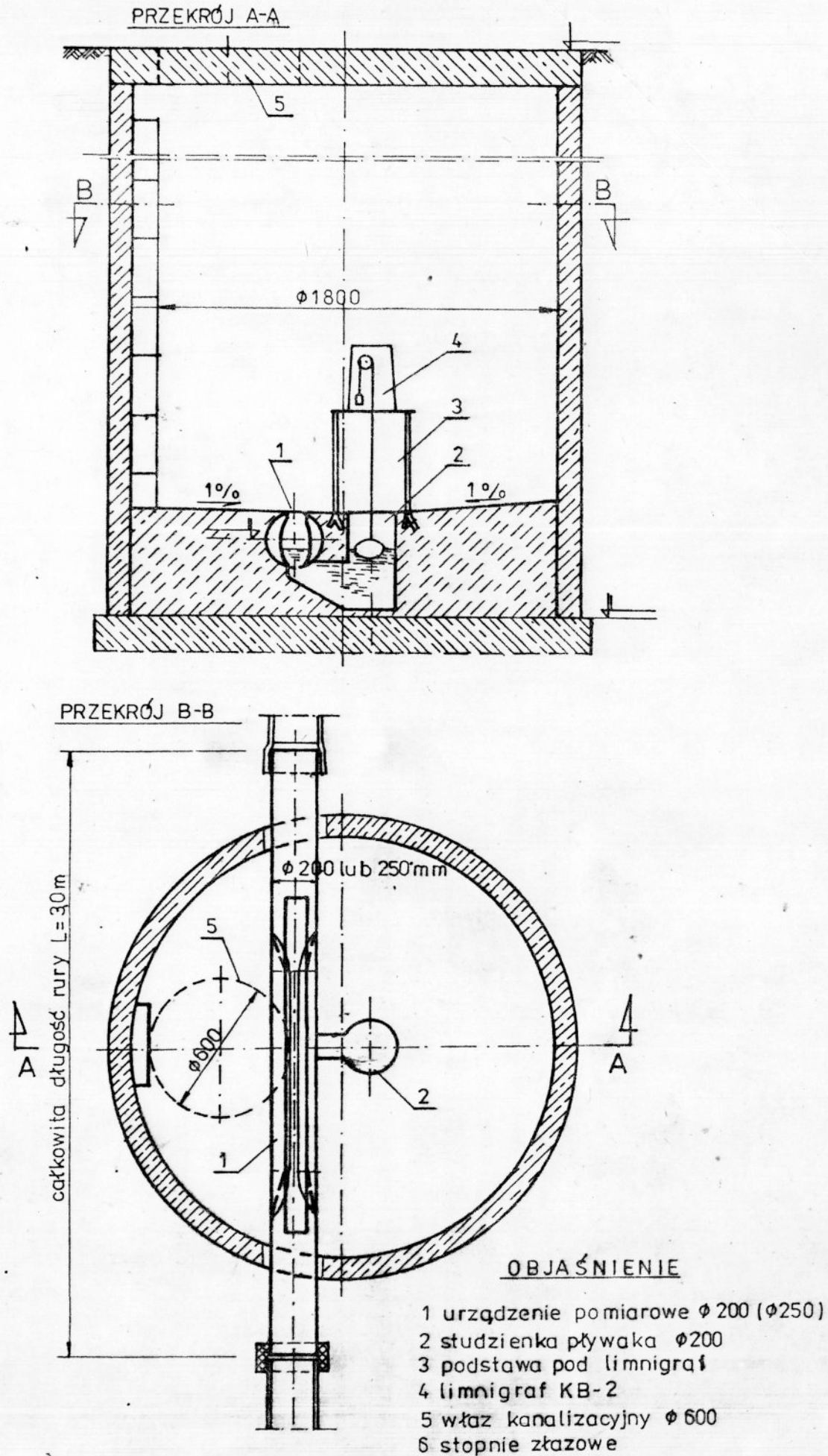
Stanowiska pomiarowe na kanałach ϕ 600 i ϕ 800 mm wykonano w ten sposób, że obok kanału wybudowano komorę pomiarową z kręgów żelbetowych w odległości około 2 m od tego kanału. W dnie komory wykonano studzienkę pływakową, która była połączona rurą ϕ 100 mm z kanałem ściekowym ϕ 600 mm. Nad komorą pływakową umieszczony był limnigraf. Schemat stanowiska pomiarowego przedstawiono na rys. 4-7.

4.3.2. Analiza błędów wzorocowania urządzeń pomiarowych.

Pomiar pośredni natężenia przepływu metodą wolumetryczną jest najprostsz, a jednocześnie najdokładniejszy. Gdy natężenie przepływu Q przez rozpatrywany przekrój hydrometryczny jest w przybliżeniu stałe, to średnie natężenie przepływu Q_{sr} oblicza się na podstawie pomiaru objętości cieczy V , jaka w czasie t wpłynęła do zbiornika mierniczego:

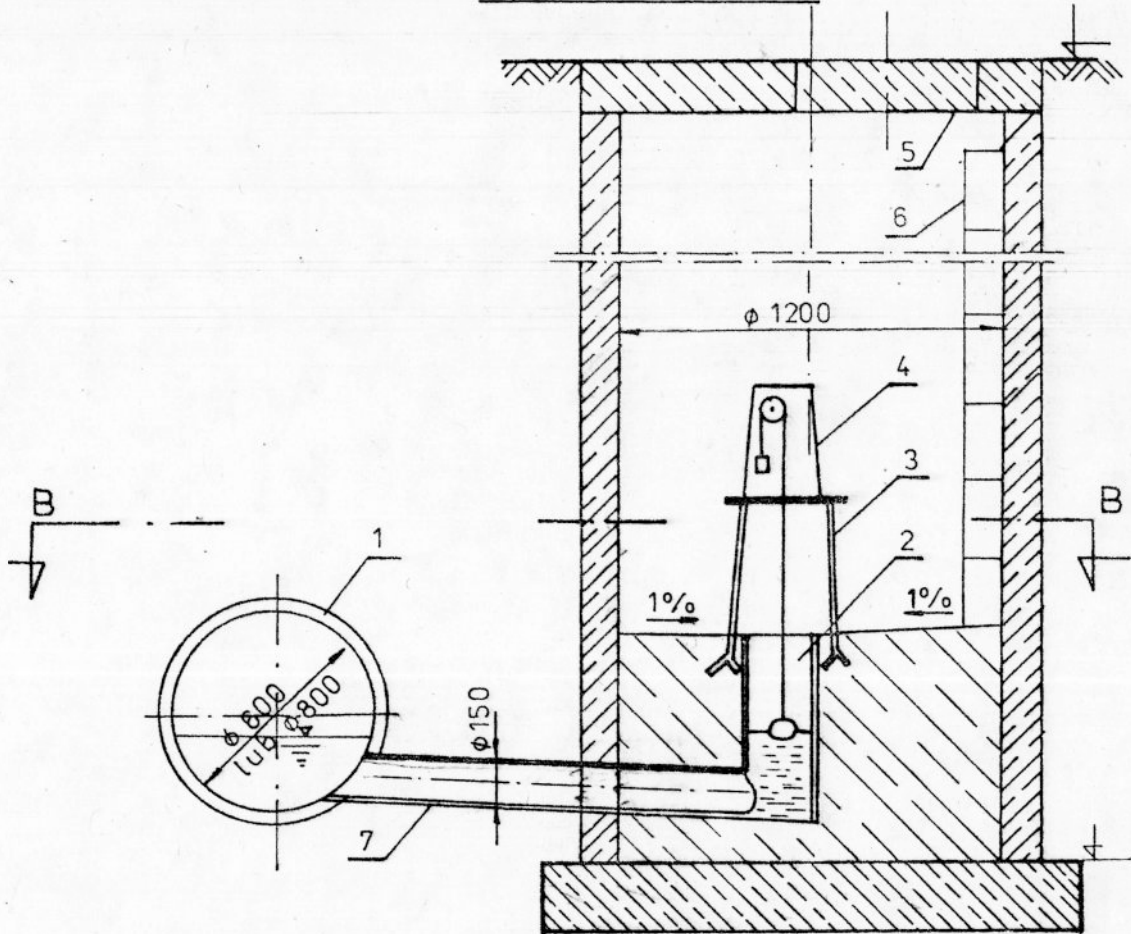
$$Q_{\text{sr}} = \frac{V}{t} \quad /4-4/$$

Dokładność wyznaczania średniego natężenia przepływu zależy od dokładności pomiaru V i t , a ponadto od zmienności chwilowego natężenia przepływu. Objętość V odczytywano z dokładnością

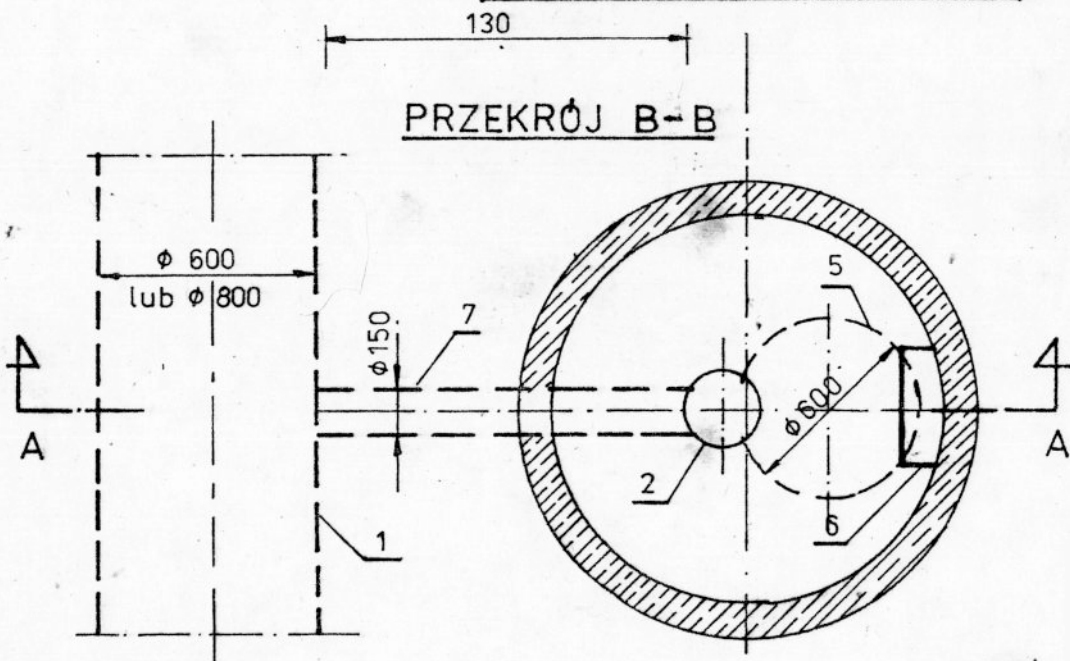


RYS. 4-6 Schemat studzienki pomiarowej na kanałach $\phi 200$ i $\phi 250$ mm.

PRZEKRÓJ A-A



PRZEKRÓJ B-B



OBJAŚNIENIE:

1. kanał byt.-gosp. $\phi 600$ lub $\phi 800$
2. studzienka płytowa $\phi 200$
3. podstawa pod limnigraf
4. limnigraf K B-2
5. właz kanalizacyjny $\phi 600$
6. drabinka żelazowa
7. rura $\phi 150$ łącząca kanał ze studzienką płytową.

RYS.4-7 Schemat studzienki pomiarowej na kanałach $\phi 600$ i $\phi 800$ mm.

$\Delta V = \pm 0,5 \text{ dm}^3$, a czas pomiaru z dokładnością do $\Delta t' = \pm 0,1 \text{ s}$. Wynikało to ze skali wzorcowanego zbiornika mierniczego i dokładności sekundomierza.

Błąd bezwzględny pomiaru natężenia przepływu przez zwężkę pomiarową oblicza się ze wzoru:

$$Q = \frac{V}{t'} \quad V = \frac{Q}{t'} \cdot t' \quad / \text{dm}^3/\text{s}/ \quad /4-5/$$

Wstawiając pochodne cząstkowe

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{1}{t'} = \frac{Q}{V}; \quad \frac{\Delta V}{V} = V t'^{-2} = -\frac{Q}{t'}$$

do równania /4-5/ otrzymamy równanie błędów pomiaru:

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\Delta V}{V} - \frac{\Delta t'}{t'} \quad / \text{dm}^3/\text{s}/ \quad /4-6/$$

w którym ΔV , Δt i ΔQ oznaczają bezwzględne błędy pomiaru objętości, czasu i natężenia przepływu.

Błąd pomiaru czasu może być zarówno dodatni, jak i ujemny.

W celu zwiększenia pewności obliczeń przyjmujemy wartość ujemną i równanie /4-6/ piszemy w postaci:

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\Delta V}{V} + \frac{\Delta t'}{t'} \quad / \text{dm}^3/\text{s}/ \quad /4-7/$$

Przy wzorcowaniu przyjęto minimalną objętość $V_{\min} = 100 \text{ dm}^3$ a minimalny czas pomiaru $t'_{\min} = 100 \text{ s}$.

Po podstawieniu do wzoru /4-7/ w/w danych obliczono maksymalny błąd bezwzględny pomiaru natężenia przepływu, który wynosi:

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{0,5}{100} + \frac{0,1}{100} = 0,006 \quad / \text{dm}^3/\text{s}/$$

Natomiast błąd względny natężenia przepływu będzie równy sumie błędów względnych zmiennych V i t' .

$$\sigma_Q = \sigma_V + \sigma_{t'} \quad /4-8/$$

gdzie:

$$\sigma_V = \frac{\Delta V}{V} \quad \sigma_{t'} = \frac{\Delta t'}{t'}$$

Stąd:

$$\sigma_Q = \left[\frac{\Delta V}{V} + \frac{\Delta t'}{t'} \right] \cdot 100 \quad \% \quad /4-9/$$

Po podstawieniu w/w danych do wzoru /4-9/ obliczono maksymalny błąd względny natężenia przepływu, który wynosi:

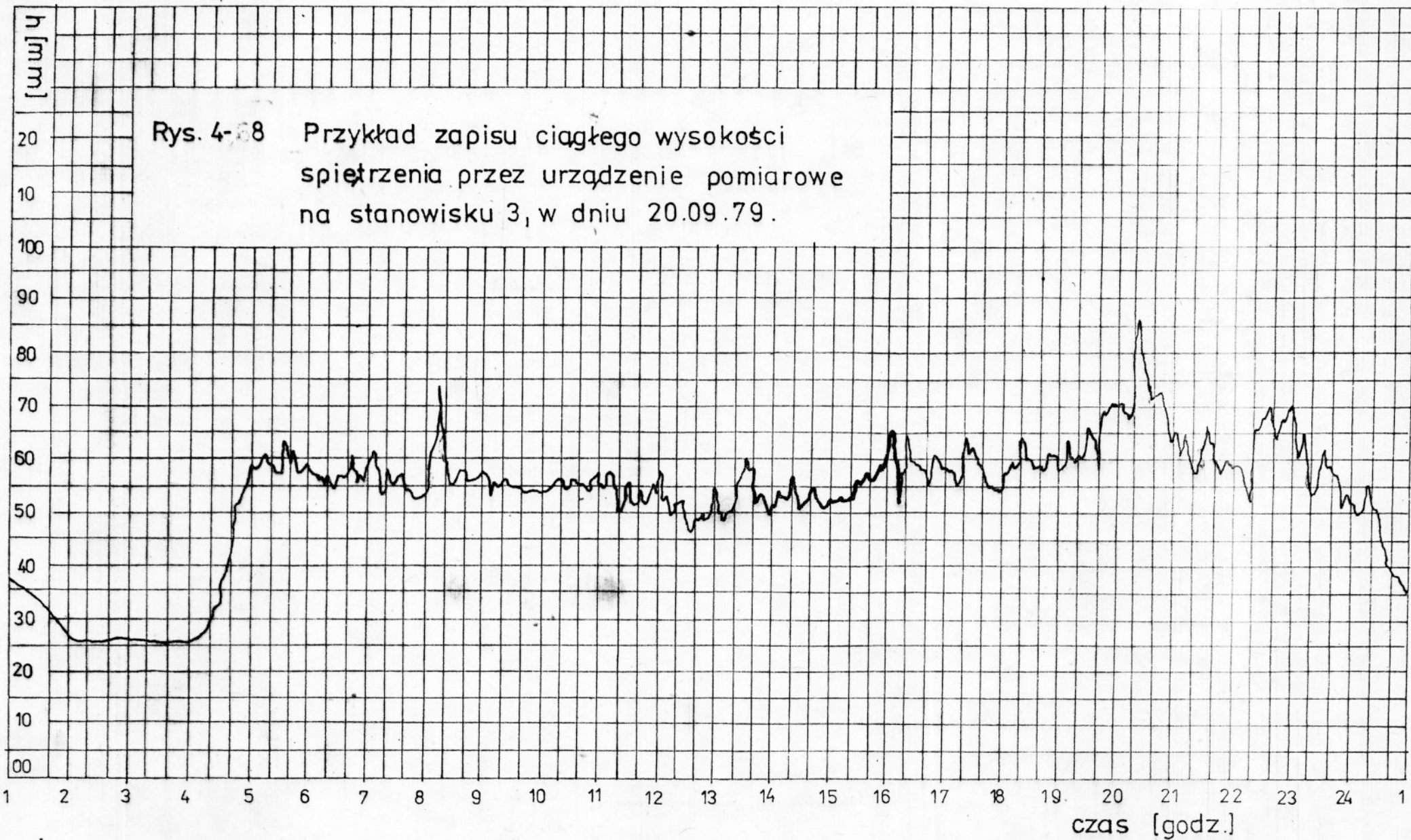
$$\sigma_Q = \frac{0,5}{100} + \frac{0,1}{100} \cdot 100 = 0,6 \quad \%$$

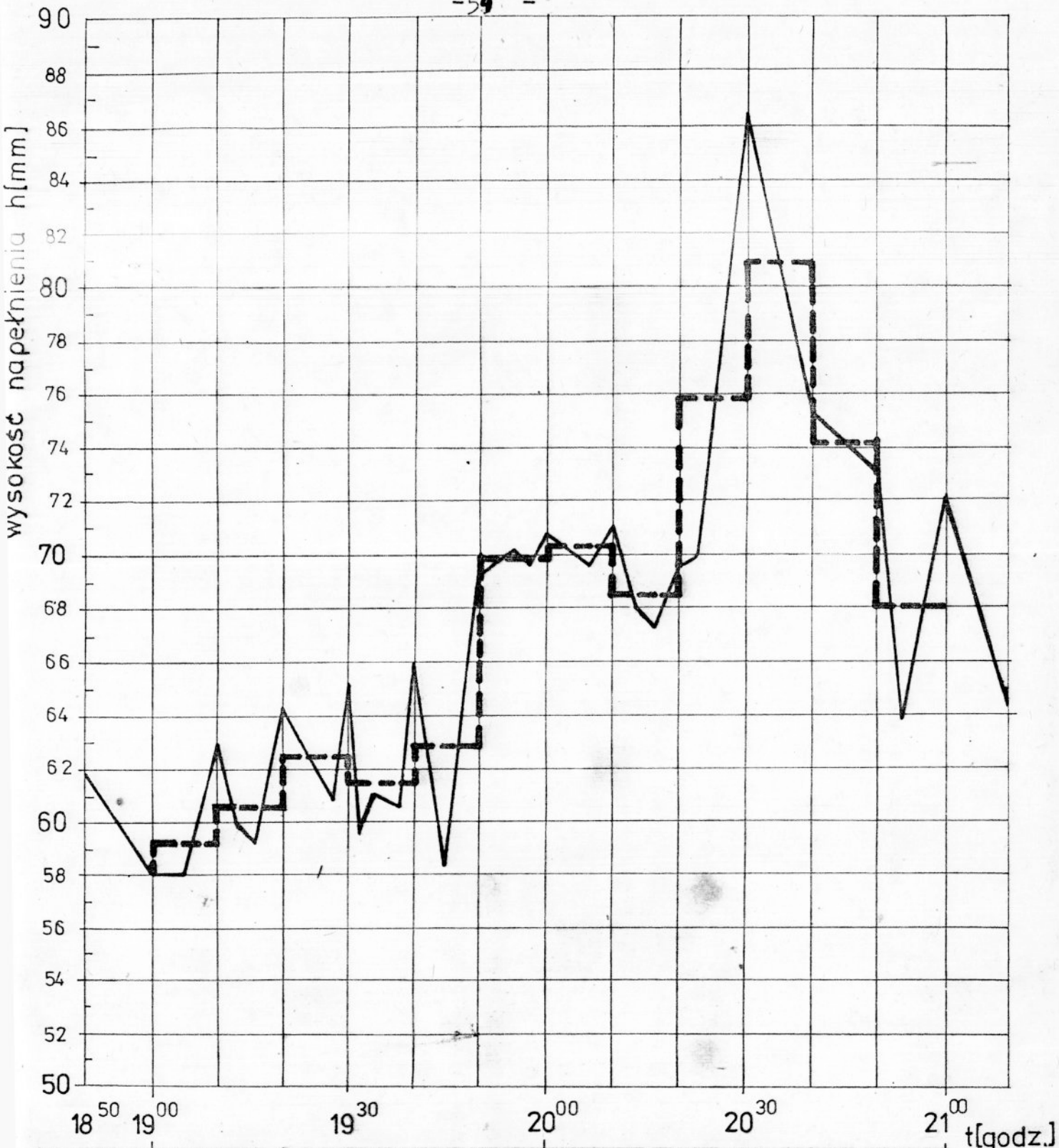
4.3.3. Metodyka i wyniki pomiarów odpływu ścieków

W wyniku pomiarów ciągłych wysokości napełnienia ściekami urządzeń zwężkowych i kanałów ϕ 600 i ϕ 800 uzyskano na taśmach papierowych wykres linii ciągłych wykreślonych przez urządzenia samopiszzące limnigrafów /rys. 4-8/. Z taśm tych odczytywano średnie wysokości napełnienia ściekami urządzeniami pomiarowymi w przedziałach 10 minutowych i zapisywano w odpowiednich formularzach. Następnie posługując się wykresem charakterystyki hydraulicznej urządzenia, obliczano odpowiadające tym stanom natężenia przepływu /rys. 4-9/.

W ten sposób uzyskano tabelaryczne zestawienie średnich natężeń przepływów w przedziałach 10 minutowych, które posłużyło do sporządzenia skupkowego wykresu. Na podstawie tych danych obliczono następnie średnie wartości maksymalnego natężenia przepływu

Rys. 4-28 Przykład zapisu ciągłego wysokości
spiętrzenia przez urządzenie pomiarowe
na stanowisku 3, w dniu 20.09.79.





Godz.	10	20	30	40	50	60	10	20	30	40	50	60
h [mm]	59,0	60,5	62,5	61,5	63,0	70,0	70,5	68,5	76,0	81,0	74,0	68,0
Q [dm ³ /s]	4,26	4,6	4,75	4,61	4,81	5,86	5,94	5,65	6,96	8,40	6,57	5,56

Rys. 4-9 Przykład wyznaczania natężenia przepływów o czasie trwania 10' na stanowisku 3 w dniu 20.09.79 – godz. 19÷21

o czasie trwania 20, 30, 60, 120, 180, 240 min. w ciągu doby. Dodatkowo odczytywano w każdej dobie średnią wartość maksymalnego natężenia przepływu o czasie trwania 5 min.

Czas trwania pomiarów wynosił co najmniej 1 rok dla każdego stanowiska pomiarowego. Pomiarów prowadzono w okresie od 8.09.79 r. do 20.01.83 r.

Przykładowe wyniki pomiarów natężenia odpływu ścieków o czasach trwania 5, 10, 20, 30, 60, 120, 180 i 240 min. na stanowisku nr 1 w okresie wiosenno-letnim w 1981 r. przedstawiono w tabeli 4-5.

4.4. Analiza błędów pomiarów.

Wyniki pomiarów mogą być obarczone błędami przypadkowymi, systematycznymi oraz nadmiernymi /pomyłkami/, wynikającymi z niedoskonałości metod i przyrządów pomiarowych, wpływu zewnętrznych czynników zakłócających itp. Błędy przypadkowe eliminowano w znacznym stopniu przez kilkakrotne odczytywanie mierzonej wielkości i wprowadzenie do obliczeń wartości średniej, a błędy nadmierne, przez dokładną analizę wyników pomiarów. Błędy systematyczne eliminowano przez staranne wzorcowanie aparatury i przyrządów pomiarowych przed realizacją każdego zadania badawczego.

Dokładność określania natężenia odpływu ścieków na podstawie limnigramów wynika z dokładności odczytu wysokości napełnienia ściekami urządzenia pomiarowego i czasu trwania przepływu oraz dokładności wzorcowania urządzenia mierniczego.

W niniejszej pracy wysokość napełnienia urządzenia pomiarowego odczytywano z dokładnością do $\Delta h = \pm 0,5$ mm, a czas trwania

Tabela 4-5.

Przykładowe wyniki pomiarów maksymalnego odpływu ścieków o czasie trwania 5, 10, 20, 30, 60, 120, 180 i 240 min. dla stanowiska nr 1 w okresie wiosenno-letnim w 1981 roku

Data	Czas trwania odpływu ścieków t, min							
	5	10	20	30	60	120	180	240
	Odpływ ścieków q_{max}^t , dm^3/s							
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2.05.81	3,50	3,38	3,26	3,19	3,15	2,76	2,55	2,43
3.05.81	3,50	3,26	3,09	3,04	3,00	2,72	2,55	2,42
4.05.81	2,60	2,40	2,35	2,30	2,23	2,22	2,19	2,18
5.05.81	2,82	2,70	2,70	2,63	2,53	2,48	2,36	2,23
6.05.81	2,60	2,40	2,35	2,33	2,25	2,14	2,03	1,98
7.05.81	2,92	2,50	2,45	2,43	2,42	2,27	2,18	2,11
9.05.81	3,64	3,64	2,82	2,52	2,42	2,37	2,33	2,33
10.05.81	2,50	2,50	2,40	2,33	2,22	2,17	2,17	2,15
11.05.81	2,82	2,60	2,60	2,50	2,48	2,35	2,30	2,22
12.05.81	2,82	2,70	2,65	2,60	2,50	2,36	2,34	2,22
13.05.81	2,82	2,82	2,61	2,57	2,45	2,38	2,31	2,26
15.05.81	5,18	3,64	3,17	3,05	2,81	2,59	2,51	2,41
16.05.81	3,88	3,26	3,26	3,07	3,00	2,70	2,68	2,64
17.05.81	3,04	2,82	2,71	2,67	2,64	2,63	2,58	2,48

c.d. Tabeli 4-5.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
18.05.81	2,60	2,20	2,20	2,20	2,08	1,95	1,85	1,83
19.05.81	3,76	3,15	2,98	2,89	2,74	2,64	2,54	2,41
23.05.81	3,64	3,64	3,23	3,05	2,92	2,78	2,53	2,36
24.05.81	3,15	2,92	2,81	2,81	2,73	2,50	2,42	2,45
26.05.81	2,82	2,50	2,50	2,50	2,47	2,37	2,33	2,29
27.05.81	2,92	2,92	2,71	2,64	2,49	2,43	2,40	2,39
28.05.81	3,01	2,82	2,76	2,71	2,65	2,48	2,38	2,36
30.05.81	4,14	3,88	3,76	3,63	3,51	3,37	3,37	3,38
31.05.81	3,76	3,76	3,70	3,68	3,51	3,45	3,39	3,33
3.06.81	4,42	4,42	3,46	3,25	2,98	2,94	2,94	2,97
6.06.81	3,38	3,26	3,20	3,11	2,91	2,75	2,73	2,72
7.06.81	3,38	3,38	3,32	3,30	3,21	3,10	3,07	3,01
10.06.81	3,50	3,26	3,26	3,19	3,04	2,96	2,80	2,75
11.06.81	3,64	3,26	2,98	2,85	2,86	2,62	2,41	2,42
12.06.81	3,64	3,50	3,50	3,46	3,36	3,26	3,14	3,06
13.06.81	3,76	3,38	3,32	3,30	3,17	2,88	2,70	2,60
14.06.81	3,26	3,26	3,20	3,19	3,15	3,01	2,96	2,94
15.06.81	3,26	3,26	3,20	3,15	2,98	2,81	2,71	2,70
16.06.81	4,28	3,64	3,45	3,27	3,01	2,95	2,77	2,69
17.06.81	4,28	4,02	3,89	3,85	3,56	3,49	3,31	3,12
18.06.81	3,64	3,64	3,57	3,47	3,34	3,20	3,17	3,09

przepływu z dokładnością do $\Delta t = \pm 1$ min. Wynikało to ze skali wysokości i czasu limnigramów.

Błąd względny natężenia przepływu ścieków będzie równy sumie błędów względnych zmiennych t i h

$$\delta_q = \delta_t + \delta_h \quad /4-1/$$

gdzie:

$$\delta_t = \frac{\Delta t}{t}$$

$$\delta_h = \frac{\Delta h}{h}$$

stąd:
$$\delta_p = \left(\frac{\Delta t}{t} + \frac{\Delta h}{h} \right) \cdot 100 \quad \%/ \quad /4-2/$$

Błędy obliczone ze wzoru 4-2 przyjmują różne wartości dla poszczególnych natężeń przepływu, w zależności od czasu trwania t , maksymalne dla $t = 5$ min. i minimalne dla $t = 240$ min. W tabeli 4-6 zestawiono maksymalne wartości błędów względnych dla różnych czasów trwania przepływu t .

Tabela 4-6.

Maksymalne błędy względne q /%/							
Czas trwania przepływu t /min/							
5	10	20	30	60	120	180	240
21,6	12,05	6,85	4,92	3,05	2,34	1,81	1,45

5. METODYCZNE PODSTAWY OPRACOWANIA WYNIKÓW POMIARÓW

Zbiory wartości chwilowego natężenia odpływu ścieków można rozpatrywać jako zbiory wypadkowych wielkości, determinowanych dużą liczbą czynników wzajemnie ze sobą powiązanych lub nie powiązanych, tj. jako zbiory zmiennych losowych jednostronnie ograniczonych. Dlatego przy ich analizie można korzystać z metod statystyki matematycznej i rachunku prawdopodobieństwa. Wymaga to jednakże zgromadzenia dużej liczby danych i odpowiedniego przetworzenia uzyskanych informacji. Podstawowym zadaniem jest ustalenie ogólnych właściwości zbiorów zmiennych losowych, a w szczególności [50]:

- wyznaczenie ich empirycznych rozkładów częstotliwości,
- dobór rozkładów teoretycznych i oszacowanie granic obszaru zmienności zmiennej losowej,
- estymacja parametrów rozkładów,
- ocena stopnia rozbieżności między rozkładami empirycznymi i hipotetycznymi /wyrównującymi/ na podstawie odpowiednich testów statystycznych.

Wielkość natężenia odpływu ścieków oraz jego rozkład statystyczny są determinowane znaczną liczbą czynników, dlatego celowe jest stosowanie równań korelacyjnych, pozwalających obliczyć prawdopodobną wartość jednej losowej wielkości w zależności od innych, których liczbę należy zminimalizować [50].

Na podstawie znajomości zmiennych losowych /wartości maksymalnego natężenia odpływu ścieków/ oraz w oparciu o znane równania korelacyjne, możliwe jest wyznaczenie szczegółowego modelu matematycznego opisującego wielkości natężenia

odpływu ścieków /w tym odpływów ekstremalnych/ z przyporządkowaniem mu m.in. prawdopodobieństwa przewyższenia. Wyniki tego typu badań prowadzonych na odpowiednio dużą skalę i przez dłuższy okres czasu, mogą stanowić podstawę do sformułowania ogólnego modelu matematycznego maksymalnego natężenia odpływu ścieków. Model ten winien umożliwić obliczenie /z określonym prawdopodobieństwem osiągnięcia lub przewyższenia/ maksymalnego natężenia odpływu ścieków dla określonego czasu trwania tego odpływu i dla określonej liczby mieszkańców.

6. STATYSTYCZNE OPRACOWANIE WYNIKÓW BADAŃ

6.1. Wybór próby statystycznej

Próba statystyczna powinna spełniać warunek jednorodności tzn. jej wszystkie elementy muszą być obserwacjami tej samej zmiennej jedno-lub wielowymiarowej. Większość wzorów i twierdzeń statystyki matematycznej została wyprowadzona dla prób prostych, spełniających dodatkowo warunek wzajemnej niezależności ich elementów.

W celu statystycznego zbadania zjawiska odpływu ścieków z budynków i osiedli mieszkaniowych konieczne jest wyznaczenie okresów, w których [50]:

- właściwości losowe zmiennej są jednakowe - kryterium jednakowego rozkładu gęstości prawdopodobieństwa /jednorodność prób/,

- wyniki kolejnych obserwacji /elementy próby/ są od siebie niezależne.

Założono, że w praktyce czas trwania ciągłych obserwacji odpływu ścieków, stanowiący podstawę do wyboru próby statystycznej, powinien wynosić co najmniej 1 rok.

Zbiór wartości odpływu ścieków o różnych czasach trwania nie stanowi prostej próby statystycznej, przede wszystkim ze względu na cykliczność /dobową, tygodniową i sezonową/ odpływu ścieków [50].

Szczegółowe rozważania na ten temat, a także zasady formułowania prostych prób statystycznych obejmujących obserwacje zużycia wody zawarte są w pracy [50]. Zasady te adaptowano do potrzeb niniejszej pracy, tj: do zagadnienia odpływu ścieków bytowo-gospodarczych, w tym odpływu ekstremalnego /maksymalnego/. Na tej podstawie w dalszych rozdziałach poddano analizie statystycznej zbiory obserwacji maksymalnych natężeń odpływu ścieków o różnych czasach trwania w kolejnych dniach roboczych, wolnych od pracy i świątecznych z podziałem na okres jesienno-zimowy i wiosenno-letni w ciągu roku. Pominięto zatem podział na dni tygodnia o jednakowej nazwie, co wprawdzie jedynie w przybliżeniu odpowiada rzeczywistym warunkom, ale nie wpływa w istotny sposób na rzeczywisty obraz odpływu ścieków.

W przypadku, gdy budynki i osiedla mieszkaniowe mają jednakowy standard wyposażenia sanitarnego, podobną strukturę demograficzną mieszkańców, analogiczne warunki klimatyczno-meteorologiczne, wówczas wartości maksymalnego zużycia wody

a więc i odpływu ścieków z tych budynków, można poddać analizie statystycznej. Analiza ta ma na celu wyrównanie ciągów liczbowych zmierzonych wartości maksymalnego w dobie natężenia odpływu ścieków za pomocą wzorcowych rozkładów statystycznych oraz określenia wielkości tego natężenia, w zależności od czasu jego trwania i prawdopodobieństwa jego osiągnięcia lub przewyższenia.

Przedmiotem analizy statystycznej były wartości maksymalnego natężenia odpływu ścieków o czasie trwania 5, 10, 20, 30, 60, 120, 180, 240 minut występującego w każdej dobie.

6.2. Badanie jednorodności i niezależności elementów prób statystycznych.

W celu zbadania jednorodności prób statystycznych wyznaczonych zgodnie z wyżej podanymi zasadami spełniającymi kryterium niezależności ich elementów zastosowano następującą metodykę:

- spośród 7 stanowisk pomiarowych wybrano 2 stanowiska nr 1 i 2 w celu sprawdzenia, czy występują istotne różnice między maksymalnymi natężeniami odpływu ścieków w okresach wiosenno-letnich i jesienno-zimowych, w dniach przedświątecznych, świątecznych i roboczych, o czasie trwania odpływu ścieków 5, 10, 20, 30, 60, 120, 180 i 240 min. W tym celu dane uzyskane z pomiarów podzielono na dwa okresy: wiosenno-letni od 1.05. do 31.10 i jesienno-zimowy od 1.11. do 30.04, a każdy z tych okresów na 3 grupy: dni robocze, dni przedświąteczne i dni świąteczne. Zatem dla jednego

stanowiska pomiarowego utworzono 6 grup zmiennych losowych. W każdej z tych grup uwzględniono 8 czasów trwania maksymalnego odpływu ścieków 5, 10, 20, 30, 60, 120, 180 i 240 min. - w celu stwierdzenia jednorodności próby sprawdzono przynależność dwóch prób do jednej populacji generalnej przy pomocy testów Kolmogorowa i Wilcozona.

Wykonano testy dla następujących grup:

- a/ dni robocze okresu wiosenno-letniego z dniami roboczymi okresu jesienno-zimowego,
- b/ dni przedświąteczne okresu wiosenno-letniego z dniami przedświątecznymi okresu jesienno-zimowego,
- c/ dni świąteczne okresu wiosenno-letniego z dniami świątecznymi okresu jesienno-zimowego,
- d/ dni przedświąteczne okresu wiosenno-letniego z dniami świątecznymi okresu wiosenno-letniego,
- e/ dni przedświąteczne okresu jesienno-zimowego z dniami świątecznymi okresu jesienno-zimowego,
- f/ dni przedświąteczne i świąteczne okresu wiosenno-letniego z dniami przedświątecznymi i świątecznymi okresu jesienno-zimowego.

Przy porównaniu dwóch niezależnych obserwacji zmiennych losowych X i Y / przy czym zaobserwowane wartości x_1 i y_1 dają różne średnie $\bar{x} \neq \bar{y}$ / lub mają różne rozproszenie / pojawia się zagadnienie, czy można uważać te rozbieżności za istotne czy też należy złożyć je na karb przypadkowości.

Test Kolmogorowa polega na weryfikacji hipotezy zerowej H_0 przyjmującej, że dystrybuanty $F_x/t/$ i $F_y/t/$ są tożsamościowo

równe. W związku z tym hipotezę alternatywną formułuje się w postaci nierówności:

$$F_x / t / < F_y / t / \quad /6-1/$$

Porównujemy zatem ze sobą dwie empiryczne dystrybuanty $F_x / t /$ i $F_y / t /$ w celu wyznaczenia maksymalnej różnicy między nimi. Następnie normalizujemy i porównujemy z wartością krytyczną c_α dla danego poziomu istotności α .

Jeżeli:

$$Z = \sqrt{\frac{kl}{k+1}} \cdot \max [F_x / t / - F_y / t /] > c_\alpha \quad /6-2/$$

gdzie:

$F_x / t /$ - dystrybuanta pierwszej grupy zmiennych losowych,

$F_y / t /$ - dystrybuanta drugiej grupy zmiennych losowych,

k - liczba elementów pierwszej grupy zmiennych losowych,

l - liczba elementów drugiej grupy zmiennych losowych,

c_α - wartość krytyczna dla poziomu istotności wyznaczona z rozkładu granicznego

to: $P / Z > c_\alpha / \quad /6-3/$

lub: $P / Z > c_\alpha / = 1 - P / Z \leq c_\alpha / = 1 - / 1 - e^{-2 \cdot c_\alpha^2} / =$
 $= e^{-2 \cdot c_\alpha^2} = \alpha \quad /6-4/$

a więc $c_\alpha = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \ln \frac{1}{\alpha}} \quad /6-5/$

gdzie α - poziom istotności przyjęto $\alpha = 0,05$ Hipotezę H_0 odrzuca się jeżeli zachodzi nierówność /6-2/.

Test Wilcoxona oparty jest na tzw. liczbie inwersji u [5 4], którą określa się następująco:

obserwacje otrzymane w dwóch próbkach łączy się w jeden ciąg w kolejności wzrostu ich wartości, np:

$$y_1 \ x_1 \ x_2 \ y_2 \ y_3 \ x_3 \ y_5 \ y_6 \ x_4 \ \dots \ y_i \ \dots \ x_k$$

gdzie x_1, x_2, \dots, x_k są elementami pierwszej próbki, a y_1, y_2, \dots, y_i elementami drugiej próbki. Jeżeli element $x_i / i = 1, 2, \dots, k /$ jest poprzedzony u_i elementami $y_m \ m = 1, 2, \dots, u_i$, to mówimy, że liczba u_i jest liczbą inwersji dla x_i . Na przykład w naszym ciągu wyrazy x_1 i x_2 dają po jednej inwersji / z y_1 stojącym na pierwszym miejscu / tzn. $u_1 = u_2 = 1$, x_3 daje cztery inwersje z y_1, y_2, y_3 i y_4 tzn. $u_3 = 4$; u_1, u_2, \dots, u_k oznaczają liczby inwersji dla elementów z pierwszej próbki. Następnie obliczamy ich sumę:

$$u = \sum_{i=1}^k u_i \quad /6-6/$$

Przy porównaniu dwóch próbek niezależnych obserwacji zmiennych losowych X i Y zadanie polega podobnie jak w teście Kolmogorowa na postawieniu i zweryfikowaniu hipotezy zerowej H_0 . Hipoteza ta zakłada, że dystrybuanty $F_x / t /$ i $F_y / t /$ są tożsamościowo równe tzn., że obie próby pochodzą z tej samej populacji. Hipotezę alternatywną zaś formułuje się w postaci nierówności:

$$F_x / t / < F_y / t / \quad /6-7/$$

Hipotezę H_0 odrzuca się, jeśli obliczona liczba inwersji u wykracza poza określony, dla przyjętego poziomu istotności, przedział krytyczny. Przedział ten wyznacza się przy założeniu, że dla próbek o liczebnościach $k > 10$ i $l > 10$ wielkość u ma w przybliżeniu rozkład normalny o średniej

$$E_u = \frac{1}{2} \cdot kl \quad /6-8/$$

wariancji

$$D^2 u = \frac{1}{12} \cdot kl \cdot (k + 1 + l) \quad /7-9/$$

i odchyleniu standardowym

$$\sigma_u = \sqrt{D^2 u} \quad /6-10/$$

Przedział krytyczny $\langle u_{gr_1}, u_{gr_2} \rangle$ określają nierówności

$$u \geq u_{gr_1} = E_u - t_{5III} \sigma_u \quad /6-11/$$

$$u < u_{gr_2} = E_u + t_{5III} \sigma_u \quad /6-12/$$

gdzie: t_{5III} - kwantyl standaryzowanego rozkładu normalnego dla prawdopodobieństwa $0,975 / 1 - \frac{\alpha}{2} /$, odpowiadający dużym co do wartości bezwzględnej odchyleniom dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$

Hipotezę H_0 odrzuca się jeżeli:

$$u < u_{gr_1}$$

$$u > u_{gr_2}$$

Wyniki obliczeń zestawione zostały w tabeli 6-1. Po przeanalizowaniu tych wyników stwierdzono, że można zmniejszyć liczbę grup danych dla każdego stanowiska pomiarowego z 6 do 3, ponieważ na podstawie przeprowadzonych testów pewne

Wyniki testu jednorodności dwóch zbiorów prób statystycznych

dla maksymalnego odpływu ścieków q_{max}^t

Lp.	Nr stano- wiska	Okres roku	Rodzaj dni	Wartość testu Kolmogorowa λ_s								Wartość kryty- czna $\lambda_{0,05}$	Wartość testu Wilcoxon								Wartość kryty- czna $U_{0,05}$
				Czas trwania nateżenia przepływu t , min.									Czas trwania nateżenia przepływu t , min.								
				5	10	20	30	60	120	180	240		5	10	20	30	60	120	180	240	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1.	1	wiosenno-letni i jesiennie-zimowy	robotnicze	0,608	0,250	0,379	0,406	0,614	0,867	0,713	0,736	1,224	2551	2333	2492	2605	2757	2940	2979	2986	2156
2.		wiosenno-letni	przedśw. i św.	0,919	1,044	0,804	0,689	0,689	0,785	0,727	0,727		640	602	594	579	556	571	565	572	376
3.		jesiennie-zimowy	przedśw. i św.	0,585	1,268	0,985	0,736	0,521	0,521	0,374	0,453		401	379	379	356	331	332	314	325	211
4.		wiosenno-letni i jesiennie-zimowy	przedśw.	0,490	1,006	0,862	1,105	1,213	1,262	1,370	1,379		436	474	496	509	537	554	566	574	292
5.		wiosenno-letni i jesiennie-zimowy	świąt.	0,526	0,670	0,919	0,919	1,206	1,244	0,995	1,120		427	428	456	465	492	509	494	504	270
6.		wiosenno-letni i jesiennie-zimowy	przedśw. i św.	0,761	1,104	1,088	1,472	1,709	1,578	1,546	1,513		1749	1822	1932	1971	2084	2144	2135	2156	1277
7.	2	wiosenno-letni i jesiennie-zimowy	robotnicze	0,953	1,019	1,206	1,253	1,139	1,106	1,266	1,132	1,224	3346	3261	3361	3366	3315	3340	3331	3275	2503
8.		wiosenno-letni	przedśw. i św.	1,167	1,091	1,493	1,378	1,148	1,072	0,976	0,919		683	646	671	655	662	641	648	639	376
9.		jesiennie-zimowy	przedśw. i św.	0,351	0,221	0,466	0,462	0,340	0,466	0,466	0,217		470	453	478	481	493	475	476	470	378
10.		wiosenno-letni i jesiennie-zimowy	przedśw.	1,566	1,865	1,876	1,759	1,482	1,420	1,493	1,175		792	794	784	767	755	754	735	725	403
11.		wiosenno-letni i jesiennie-zimowy	świąt.	0,661	0,444	0,540	0,540	0,441	0,685	0,805	0,577		495	497	507	508	491	506	499	490	352
12.		wiosenno-letni i jesiennie-zimowy	przedśw. i św.	1,140	1,403	1,403	1,229	1,229	1,052	0,965	0,877		2559	2558	2572	2516	2460	2472	2436	2407	1691
13.	3	wiosenno-letni	przedśw. i św.	1,000	1,375	1,250	0,125	1,000	0,875	0,750	0,625	1,224	626	628	618	620	606	599	587	561	366
14.		jesiennie-zimowy	przedśw. i św.	0,967	0,796	0,823	0,953	0,940	0,768	0,700	0,610		288	283	285	286	287	265	253	253	158
15.	4	wiosenno-letni	przedśw. i św.	0,423	0,186	0,131	0,179	0,117	0,117	0,233	0,182	551	505	515	517	499	509	511	501	404	
16.	5	wiosenno-letni	przedśw. i św.	1,113	0,635	0,499	0,740	0,621	0,764	0,879	0,998	650	570	553	569	550	592	592	589	431	
17.	6	wiosenno-letni	przedśw. i św.	0,251	0,251	0,251	0,251	0,251	0,314	0,251	0,251	542	540	550	553	557	549	544	533	431	
18.	7	wiosenno-letni	przedśw. i św.	0,277	0,273	0,273	0,642	0,270	0,270	0,124	0,259	477	473	484	486	498	472	456	464	404	

grupy danych zaliczono do tych samych populacji generalnych. Dane te ostatecznie pogrupowano następująco:

- pierwszą grupę stanowią dane dotyczące dni roboczych w całym okresie pomiarów,
- drugą grupę stanowią dane z dni przedświątecznych i świątecznych w okresie jesienno-zimowym,
- trzecią grupę stanowią dane z dni przedświątecznych i świątecznych w okresie wiosenno-letnim.

Podział ten wprowadzono dla wszystkich stanowisk pomiarowych.

6.3. Rozkład prawdopodobieństwa maksymalnego natężenia odpływu ścieków występującego w ciągu doby.

Natężenia przepływu ścieków są zmiennymi losowymi, których największe wartości mają najistotniejsze znaczenie dla projektowania systemów usuwania ścieków. W tym przypadku konieczne jest znalezienie nie tylko maksymalnych wartości rozważanych zmiennych, ale również obliczenie prawdopodobieństwa wystąpienia tych zmiennych.

Przyjmując określony poziom ufności / tj. odrzucając wartości zmiennej należące do przedziałów, którym odpowiada dostatecznie małe prawdopodobieństwo/, można określić maksymalne wartości rozważanych zmiennych tak, aby nadawały się do wykorzystania przy projektowaniu systemów i urządzeń kanalizacyjnych. Dla zbiorów wartości maksymalnych natężeń odpływu ścieków q_{\max}^t o różnym czasie trwania /od 5 do 240 min / sformułowanych zgodnie z zasadami omówionymi w rozdziale 6-2 - oszacowano parametry empirycznych rozkładów częstości oraz współczynniki

asymetrii i ekscesu. Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 6-2. Z danych w niej zawartych i z danych literaturowych [50, 53] wynika, że rozkłady częstości maksymalnego w czasie doby odpływu ścieków q_{\max}^t mogą być w praktyce aproksymowane dwoma lewostronnie / od dołu / ograniczonymi rozkładami teoretycznymi / odpływ ścieków nie może przyjmować wartości mniejszych od zera, dlatego do opisu jego losowych właściwości należy stosować rozkłady lewostronnie ograniczone / [50] :

- dwu lub trzyparametrowym przesuniętym rozkładem logarytmiczno - normalnym / LN /,
- dwu lub trzyparametrowym / przesuniętym / rozkładem Pearsona III typu /G/ / dwuparametrowy rozkład Pearsona III typu znany jest również pod nazwą rozkładu gamma /; w dalszej części pracy dwu- i trzyparametrowy rozkład Pearsona III typu nazwano rozkładem gamma.

Ponieważ dane empiryczne są niewystarczające do wyraźnego preferowania jednego z tych rozkładów, uznano za celowe przyjęcie do dalszych rozważań rozkład gamma / G / [50] .

Funkcję gęstości trzyparametrowego rozkładu gamma opisuje równanie:

$$f / x / = \frac{\alpha_1 \lambda_1}{\Gamma / \lambda_1 /} \cdot e^{-\alpha_1 / x - \epsilon_1 /} \cdot / x - \epsilon_1 / \lambda_1^{-1} \quad /6-13/$$

przy czym $x \geq \epsilon_1$, $\alpha_1 > 0$, $\lambda_1 > 0$.

Po wprowadzeniu do /6-13/ tzw. zmiennej standaryzowanej

$$t = \alpha_1 / x - \epsilon_1 / \quad /6-14/$$

otrzymujemy dla niej funkcję gęstości rozkładu w postaci:

$$f / t / = \frac{\alpha_1}{\Gamma / \lambda_1 /} \cdot e^{-t} \cdot t^{\lambda_1 - 1} \quad /6-15/$$

Tabela 6-2.

Wyniki obliczeń parametrów empirycznych rozkładów maksymalnych natężeń odpływu ścieków q_{\max}^t

Lp.	Nr stanowiska	Okres roku	Rodzaj dni	Czas trwania odpływu ścieków t min	Wartość średnia q_{\max}^t dm ³ /s	Odchylenie standardowe σ dm ³ /s	Współczynnik asymetrii s_k	Eksces e_k	Estymatory parametrów rozkładu gamma		
									$\hat{\alpha}$	$\hat{\lambda}$	$\hat{\epsilon}$ dm ³ /s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1.	1	cały rok	robocze	5	2,00	0,68	0,44	0,17	2,62	3,93	1,50
2.				10	2,74	0,58	0,11	-0,47	3,61	5,36	1,26
3.				20	2,58	0,53	-0,02	-0,62	3,88	5,47	1,17
4.				30	2,49	0,51	-0,06	-0,51	4,11	5,84	1,07
5.				60	2,33	0,49	-0,03	-0,46	4,32	5,96	0,95
6.				120	2,18	0,48	-0,07	-0,19	4,88	7,52	0,64
7.				180	2,10	0,47	-0,07	-0,17	4,13	6,19	0,60
8.				240	2,04	0,46	-0,03	-0,16	5,32	8,16	0,51
9.	1	wiosenno-letni	przedświąteczne i świąteczne	5	3,44	0,80	0,67	0,02	2,81	5,18	1,60
10.				10	3,16	0,72	0,33	-0,71	4,99	13,15	0,52
11.				20	3,00	0,72	0,43	-0,66	2,50	3,59	1,56
12.				30	2,90	0,72	0,36	-0,77	1,98	2,57	1,60
13.				60	2,76	0,69	0,22	-0,89	2,88	4,57	1,18
14.				120	2,60	0,65	0,17	-0,90	2,85	4,11	1,17
15.				180	2,52	0,64	0,25	-0,89	2,86	3,94	1,14
16.				240	2,46	0,62	0,27	-0,82	3,07	4,24	1,08

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
17.	1	jesien- no-zi- mowy	przed- świę- teczne i świę- teczne	5	3,26	0,76	0,64	0,55	3,92	8,11	0,99
18.				10	2,95	0,69	0,70	1,32	4,60	10,09	0,76
19.				20	2,72	0,61	0,07	-0,35	3,85	6,47	1,04
20.				30	2,59	0,57	-0,08	-0,48	3,43	4,97	1,14
21.				60	2,40	0,54	-0,03	-0,62	4,75	7,67	0,79
22.				120	2,24	0,50	0,01	-0,75	6,38	10,98	0,53
23.				180	2,16	0,46	0,01	-0,73	5,53	7,60	0,79
24.				240	2,09	0,43	-0,04	-0,68	3,69	4,00	1,00
25.	2	cały rok	robo- cze	5	2,12	0,43	0,14	0,11	4,78	6,26	0,81
26.				10	1,91	0,41	0,03	0,06	6,11	7,62	0,67
27.				20	1,81	0,39	0,05	-0,04	6,08	6,95	0,67
28.				30	1,75	0,33	0,12	0,22	5,21	5,12	0,76
29.				60	1,65	0,35	-0,01	-0,06	5,81	5,50	0,70
30.				120	1,55	0,34	0,02	0,09	5,75	5,16	0,65
31.				180	1,49	0,33	-0,05	-0,10	6,14	5,48	0,60
32.				240	1,45	0,31	-0,13	-0,16	6,23	5,29	0,60

c.d. Tabeli 6-2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
33.		wiosen-	przed-	5	2,46	0,47	0,65	0,72	3,40	3,10	1,55
34.		no-let-	świę-	10	2,26	0,43	0,57	0,53	7,04	9,58	0,90
35.		ni	teczne	20	2,33	0,39	0,44	0,34	4,68	4,05	1,27
36.	2		i świę-	30	2,05	0,38	0,55	0,63	4,72	3,85	1,24
37.			teczne	60	1,92	0,34	0,13	-0,72	5,03	3,79	1,16
38.				120	1,80	0,32	0,17	-0,68	5,55	3,96	1,09
39.				180	1,73	0,31	0,24	-0,59	6,01	4,32	1,01
40.				240	1,68	0,31	0,22	-0,60	6,02	4,31	0,96
41.		jesien-	przed-	5	2,25	0,51	0,45	-0,14	2,98	2,94	1,26
42.		no-zi-	świę-	10	2,07	0,46	0,48	0,14	4,23	4,56	1,00
43.		mowy	teczne	20	1,97	0,44	0,19	-0,51	4,48	4,76	0,91
44.	2		i świę-	30	1,90	0,42	0,09	-0,54	4,75	5,07	0,84
45.			teczne	60	1,80	0,41	0,12	-0,50	4,62	4,53	0,82
46.				120	1,69	0,39	0,10	-0,47	10,98	19,51	-0,09
47.				180	1,63	0,38	0,08	-0,54	4,84	4,44	0,71
48.				240	1,58	0,37	0,07	-0,56	4,81	4,23	0,70

c.d. Tabeli 6-2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
49.	3	wiosen- no-let- ni	przed- świą- teczne i świą- teczne	5	5,88	1,56	0,98	0,66	1,49	5,14	2,43
50.				10	5,55	1,39	0,88	0,53	1,87	6,44	2,11
51.				20	5,32	1,30	0,76	0,44	1,67	4,82	2,43
52.				30	5,17	1,23	0,71	0,58	1,65	4,43	2,48
53.				60	4,94	1,16	0,52	-0,13	1,71	4,38	2,37
54.				120	4,66	1,02	0,43	-0,24	2,00	4,74	2,29
55.				180	4,50	0,94	0,30	-0,67	2,07	4,43	2,36
56.				240	4,36	0,91	0,32	-0,56	5,63	26,00	-0,26
57.	3	jesien- no-zi- mowy	przed- świą- teczne i świą- teczne	5	5,41	1,62	1,78	2,97	1,88	7,04	1,66
58.				10	5,22	1,50	2,05	4,23	1,07	1,89	3,45
59.				20	5,02	1,31	1,88	3,64	1,01	1,45	3,58
60.				30	4,91	1,22	1,91	3,79	2,21	5,39	2,48
61.				60	4,72	1,15	1,98	4,02	2,10	4,19	2,73
62.				120	4,50	1,02	1,84	3,65	3,66	11,06	1,48
63.				180	4,34	0,92	1,64	3,18	2,43	4,09	2,66
64.				240	4,26	0,91	1,54	2,53	3,77	9,67	1,70

c.d. Tabeli 6-2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
65.	4	wiosen- no-let- ni	przed- świą- tecz- ne i świą- teczne	5	2,46	0,64	0,67	0,05	1,99	2,04	1,44
66.				10	2,28	0,57	0,78	0,48	3,52	4,16	1,10
67.				20	2,18	0,53	0,75	0,42	2,77	2,56	1,26
68.				30	2,12	0,52	0,82	0,74	2,46	2,05	1,29
69.				60	2,01	0,48	0,77	0,69	2,77	2,23	1,20
70.				120	1,91	0,45	0,76	0,85	4,65	4,58	0,93
71.				180	1,87	0,44	0,70	0,25	3,07	2,25	1,14
72.				240	1,84	0,42	0,64	0,07	2,82	1,88	1,17
73.	5	wiosen- no-let- ni	przed- świą- tecz- ne i świą- teczne	5	1,24	0,32	0,51	0,65	11,82	14,76	0,00
74.				10	1,03	0,28	0,76	1,38	6,68	4,02	0,42
75.				20	0,91	0,25	0,55	0,52	7,81	4,46	0,32
76.				30	0,85	0,24	0,50	0,28	7,43	3,77	0,34
77.				60	0,77	0,20	0,60	1,01	10,33	5,00	0,29
78.				120	0,70	0,18	0,51	0,65	14,00	7,15	0,19
79.				180	0,67	0,18	0,45	0,38	9,37	3,45	0,30
80.				240	0,65	0,17	0,43	0,16	9,42	3,30	0,30

c.d. Tabeli 6-2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
81.	6	wiosen- no-let- ni	Przed- świą- teczne i świą- teczne	5	34,01	4,13	0,44	0,98	0,88	13,82	18,31
82.				10	33,77	4,15	0,52	0,99	0,51	5,39	23,25
83.				20	33,62	4,13	0,50	0,94	0,53	5,60	22,99
84.				30	33,51	4,12	0,53	1,00	0,51	5,34	23,14
85.				60	33,20	4,05	0,53	0,95	0,54	5,56	22,86
86.				120	32,81	15,74	0,48	0,77	0,52	5,17	22,93
87.				180	32,49	3,90	0,52	0,85	0,54	5,29	22,74
88.				240	32,19	3,88	0,51	0,83	0,54	5,26	22,54
89.	7	wiosen- no-let- ni	przed- świą- teczne i świą- teczne	5	81,55	8,90	0,77	0,61	0,41	13,04	50,03
90.				10	81,34	8,89	0,80	0,69	0,55	22,45	40,31
91.				20	81,05	8,89	0,80	0,75	0,31	7,44	56,87
92.				30	80,74	8,91	0,80	0,75	0,35	9,67	53,44
93.				60	79,78	8,94	0,80	0,77	0,36	10,07	51,79
94.				120	78,63	9,11	0,72	0,50	0,26	6,12	55,58
95.				180	77,49	8,90	0,72	0,62	0,27	6,13	54,85
96.				240	76,83	8,49	0,55	0,23	0,35	9,19	80,64

Dokładna wartość dystrybuanty omawianego rozkładu może być obliczona jedynie dla całkowitych wartości λ_1 . W praktyce wartości dystrybuanty

$$F(x_p) = \int_{\varepsilon_1}^{x_p} f(x) dx = \int_0^{t_p} f(t_s) dt_s = \frac{1}{\Gamma(\lambda_1)} \int_0^{t_p} e^{-t_s} t_s^{\lambda_1-1} dt_s = F(t_p) = p \quad /6-16/$$

mogą być obliczone dla dowolnych wartości t_p i λ_1 na podstawie tablic Pearsona [25], gdzie znajdujemy także jej rozwinięcie w szereg w postaci:

$$F(t_s) = \frac{t_s^{\lambda_1}}{\Gamma(\lambda_1+1)} \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-t_s)^n}{n!} \cdot \frac{\lambda_1}{\lambda_1+n} \quad /6-17/$$

Niektóre momenty rozkładu Pearsona mają postać:

$$E(x) = \varepsilon_1 + \frac{\lambda_1}{\alpha_1} \quad /6-18/$$

$$\mu_2 = \frac{\lambda_1}{\alpha_1^2} \quad /6-19/$$

$$\mu_3 = \frac{2\lambda_1}{\alpha_1^3} \quad /6-20/$$

$$\mu_4 = \frac{3\lambda_1(\lambda_1+2)}{\alpha_1^4} \quad /6-21/$$

Na podstawie zależności /6-18/ do /6-20/ możemy, po pewnych przekształceniach, wyrazić parametry rozkładu jako funkcje momentów:

$$\varepsilon_1 = E(x) - \frac{2\sigma}{\sigma_s}, \quad \alpha_1 = \frac{2}{\sigma \cdot \sigma_s}, \quad \lambda_1 = \frac{4}{\sigma_s^2} \quad /6-22/$$

Wartość zmiennej losowej o zadanym prawdopodobieństwie jej przekroczenia może być przedstawiony za pomocą wzoru:

$$x_p = \varepsilon_1 + \frac{t_p}{\alpha_1} \quad /6-23/$$

ugodnie /6-15/ wartość t_p zależy jedynie od prawdopodobieństwa p oraz od parametru λ_1 .

Korzystając z /6-22/ kwantyl x_p można wyrazić także w postaci:

$$x_p = E/x/ + \left[t_p \cdot \frac{c_s}{2} - \frac{2}{c_s} \right] \sigma = E/x/ + \Phi \cdot \sigma \quad /6-24/$$

Rozkład /6-13/ uzależniony jest od trzech parametrów $\varepsilon_1, \alpha_1, \lambda_1$ albo, po odpowiednich przekształceniach, od parametrów $E/x/, \sigma$ oraz c_s .

Wartość ε_1 oznacza dolne ograniczenie krzywej rozkładu, a parametr λ_1 jest miarą jego skośności.

Estymacji w/w parametrów dokonano w pracy za pomocą metody największej wiarygodności.

Oznaczając $y = x - \varepsilon_1$ możemy napisać funkcję gęstości rozkładu w postaci:

$$f/y/ = \frac{\alpha_1^{\lambda_1}}{\Gamma/\lambda_1/} \cdot e^{-\alpha_1 y} \cdot y^{\lambda_1-1} \quad /6-25/$$

stąd:

$$\ln f/y/ = \lambda_1 \ln \alpha_1 - \ln \Gamma/\lambda_1/ - \alpha_1 y + (\lambda_1 - 1) \ln y \quad /6-26/$$

Można wykazać, że wyrażenia /6-25/ i /6-26/ spełniają wszystkie niezbędne warunki, aby estymatory uzyskane metodą największej wiarygodności, były asymptotycznie najbardziej efektywne i posiadały rozkład asymptotycznie normalny.

Poszukiwane estymatory otrzymuje się rozwiązując układ równań:

$$\frac{\delta \ln L}{\delta q_i} = 0; \quad i = 1, 2 \dots k \quad /6-27/$$

gdzie L jest funkcją wiarygodności, przy zaobserwowanych N wartościach zmiennej losowej y :

$$L = \prod_{i=1}^N f/y_i/ \quad /6-28/$$

a q_1 jest parametrem rozkładu zmiennej losowej y .

Stąd:

$$\ln L = \sum_{i=1}^N \ln f / y_i = N \lambda_1 \ln \alpha_1 - N \ln \Gamma / \lambda_1 - \alpha_1 \sum_{i=1}^N y_i + 1 / \lambda_1 - 1 / \sum_{i=1}^N \ln y_i$$

Po podstawieniu oraz niezbędnych przekształceniach otrzymujemy

$$\frac{\lambda_1}{\alpha_1} - \frac{\sum_{i=1}^N y_i}{N} = 0 \quad /6-29/$$

$$\ln \alpha_1 - F_d / \lambda_1 - 1 / + \frac{\sum_{i=1}^N \ln y_i}{N} = 0 \quad /6-30/$$

Wartość funkcji $F_d / \lambda_1 - 1 / = \frac{\delta}{\delta \lambda_1} \ln \Gamma / \lambda_1$ można znaleźć w tablicach Pairmana [24].

Rozwiązanie powyższego układu równań można najprościej uzyskać przekształcając go do postaci:

$$\alpha_1 = \frac{\lambda_1}{\sum_{i=1}^N y_i} \quad /6-31/$$

$$\ln \lambda_1 - F_d / \lambda_1 - 1 / + \frac{\sum_{i=1}^N \ln y_i}{N} - \ln \left/ \frac{\sum_{i=1}^N y_i}{N} \right/ = 0 \quad /6-32/$$

Wartość $\hat{\lambda}_1$ uzyskuje się z równania /6-32/ iteracyjną metodą stycznej Newtona. Zakłada się na wstępie pewną wartość λ_0 , a następnie oblicza kolejne przybliżenia na podstawie wzoru iteracyjnego:

$$\lambda_{n+1} = \lambda_n - \frac{\ln \lambda_n - F_d / \lambda_n - 1 / + \frac{\sum_{i=1}^N \ln y_i}{N} - \ln \left/ \frac{\sum_{i=1}^N y_i}{N} \right/}{\frac{1}{\lambda_n} - F'_d / \lambda_n - 1 /} \quad /6-33/$$

Po ostatecznym wyznaczeniu wartości $\hat{\lambda}_1$, oblicza się $\hat{\alpha}_1$ ze wzoru /6-31/, kończąc tym samym szacowanie parametrów.

Niektóre wartości $F'_d / \lambda_1 - 1 = \frac{\delta^2}{\delta \lambda_1^2} \ln / \lambda_1 /$ podane są w pracy [30]. Tamże znaleźć można wzory ekstrapolacyjne, umożliwiające określenie funkcji $F_d / \lambda_1 - 1$ i $F'_d / \lambda_1 - 1$ dla wartości argumentów zamieszczonych w tabelicy.

Wyznaczone w w/w sposób wartości estymatorów parametrów $\hat{\alpha}_1$, $\hat{\lambda}_1$, $\hat{\varepsilon}_1$ zawiera tabela 6-2.

Następnie zbadano zgodność empirycznego rozkładu z teoretycznym rozkładem za pomocą statystycznych testów zgodności χ^2 Pearsona i λ Kozmogorowa.

a/ Test χ^2 Pearsona.

Miarą rozbieżności rozkładu empirycznego i teoretycznego jest wielkość χ^2_e obliczona wg wzoru:

$$\chi^2_e = \sum_{i=1}^l \frac{|m_i - n \cdot p_i|^2}{n \cdot p_i} \quad /6-34/$$

gdzie:

l - liczba przedziałów, na którą podzielono próbę statystyczną,

n - liczba elementów próby statystycznej,

p_i - prawdopodobieństwo trafienia zmiennej losowej do i-tego przedziału, obliczone dla teoretycznego rozkładu,

m_i - liczba elementów w i-tym przedziale.

b/ Test λ Kozmogorowa.

Miarą rozbieżności jest tu zmienna losowa:

$$\lambda_e = \sqrt{n} \cdot D \quad /6-35/$$

gdzie:

$$D = \max | \hat{F} / Y - F / Y | \quad /6-36/$$

$\check{F} / Y /$ - dystrybuanta empiryczna,

$F / Y /$ - dystrybuanta teoretyczna rozkładu.

W tabeli 6-3 zamieszczono wyniki testów zgodności rozkładów empirycznych zmiennej q_{\max}^t z rozkładem gamma /G/.

Obliczeń powyższych dokonano przy pomocy programu GAMA, opracowanego w Instytucie Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej.

Po przeanalizowaniu wyników testów λ i χ^2 , dla założonego poziomu ufności $P_{\alpha} = 0,95$, stwierdzono zgodność między rozkładem empirycznym i rozkładem gamma dla dni przedświątecznych i świątecznych zarówno dla okresu wiosenno-letniego jak i jesienno-zimowego, a nie stwierdzono natomiast zgodności dla dni roboczych z okresu całego roku.

Przyjęto zatem hipotezę, że maksymalne natężenia odpływu ścieków dla dni roboczych z całego roku q_{\max}^t podlegają ograniczonemu od dołu rozkładowi logarytmiczno-normalnemu o funkcji gęstości:

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot 6 \sqrt{2\pi}} \cdot \exp - \left[\frac{\ln x - \mu}{2 \cdot 6^2} \right]^2, \quad x > 0 \quad /6-37/$$

Rozkład ten opisuje wartości losowe zmiennej x wtedy, gdy logarytmy tej zmiennej podlegają rozkładowi normalnemu.

Dla $z = \ln x$ otrzymujemy funkcję gęstości

$$f(z) = \frac{1}{6 \sqrt{2\pi}} \cdot \exp - \frac{(z - \mu)^2}{2 \cdot 6^2} \quad -\infty < z < +\infty \quad /6-38/$$

Po wprowadzeniu zmiennej standaryzowanej $t_{s1} = \frac{z - \mu}{6}$ otrzymujemy funkcję gęstości:

$$f(t_{s1}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \exp \left| - \frac{t_{s1}^2}{2} \right| \quad -\infty < t_{s1} < +\infty \quad /6-39/$$

Tabela 6-3.

Wyniki obliczeń testów zgodności rozkładów empirycznych zmiennej q_{\max}^t z rozkładem gamma dla $P_{\alpha} = 0,95$

Lp.	Nr stanowiska	Okres roku	Rodzaj dni	Czas trwania natężenia przepływu	Test Pearsona dla $P_{\alpha} = 0,95$	Test λ_e Kołmogorowa	
						λ_e	$\lambda_{0,05}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	1	cały rok	robocze	5	0,960	0,094	0,112
2.				10	0,867	0,096	0,112
3.				20	0,991	0,086	0,112
4.				30	0,997	0,080	0,112
5.				60	0,999	0,100	0,112
6.				120	0,993	0,073	0,112
7.				180	0,997	0,100	0,112
8.				240	0,999	0,081	0,112
9.	1	wiosenno-letni	przed- świę- teczne i świę- teczne	5	0,695	0,075	0,166
10.				10	0,678	0,097	0,166
11.				20	0,590	0,082	0,166
12.				30	0,227	0,106	0,166
13.				60	0,725	0,097	0,166
14.				120	0,797	0,092	0,166
15.				180	0,897	0,079	0,166
16.				240	0,560	0,079	0,166

c.d. Tabeli 6-3.

1	2	3	4	5	6	7	8
17.	1	jesien- no-zimo- wy	przedświą- teczne i święteczne	5	0,938	0,145	0,188
18.				10	0,728	0,105	0,188
19.				20	0,714	0,112	0,188
20.				30	0,829	0,121	0,188
21.				60	0,189	0,086	0,188
22.				120	0,030	0,075	0,188
23.				180	0,957	0,123	0,188
24.				240	0,436	0,122	0,188
25.	2	cały rok	robocze	5	0,999	0,114	0,108
26.				10	0,998	0,113	0,108
27.				20	0,999	0,089	0,108
28.				30	0,997	0,116	0,108
29.				60	0,999	0,111	0,108
30.				120	0,999	0,117	0,108
31.				180	0,999	0,112	0,108
32.				240	0,999	0,122	0,108

1	2	3	4	5	6	7	8
33.	2	wiosen- no-let- ni	przedświą- teczne i święteczne	5	0,463	0,102	0,166
34.				10	0,533	0,074	0,166
35.				20	0,668	0,085	0,166
36.				30	0,106	0,088	0,166
37.				60	0,370	0,106	0,166
38.				120	0,663	0,097	0,166
39.				180	0,381	0,093	0,166
40.				240	0,157	0,075	0,166
41.	2	jesien- no-zi- mowy	przedświą- teczne i święteczne	5	0,392	0,099	0,166
42.				10	0,767	0,106	0,166
43.				20	0,962	0,083	0,166
44.				30	0,413	0,100	0,166
45.				60	0,846	0,103	0,166
46.				120	0,305	0,064	0,166
47.				180	0,753	0,101	0,166
48.				240	0,919	0,093	0,166

c.d. Tabeli 6-3.

1	2	3	4	5	6	7	8
49.	3	wiosen- no-letni	przedświą- teczne i święteczne	5	0,861	0,099	0,167
50.				10	0,238	0,091	0,167
51.				20	0,468	0,062	0,167
52.				30	0,956	0,062	0,167
53.				60	0,283	0,057	0,167
54.				120	0,510	0,070	0,167
55.				180	0,367	0,054	0,167
56.				240	0,702	0,054	0,167
57.	3	jesien- no-zi- mowy	przedświą- teczne i święteczne	5	0,994	0,158	0,200
58.				10	0,970	0,106	0,200
59.				20	0,575	0,081	0,200
60.				30	0,984	0,137	0,200
61.				60	0,914	0,130	0,200
62.				120	0,994	0,132	0,200
63.				180	0,505	0,099	0,200
64.				240	0,977	0,129	0,200

c.d. Tabeli 6-3.

1	2	3	4	5	6	7	8
65.	4	wiosenno- -letni	przedswią- teczne i święteczne	5	0,479	0,110	0,163
66.				10	0,603	0,057	0,163
67.				20	0,316	0,085	0,163
68.				30	0,545	0,097	0,163
69.				60	0,723	0,105	0,163
70.				120	0,295	0,072	0,163
71.				180	0,228	0,102	0,163
72.				240	0,832	0,120	0,163
73.	5	wiosenno- letni	przedswią- teczne i święteczne	5	0,088	0,095	0,161
74.				10	0,669	0,112	0,161
75.				20	0,349	0,080	0,161
76.				30	0,453 _n	0,093	0,161
77.				60	0,372	0,089	0,161
78.				120	0,330	0,065	0,151
79.				180	0,774	0,083	0,161
80.				240	0,544	0,071	0,161

1	2	3	4	5	6	7	8
81.	6	wiosenno- -letni	przedświąte- czne i świą- teczne	5	0,433	0,074	0,161
82.				10	0,668	0,093	0,161
83.				20	0,515	0,083	0,161
84.				30	0,280	0,084	0,161
85.				60	0,321	0,083	0,161
86.				120	0,557	0,091	0,161
87.				180	0,509	0,073	0,161
88.				240	0,516	0,077	0,161
89.	7	wiosenno- -letni	przedświąte- czne i świą- teczne	5	0,124	0,071	0,163
90.				10	0,219	0,084	0,163
91.				20	0,211	0,063	0,163
92.				30	0,096	0,059	0,163
93.				60	0,140	0,074	0,163
94.				120	0,764	0,066	0,163
95.				180	0,863	0,075	0,163
96.				240	0,807	0,063	0,163

oraz jego dystrybuantę

$$F / t_{s1} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{t_{s1}} \exp \left[-\frac{t_{s1}^2}{2} \right] dt_{s1} \quad /6-40/$$

Wartości liczbowe $f / t /$ i $F / t /$ znaleźć można w tablicach rozkładu normalnego [70].

Pomiędzy parametrami μ i σ rozkładu logarytmiczno-normalnego a niektórymi momentami zmiennej losowej X istnieją następujące zależności

$$\mu'_1 = E |x| = e^{\mu + 0,5\sigma^2} \quad /6-41/$$

$$\mu'_2 = D |x| = e^{\mu + 0,5\sigma^2} \cdot \sqrt{e^{\sigma^2} - 1} = e^{\mu + 0,5\sigma^2} \quad /6-42/$$

$$\mu'_3 = /e^{\mu + 0,5\sigma^2} / \left(\frac{3}{2}\sigma^2 + 3\sigma^4 \right) \quad /6-43/$$

$$\mu'_4 = \sigma^3 + 3\sigma \quad /6-44/$$

Szacując parametry rozkładu logarytmiczno-normalnego za pomocą momentów z próby otrzymujemy:

$$\hat{\mu} = \bar{z} = \frac{\sum_{i=1}^N z_i}{N} = \frac{\sum_{i=1}^N \ln x_i}{N} \quad /6-45/$$

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (z_i - \bar{z})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln x_i - \bar{z})^2}{N}} \quad /6-46/$$

Na podstawie /6-45/ i /6-46/ estymator kwantyla z_p przyjmuje postać:

$$\hat{z}_p = \hat{\mu} + t_p \hat{\sigma} \quad /6-47/$$

Wartości t_p znajdują się w tablicach [70], a kwantyl \hat{x}_p obliczono z zależności:

$$\hat{x}_p = e^{\hat{z}_p} \quad /6-48/$$

Następnie zbadano zgodność rozkładu empirycznego z rozkładem teoretycznym za pomocą statystycznych testów zgodności χ^2 Pearsona i λ Kołmogorowa / według zależności /6-34/ do /6-36//. Obliczeń dokonano przy pomocy programu PAS 1, znajdującego się w Bibliotece Centrum Obliczeniowego Politechniki Wrocławskiej. Obliczone wartości estymatorów parametrów $\hat{\mu}$ i $\hat{\sigma}$ oraz wyniki testów λ i χ^2 zestawiono w tabeli 6-4.

Po przeanalizowaniu zestawionych w tabeli 6-4 wyników testów λ i χ^2 dla poziomu ufności $P_\alpha = 0,95$, stwierdzono poprawność założonej hipotezy tzn. zgodność rozkładu empirycznego i teoretycznego rozkładu logarytmiczno-normalnego. Dlatego do probabilistycznego opisu natężenia odpływu ścieków w dniach roboczych zastosowano rozkład logarytmiczno-normalny.

7. PROBABILISTYCZNE UJĘCIE MAKSYMALNEGO W CIĄGU DOBY

NATĘŻENIA ODPLYWU ŚCIEKÓW O RÓŻNYM CZASIE TRWANIA ODPLYWU

Zbiory jednorodnych i niezależnych obserwacji zmiennych losowych/maksymalnych natężeń odpływu ścieków/złożone z dostatecznie dużego ciągu obserwacyjnego, uzyskane w czasie pomiarów są wystarczające do sformułowania i weryfikacji modelu maksymalnego odpływu ścieków z budynków wielorodzinnych i osiedli mieszkaniowych.

Analizie statystycznej poddano zbiory maksymalnych wartości odpływu ścieków o czasie trwania od 5 do 240 min. w dniach roboczych całego roku w dniach przedświątecznych i świątecznych w okresie wiosenno-letnim i jesienno-zimowym.

Podziału tego dokonano po przeprowadzeniu testów jednorodności,

Tabela 6-4.

Wyniki obliczeń parametrów empirycznych rozkładu logarytmiczno-normalnego i testów zgodności dla dni roboczych

Lp.	Numer stano-wiska	Czas trwa-nia odpły-wu ścieków t min	Wartość średnia q_{\max} dm^3/s	Odchyle-nie stan-dardowe $\hat{\sigma}$ dm^3/s	Estymatory parametrów rozkładu logarytmiczno-normalnego		Współczyn-nik jakości testu χ^2	Wynik testu χ^2	Współczyn-nik jakości testu λ	Wynik testu λ
					$\hat{\mu}$	$\hat{\sigma}$				
1.	1	5	3,00	0,678	1,072	0,228	0,193	+	0,056	+
2.		10	2,74	0,579	0,986	0,219	0,149	+	0,035	+
3.		20	2,58	0,534	0,925	0,217	0,477	+	0,053	+
4.		30	2,49	0,515	0,889	0,219	0,059	+	0,053	±
5.		60	2,33	0,496	0,823	0,225	0,367	+	0,029	+
6.		120	2,18	0,484	0,753	0,241	0,411	+	0,057	+
7.		180	2,10	0,473	0,715	0,247	0,006	-	0,061	+
8.		240	2,04	0,467	0,685	0,250	0,221	+	0,049	+
9.	2	5	2,12	0,477	0,726	0,235	0,080	+	0,006	+
10.		10	1,91	0,410	0,625	0,228	0,214	+	0,022	+
11.		20	1,81	0,393	0,571	0,229	0,071	+	0,043	+
12.		30	1,75	0,378	0,534	0,228	0,070	+	0,020	+
13.		60	1,65	0,351	0,477	0,226	0,027	-	0,035	+
14.		120	1,55	0,340	0,412	0,234	0,179	+	0,028	+
15.		180	1,49	0,229	0,373	0,237	0,076	+	0,027	+
16.		240	1,45	0,314	0,345	0,233	0,012	-	0,025	+

które wykazały różnice w odpływie ścieków w poszczególnych grupach dni i okresach roku.

Uwzględniając poprzednio sformułowane kryteria jednorodności i niezależności elementów próby statystycznej, wyznaczono dystrybuanty rozkładu prawdopodobieństwa maksymalnego w czasie doby odpływu ścieków o różnym czasie trwania i na tej podstawie odpowiednie kwantyle zmiennych Q_{\max}^t .

7.1. Kwantyle maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków o różnym czasie jego trwania.

Przykładowe graficzne obrazy dystrybuant statystycznych rozkładów gamma, dla stanowiska nr 1 dla dni przedświątecznych i świątecznych okresu wiosenno-letniego przedstawiono na rysunkach 7-1 ÷ 7-8. Wykresy w postaci linii prostych uzyskano dzięki przedstawieniu osi rzędnych w postaci podziałki funkcyjnej rozkładu gamma. Współrzędne punktów tej prostej wyznaczono przez obliczenie tzw. kwantyli teoretycznego rozkładu gamma.

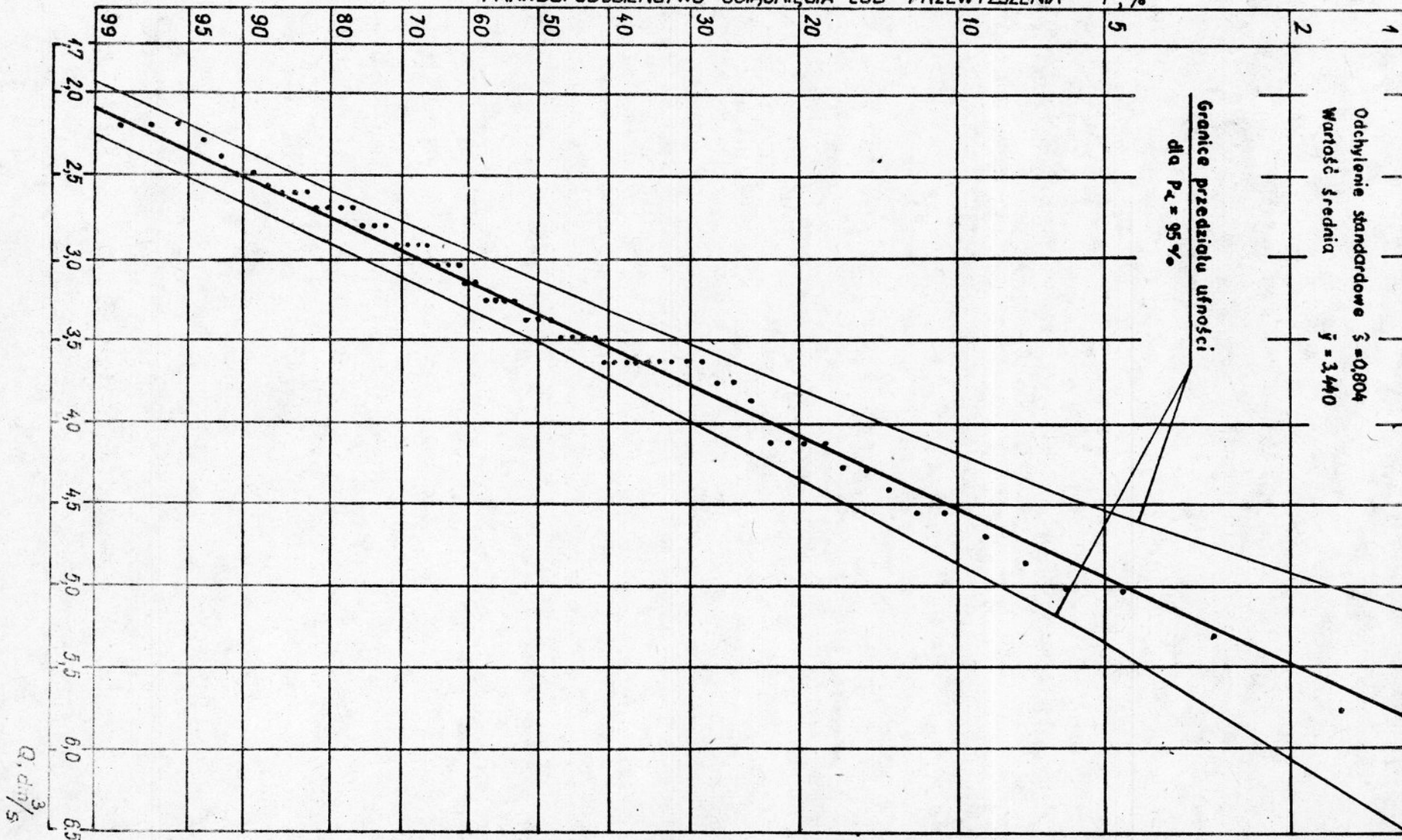
Kwantylem rzędu p zmiennej losowej Q nazwiemy dalej taką wartość q_p zmiennej losowej Q , której prawdopodobieństwo przekroczenia jest równe p , tj.:

$$P/Q \geq q_p / = p = 1 - F / q_p / \quad /7-1/$$

gdzie $F / q_p /$ jest dystrybuantą tzn. $P/Q < q_p / = F / q_p /$.

Estymatory kwantyli \hat{q}_p zmiennej losowej Q obliczane są na podstawie estymatorów parametrów rozkładu. Estymatory te są zmiennymi losowymi, posiadającymi najczęściej rozkład asymptotycznie normalny, a więc wartości estymatorów kwantyli są więc również

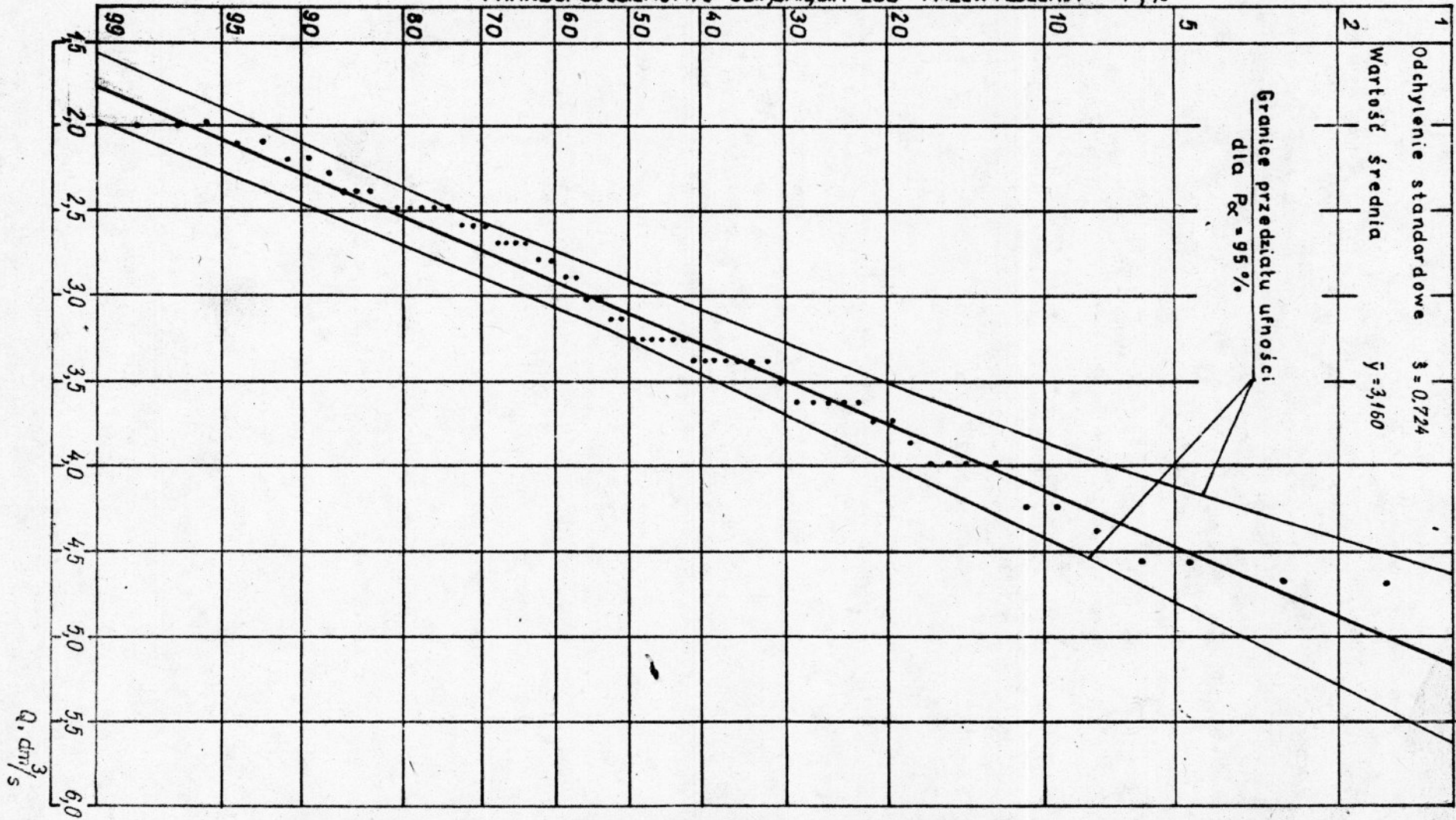
PRAWDOPODOBIEŃSTWO OSIĄGNIĘCIA LUB PRZEWYŻSZENIA P, %



WYKRES EMPIRYCZNEJ DYSTRYBUANTY ROZKŁADU PRAWDOPODOBIEŃSTWA MAKSYMALNEGO 5 MIN
 ODPEŁYWU ŚCIEKÓW W CZASIE DNI PRZEDŚW. I ŚWIĄT. OKRESU WIOSENNO-LETNIEGO
STANOWISKO NR 1

RYS. NR 7-1

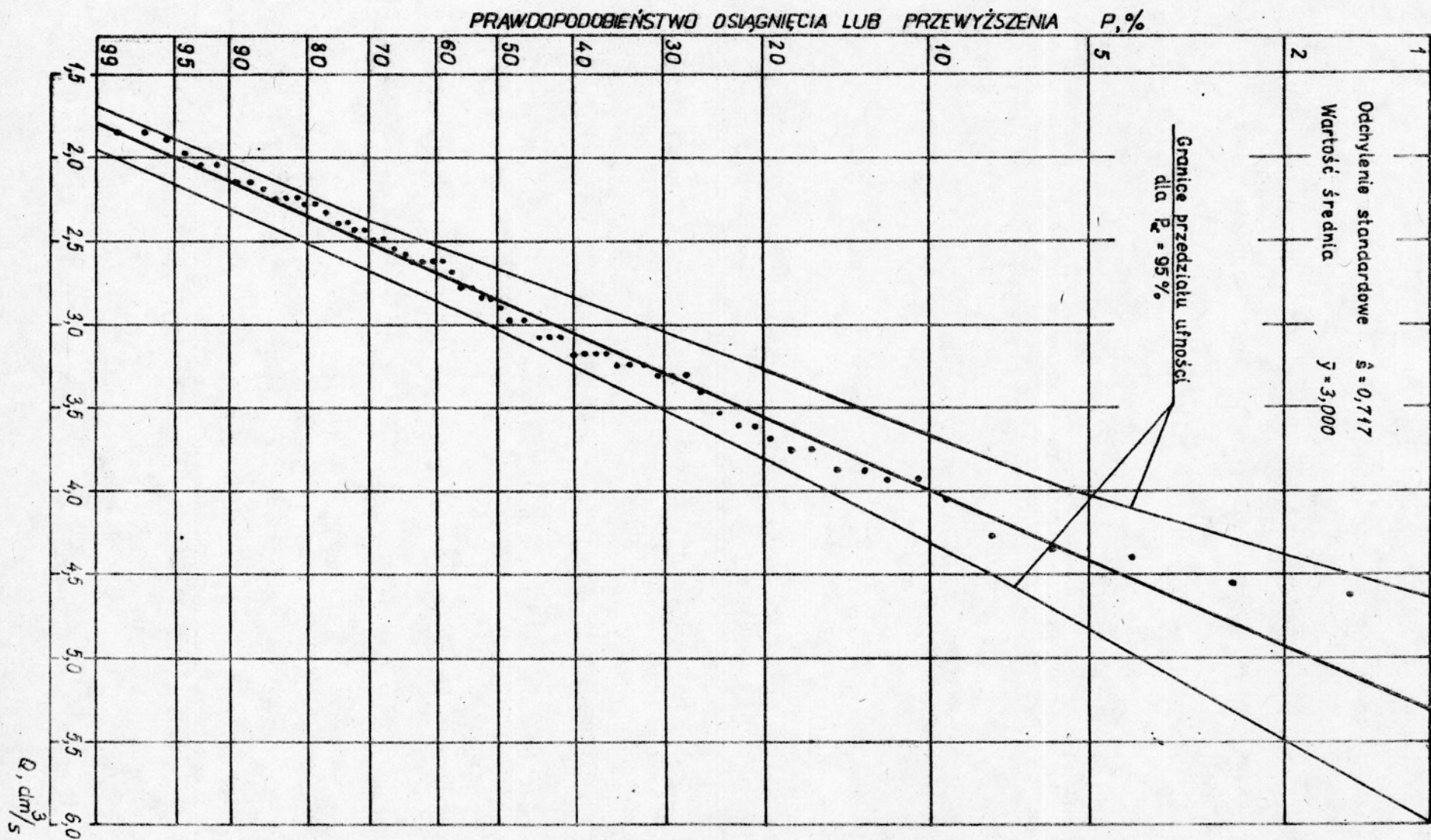
PRAWDOPODOBIENSTWO OSIĄGNIĘCIA LUB PRZEWYŻSZENIA P, %



WYKRES EMPIRYCZNEJ DYSTRYBUANTY ROZKŁADU PRAWDOPODOBIENSTWA MAKSYMALNEGO 10 MIN
ODPŁYWU ŚCIEKÓW W CZASIE DNI PRZEDŚW. I ŚWIĄT. OKRESU WIOSENNO-LETNIEGO

STANOWISKO NR 1

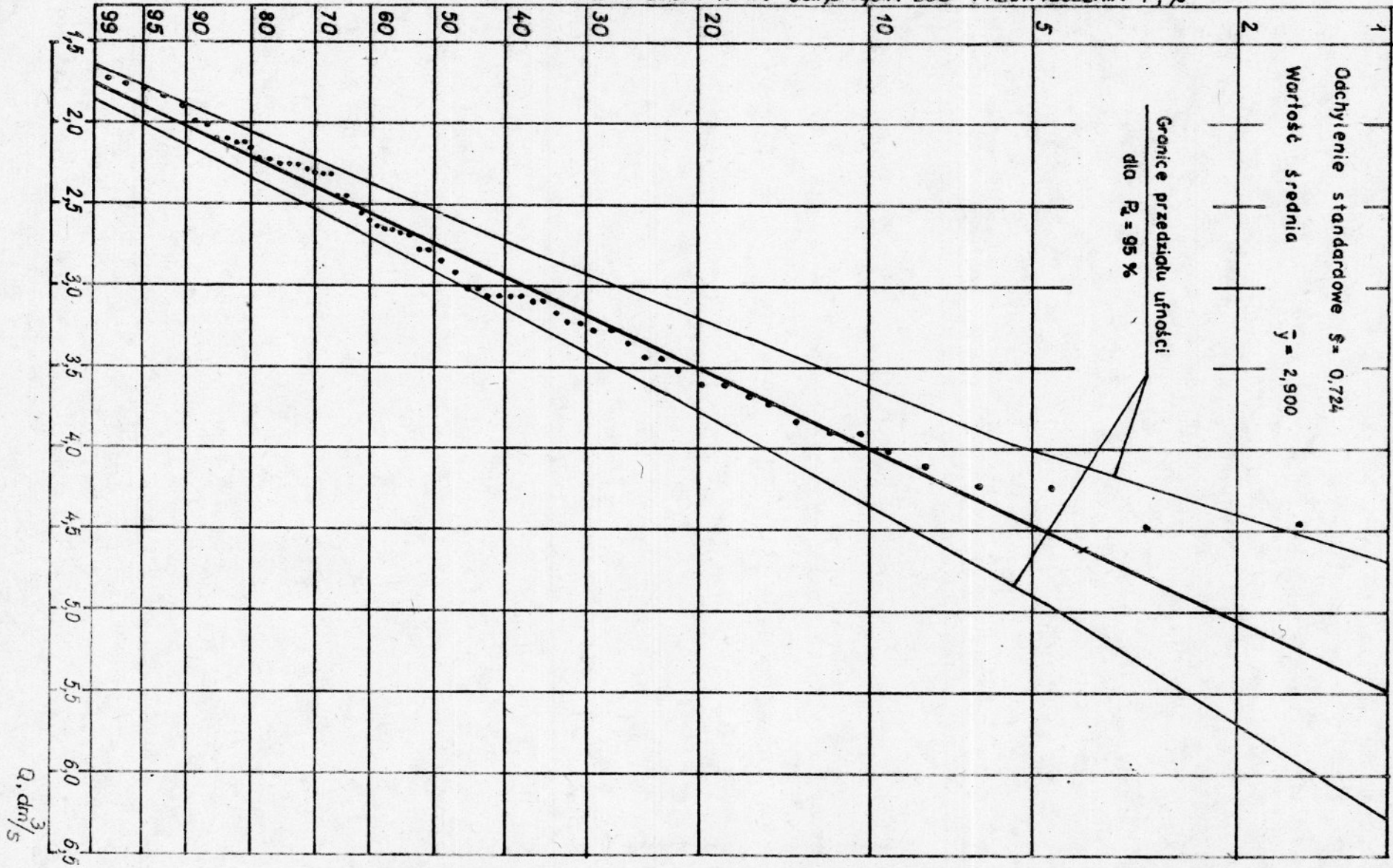
RYS NR 7-2



WYKRES EMPIRYCZNEJ DYSTRYBUANTY ROZKŁADU PRAWDOPODOBIEŃSTWA MAKSYMALNEGO 20 MIN
ODPŁYWU ŚCIEKÓW W CZASIE DNI PRZEDŚW. I ŚWIĄT. OKRESU WIOSENNO - LETNIEGO
STANOWISKO NR 1

RYŚ. NR 7-3

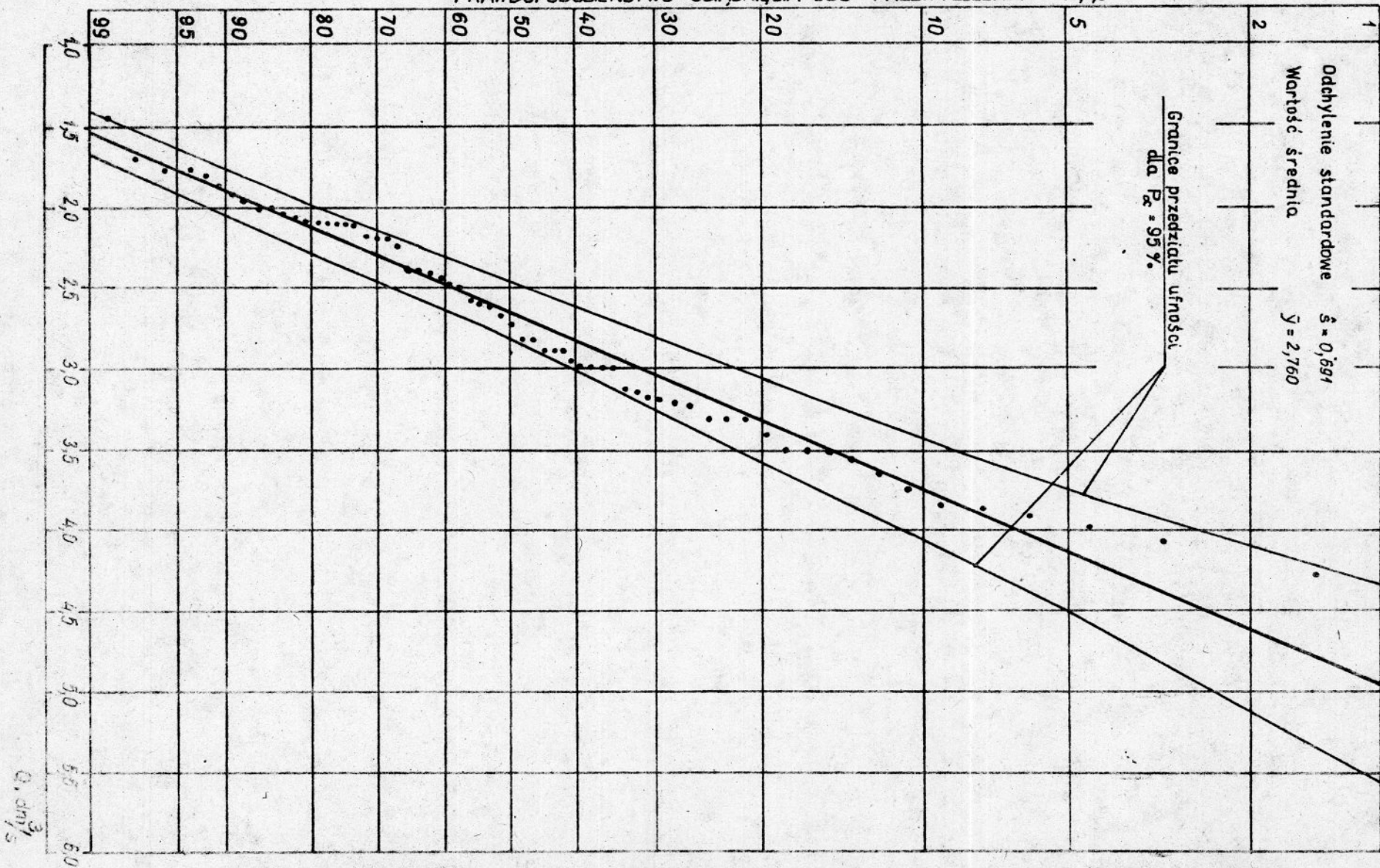
PRAWDOPODOBIENSTWO OSIĄGNIĘCIA LUB PRZEWYŻSZENIA P, %



WYKRES EMPIRYCZNEJ DYSTRYBUANTY ROZKŁADU PRAWDOPODOBIENSTWA MAKSYMALNEGO 30 MIN
 DOPŁYWU ŚCIEKÓW W CZASIE DNI PRZEDŚW. I ŚWIĄT OKRESU WIOSENNO - LETNIEGO
 STANOWISKO NR 1

RYS NR 7-4

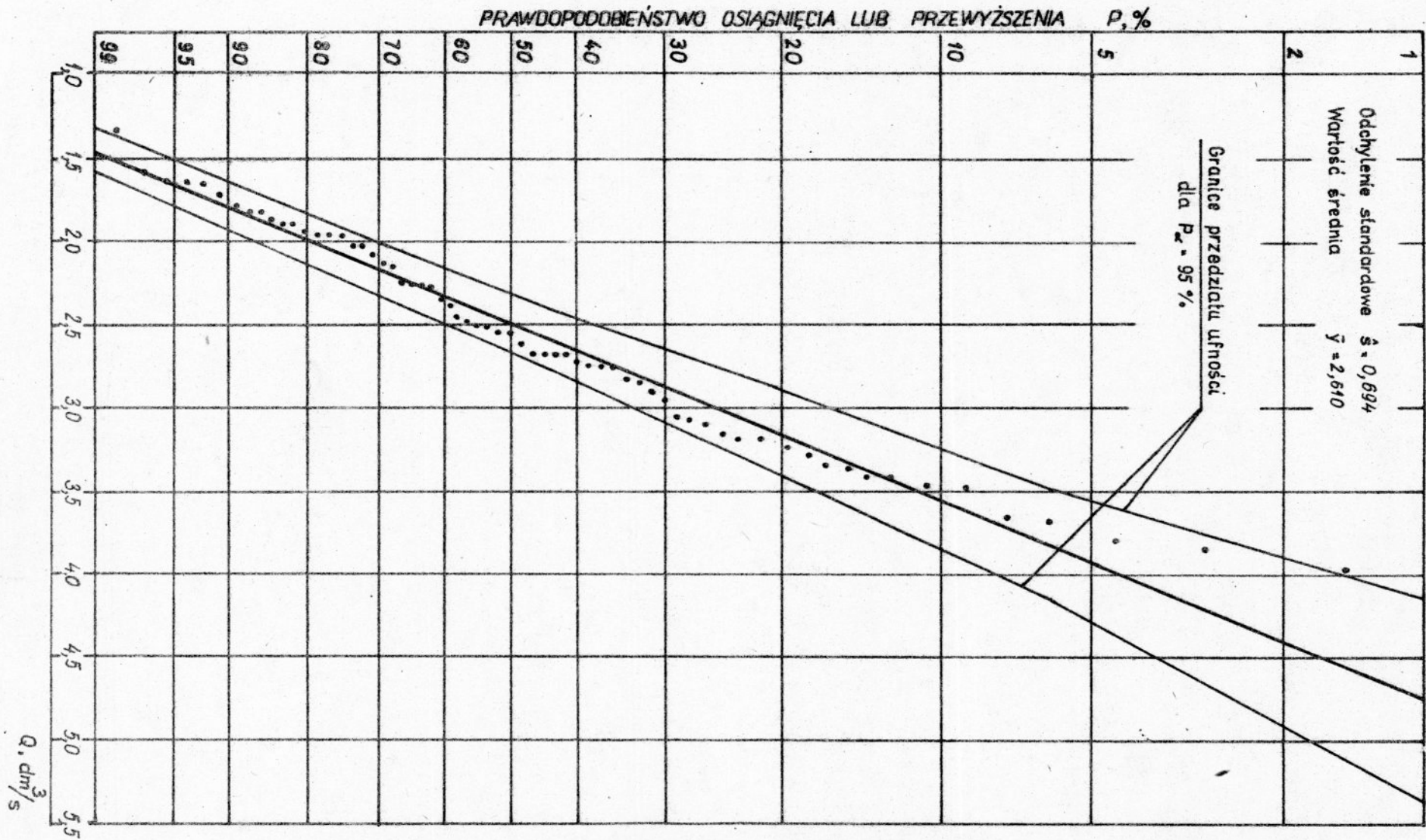
PRAWDOPODOBIEŃSTWO OSIĄGNIĘCIA LUB PRZEWYŻSZENIA P, %



WYKRES EMPIRYCZNEJ DYSTRYBUANTY ROZKŁADU PRAWDOPODOBIEŃSTWA MAKSYMALNEGO 60 MIN ODPLYWU ŚCIEKÓW W CZASIE DNI PRZEDŚW. I ŚWIĄJ. OKRESU WIOSENNO - LETNIEGO
 STANOWISKO NR 1

RYŚ NR 7-5

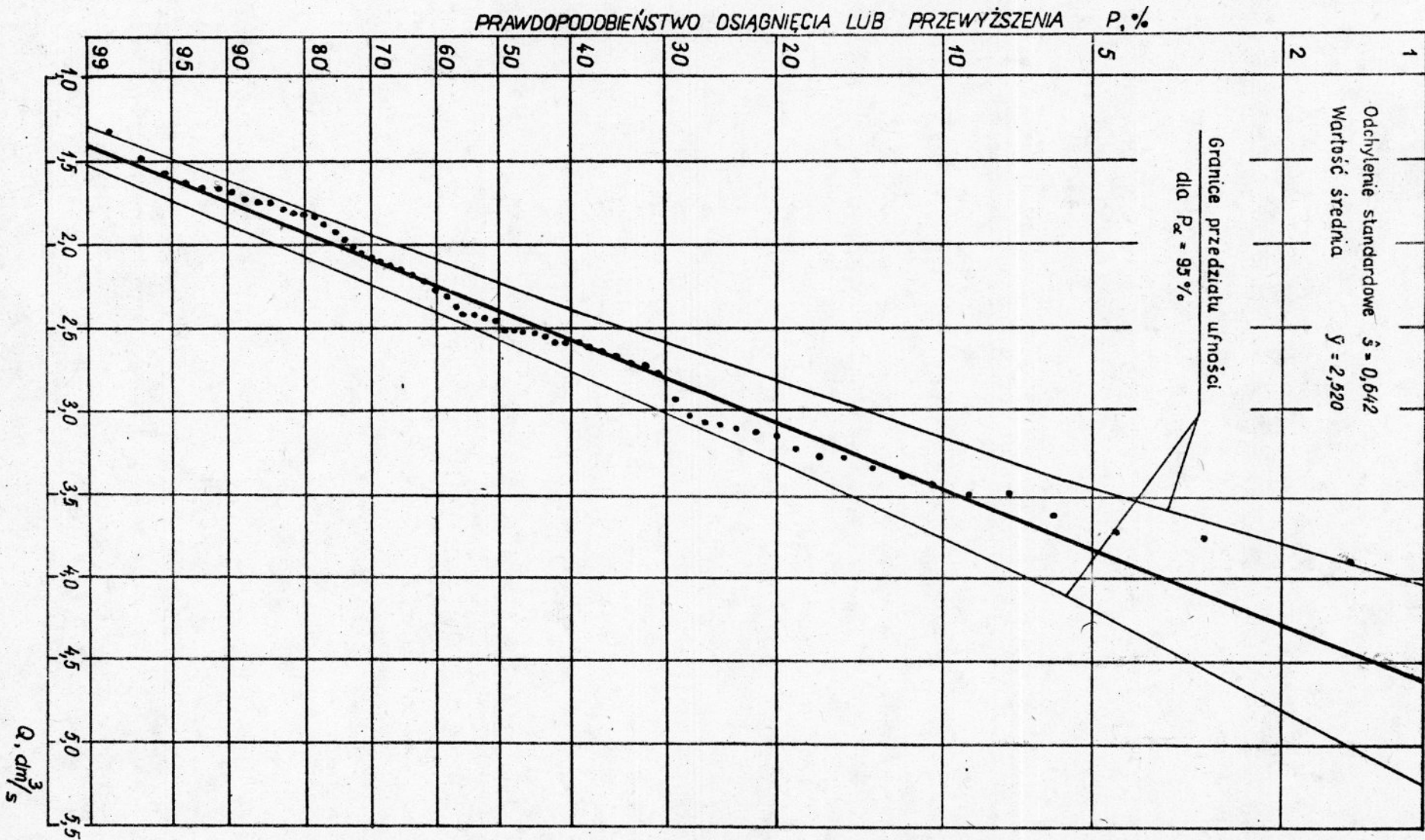
$Q, \text{dn} \frac{1}{5}$



WYKRES EMPIRYCZNEJ DYSTRYBUANTY ROZKŁADU PRAWDOPODOBIEŃSTWA MAKSYMALNEGO 120 MIN ODPIYU ŚCIEKÓW W CZASIE DNI PRZEDŚW. I ŚWIAT. OKRESU WIOSENNO - LETNIEGO

RYS. NR 7-6

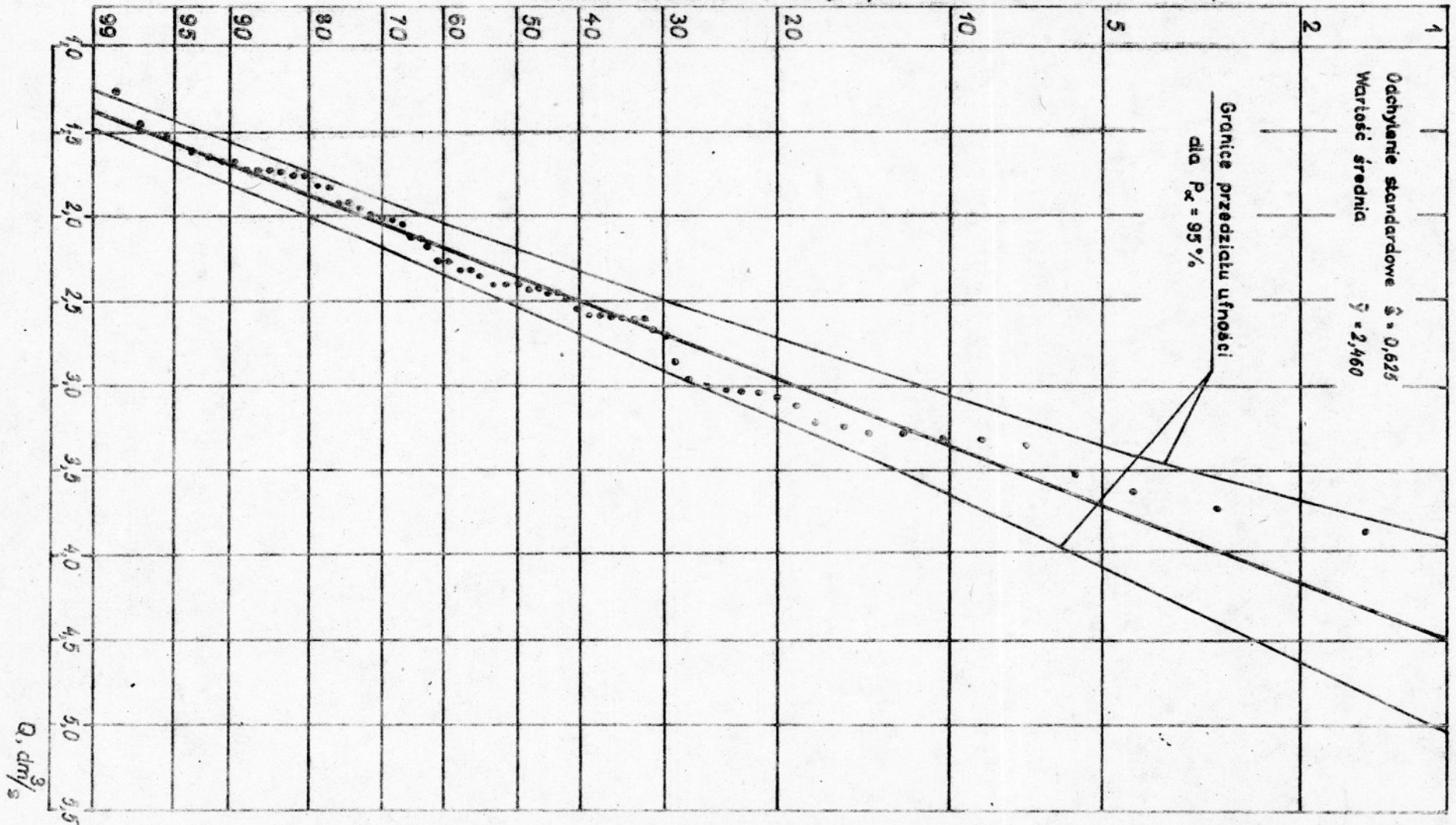
STANOWISKO NR 1



RYŚ NR 7-7

WYKRES EMPIRYCZNEJ DYSTRYBUANTY ROZKŁADU PRAWDOPODOBIEŃSTWA MAKSYMALNEGO 180 MIN
 ODPIYU ŚCIEKÓW W CZASIE DNI PRZEDŚW. I ŚWIĄT. OKRESU WIOSENNO - LETNIEGO
STANOWISKO NR 1

PRAWDOPODOBIEŃSTWO OSIĄGNIĘCIA LUB PRZEWYŻSZENIA P %



WYKRES EMPIRYCZNEJ DYSTRYBUANTY ROZKŁADU PRAWDOPODOBIEŃSTWA MAKSYMALNEGO 240 MIN
 ODPLYWU ŚCIEKÓW W CZASIE DNI PRZEDŚW. I ŚWIĄT. OKRESU WIOSENNO-LETNIEGO
STANOWISKO NR 1

RYŚ NR 7-8

zmiennymi losowymi.

Estymator kwantyla \hat{q}_p , określony za pomocą metody największej wiarygodności, podlega na ogół rozkładowi asymptotycznie normalnemu [30].

Możemy więc określić normalny przedział ufności estymatora kwantyla \hat{q}_p :

$$P \left(\hat{q}_p - \tau_p \cdot \sigma / \hat{q}_p \leq q_p \leq \hat{q}_p + \tau_p \cdot \sigma / \hat{q}_p \right) = P_\alpha \quad /7-2/$$

gdzie:

P_α - poziom ufności; oznacza prawdopodobieństwo, że przedział ufności zawiera w sobie nieznaną wartość estymatora \hat{q}_p ,

σ - średnie odchylenie estymatora /średni błąd/,

τ_p - kwantyl unormowanego rozkładu normalnego dla prawdopodobieństwa nieprzekroczenia $0,5 + \frac{P_\alpha}{2}$

Na podstawie próby losowej określono granice przedziału, w którym /z określonym prawdopodobieństwem / powinna znajdować się wartość estymatora \hat{q}_p .

Przy określonym prawdopodobieństwie P_α przedział ufności zależy wyłącznie od średniego odchylenia /średniego błędu / $\sigma / \hat{q}_p /$ estymatora.

Estymatory kwantyla maksymalnego natężenia odpływu ścieków \hat{q}_{\max_p} obliczono dla rozkładu gamma ze wzorów /6-23/ lub /6-24/. Średnie odchylenie kwantyla dla rozkładu gamma obliczono z zależności:

$$\sigma_{q_p} = \frac{\varphi / p \cdot \lambda}{2 \sqrt{N}} \quad /7-3/$$

Wartości funkcji $\varphi / p \cdot \lambda /$ podane są w pracy [30]. Obliczeń powyższych dokonano za pomocą programu GAMA.

Średnie odchylenie kwantyla dla rozkładu logarytmiczno-normalnego obliczono stosując następujące zależności:

$$\sigma/\hat{z}_p/ = \sqrt{1 + 0,5 t_p^2} \cdot \frac{\hat{\sigma}}{\sqrt{N}} \quad /7-4/$$

gdzie:

$\sigma/\hat{z}_p/$ - średnie odchylenie estymatora \hat{z}_p opisanego równaniem /6-48/

t_p - kwantyl standaryzowanego rozkładu normalnego dla prawdopodobieństwa przekroczenia odpowiadającego mu kwantyla $\hat{z}_p / \hat{x}_p /$,

- estymator parametru rozkładu logarytmiczno-normalnego opisany wzorem /6-46/,

N - liczebność próby.

Aby określić przedział ufności dla kwantyla \hat{q}_p należy najpierw wyznaczyć granice przedziału ufności kwantyla $\hat{z}_p = \ln \hat{q}_p$:

$$\hat{z}_p - \tau_p \cdot \sigma/\hat{z}_p/ \leq z_p \leq \hat{z}_p + \tau_p \cdot \sigma/\hat{z}_p/ \quad /7-5/$$

lub inaczej:

$$\hat{z}'_p \leq z_p \leq \hat{z}''_p \quad /7-6/$$

Następnie korzystając z zależności $\hat{q}_p = e^{\hat{z}_p}$ otrzymano wartości \hat{q}'_p i \hat{q}''_p określające granice poszukiwanego przedziału ufności kwantyla \hat{q}_p

$$\hat{q}'_p \leq q_p < \hat{q}''_p \quad /7-7/$$

W tabeli 7-1 zestawiono wartości estymatorów sześciu kwantyli badanej zmiennej losowej oraz odpowiadające im przedziały ufności dla $P_\alpha = 0,95$.

Po przeanalizowaniu obliczonych kwantyli $q_{\max, p}^t$ maksymalnego

Tabela 7-1.

Zestawienie kwantyli $q_{\max, p}^t$ maksymalnego natężenia odpływu ścieków w ciągu doby

Lp.	Numer stano- wiska	Czas trwa- nia	Prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia P, %											
			1		5		10		20		30		50	
			$q_{\max, p}^t$	ϵ'	$q_{\max, p}^t$	ϵ'	$q_{\max, p}^t$	ϵ'	$q_{\max, p}^t$	ϵ'	$q_{\max, p}^t$	ϵ'	$q_{\max, p}^t$	ϵ'
			dm ³ /s											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1.		5	4,98	0,37	4,26	0,25	3,92	0,20	3,54	0,15	3,30	0,13	2,92	0,11
2.	1	10	4,48	0,31	3,85	0,21	3,56	0,17	3,22	0,13	3,01	0,11	2,68	0,09
3.	ini	20	4,19	0,29	3,61	0,20	3,33	0,16	3,03	0,12	2,83	0,10	2,53	0,09
4.	robo- cze	30	4,06	0,28	3,49	0,19	3,22	0,15	2,93	0,12	2,73	0,10	2,44	0,09
5.	okres	60	3,86	0,28	3,30	0,19	3,04	0,15	2,76	0,12	2,56	0,10	2,28	0,08
6.	okres do ro	120	3,74	0,29	3,16	0,19	2,90	0,15	2,60	0,12	2,41	0,10	2,12	0,08
7.	ca	180	3,64	0,29	3,07	0,19	2,81	0,15	2,52	0,12	2,33	0,10	2,04	0,08
8.		240	3,56	0,29	3,00	0,19	2,74	0,15	2,45	0,12	2,26	0,10	1,98	0,07
9.		5	5,82	0,65	4,92	0,40	4,53	0,37	4,07	0,28	3,77	0,23	3,33	0,19
10.	1	10	5,14	0,49	4,46	0,32	4,13	0,30	3,75	0,24	3,49	0,20	3,09	0,17
11.	ini	20	5,32	0,67	4,43	0,40	4,01	0,35	3,57	0,27	3,28	0,22	2,87	0,18
12.	przed-	30	5,48	0,79	4,46	0,45	3,99	0,40	3,49	0,29	3,18	0,23	2,74	0,18
13.	świę-	60	4,97	0,62	4,15	0,38	3,76	0,34	3,33	0,26	3,05	0,21	2,65	0,17
14.	czne	120	4,75	0,51	3,94	0,37	3,56	0,33	3,15	0,25	2,88	0,20	2,49	0,16
15.	św.	180	4,63	0,60	3,83	0,36	3,45	0,32	3,05	0,25	2,79	0,20	2,41	0,16
16.	okres wios. let.	240	4,48	0,57	3,72	0,35	3,36	0,31	2,97	0,23	2,72	0,19	2,35	0,15

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
17.		5	5,39	0,63	4,64	0,41	4,27	0,36	3,86	0,29	3,59	0,24	3,17	0,20
18.	1	10	4,87	0,36	4,20	0,36	3,97	0,33	3,50	0,26	3,25	0,21	2,88	0,19
19.	dni	20	4,62	0,58	3,93	0,36	3,60	0,33	3,23	0,25	2,99	0,21	2,63	0,18
20.	przed-	30	4,51	0,61	3,79	0,37	3,46	0,34	3,09	0,26	2,84	0,20	2,49	0,17
21.	świę-	60	4,06	0,50	3,47	0,32	3,18	0,28	2,86	0,22	2,65	0,18	2,33	0,15
22.	teczne	120	3,67	0,41	3,17	0,26	2,93	0,24	2,66	0,20	2,47	0,16	2,19	0,14
23.	i św.	180	3,58	0,43	3,07	0,27	2,83	0,25	2,55	0,19	2,37	0,16	2,10	0,13
24.	okres	240	3,73	0,53	3,11	0,32	2,82	0,29	2,50	0,22	2,30	0,18	2,00	0,14
	jesien-													
	no zimo-													
	wy													
25.		5	3,59	0,26	3,05	0,17	2,80	0,14	2,52	0,11	2,34	0,09	2,07	0,07
26.	2	10	3,18	0,22	2,72	0,15	2,50	0,12	2,26	0,09	2,10	0,08	1,87	0,07
27.	dni	20	3,02	0,21	2,58	0,14	2,38	0,11	2,15	0,09	2,00	0,07	1,77	0,06
28.	robotne	30	2,90	0,20	2,48	0,14	2,28	0,11	2,06	0,09	1,92	0,07	1,70	0,06
29.	okres	60	2,73	0,19	2,34	0,12	2,15	0,10	1,95	0,08	1,81	0,07	1,61	0,06
30.	całego	120	2,61	0,19	2,22	0,12	2,04	0,10	1,84	0,08	1,71	0,07	1,51	0,05
31.	roku	180	2,52	0,18	2,14	0,12	1,97	0,10	1,78	0,08	1,64	0,06	1,46	0,05
32.		240	2,44	0,18	2,08	0,12	1,88	0,09	1,72	0,07	1,60	0,06	1,42	0,05

1	2	3/	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
33.	2	5	4,09	0,48	3,46	0,28	3,16	0,25	2,85	0,19	2,65	0,15	2,37	0,12
34.	dni	10	3,49	0,21	3,06	0,20	2,85	0,18	2,61	0,14	2,46	0,12	2,22	0,11
35.	przed-	20	3,43	0,37	2,94	0,22	2,71	0,20	2,46	0,15	2,30	0,12	2,06	0,09
36.	świę-	30	3,31	0,36	2,83	0,21	2,61	0,19	2,37	0,15	2,21	0,12	1,98	0,09
37.	teczne	60	3,09	0,33	2,65	0,21	2,44	0,18	2,21	0,14	2,06	0,11	1,85	0,09
38.	i św.	120	2,89	0,31	2,48	0,19	2,28	0,16	2,07	0,12	1,94	0,10	1,74	0,08
39.	okres	180	2,77	0,30	2,38	0,18	2,19	0,15	1,99	0,12	1,86	0,09	1,68	0,08
40.	wiosenno-	240	2,71	0,29	2,32	0,18	2,14	0,16	1,94	0,12	1,81	0,10	1,62	0,08
41.	2	5	4,05	0,53	3,35	0,32	3,02	0,28	2,68	0,21	2,45	0,16	2,14	0,13
42.	dni	10	3,58	0,42	3,02	0,26	2,75	0,23	2,46	0,17	2,27	0,14	2,00	0,12
43.	przed-	20	3,41	0,40	2,87	0,24	2,62	0,22	2,34	0,17	2,16	0,14	1,90	0,12
44.	święte-	30	3,30	0,38	2,78	0,23	2,54	0,21	2,27	0,16	2,09	0,13	1,84	0,11
45.	teczne	60	3,18	0,38	2,66	0,23	2,42	0,21	2,15	0,16	1,98	0,13	1,73	0,11
46.	i św.	120	2,75	0,25	2,40	0,18	2,22	0,16	2,01	0,12	1,87	0,11	1,66	0,10
47.	okres	180	2,93	0,36	2,44	0,22	2,21	0,19	1,96	0,15	1,80	0,12	1,56	0,10
48.	jesiennie-	240	2,87	0,37	2,38	0,22	2,16	0,20	1,91	0,15	1,75	0,12	1,52	0,10
	-zimowy													

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
49.	3	5	10,40	1,28	8,70	0,76	7,92	0,69	7,05	0,53	6,49	0,43	5,66	0,36
50.	dni przed- świę- teczne i św. okres wiosenno- -letni	10	9,46	1,06	8,04	0,66	7,36	0,59	6,61	0,46	6,11	0,38	5,37	0,32
51.		20	9,23	1,10	7,77	0,67	7,08	0,59	6,33	0,46	5,84	0,37	5,12	0,30
52.		30	8,99	1,08	7,56	0,66	6,88	0,58	6,15	0,55	5,67	0,36	4,97	0,29
53.		60	8,61	1,04	7,23	0,63	6,58	0,57	5,87	0,43	5,41	0,35	4,74	0,28
54.		120	7,89	0,91	6,68	0,55	6,12	0,50	5,49	0,38	5,09	0,31	4,49	0,25
55.		180	7,53	0,86	6,39	0,52	5,86	0,47	5,27	0,36	4,89	0,29	4,34	0,24
56.		240	6,73	0,56	5,95	0,39	5,56	0,35	5,10	0,28	4,79	0,25	4,30	0,22
57.	3	5	9,44	1,30	7,99	0,82	7,29	0,74	6,51	0,57	6,00	0,48	5,23	0,40
58.	dni przed- świę- teczne i św. okres jesienn- -zimowy	10	9,47	0,66	7,72	0,91	6,94	0,82	6,12	0,59	5,61	0,44	4,92	0,33
59.		20	9,11	1,67	7,38	0,90	6,61	0,79	5,82	0,56	5,34	0,41	4,71	0,30
60.		30	7,99	1,03	6,85	0,63	6,32	0,57	5,72	0,44	5,34	0,36	4,76	0,29
61.		60	7,65	1,01	6,55	0,61	6,03	0,55	5,46	0,41	5,10	0,34	4,57	0,28
62.		120	7,00	0,77	6,13	0,50	5,70	0,45	5,22	0,36	4,90	0,30	4,41	0,27
63.		180	6,85	0,86	5,90	0,52	5,46	0,47	4,97	0,34	4,66	0,28	4,21	0,24
64.		240	6,56	0,71	5,76	0,47	5,36	0,42	4,92	0,33	4,62	0,27	4,18	0,24

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
65.	4	5	4,81	0,73	3,85	0,41	3,42	0,36	2,97	0,26	2,69	0,20	2,30	0,15
66.	dni	10	4,03	0,49	3,37	0,29	3,06	0,26	2,72	0,20	2,51	0,17	2,19	0,13
67.	przed-	20	4,02	0,55	3,29	0,32	2,96	0,28	2,60	0,21	2,38	0,16	2,07	0,13
68.	świę-	30	4,02	0,59	3,25	0,33	2,90	0,30	2,53	0,21	2,30	0,16	1,99	0,12
69.	teczne	60	3,75	0,54	3,05	0,31	2,73	0,27	2,39	0,20	2,18	0,15	1,89	0,12
70.	i św.	120	3,29	0,37	2,77	0,23	2,53	0,21	2,27	0,16	2,09	0,12	1,84	0,10
71.	okres	180	3,45	0,48	2,81	0,27	2,52	0,24	2,22	0,18	2,03	0,14	1,76	0,10
72.	wiosenno-	240	3,44	0,50	2,78	0,28	2,48	0,25	2,17	0,18	1,98	0,13	1,72	0,10
73.	5	5	2,12	0,21	1,83	0,14	1,68	0,13	1,51	0,10	1,40	0,09	1,22	0,08
74.	dni	10	1,93	0,25	1,59	0,15	1,43	0,14	1,25	0,10	1,14	0,08	0,98	0,07
75.	przed-	20	1,72	0,22	1,41	0,13	1,27	0,12	1,11	0,09	1,01	0,07	0,87	0,06
76.	świę-	30	1,65	0,23	1,34	0,13	1,20	0,12	1,05	0,09	0,95	0,07	0,81	0,06
77.	teczne	60	1,41	0,17	1,17	0,10	1,06	0,09	0,94	0,08	0,86	0,06	0,74	0,05
78.	i św.	120	1,25	0,14	1,05	0,09	0,96	0,08	0,85	0,06	0,78	0,05	0,68	0,04
79.	okres	180	1,28	0,18	1,04	0,10	0,93	0,09	0,81	0,06	0,74	0,07	0,63	0,04
80.	wiosenno-	240	1,24	0,14	1,01	0,09	0,90	0,08	0,79	0,07	0,72	0,06	0,61	0,04

c.d. Tabeli 7-1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
81.	6	5	45,50	2,80	41,50	1,80	39,60	1,60	37,40	1,30	35,90	1,10	33,60	0,90
82.	dni	10	47,10	3,60	42,20	2,20	39,80	1,80	37,30	1,50	35,60	1,20	33,10	1,00
83.	przed-	20	46,70	3,40	41,90	2,10	39,60	1,90	37,10	1,50	35,40	1,20	33,00	1,00
84.	świę-	30	46,70	3,50	41,80	2,10	39,50	1,90	37,00	1,50	35,30	1,20	32,90	1,00
85.	teczne	60	46,00	3,40	41,30	2,10	39,10	1,90	36,60	1,50	35,00	1,20	32,60	1,00
86.	i św.	120	45,60	3,40	40,90	2,10	38,60	1,90	36,20	1,50	34,50	1,10	32,20	1,00
87.	okres	180	44,90	3,30	40,30	2,00	38,20	1,90	35,80	1,50	34,20	1,20	31,90	1,00
88.	wiosenno-	240	44,60	3,30	40,00	2,00	37,80	1,80	35,50	1,50	33,90	1,20	31,60	1,00
89.	-letni	5	105,00	5,50	97,10	3,80	93,10	3,50	88,60	2,80	85,50	2,40	80,70	2,00
90.	7	10	104,00	5,20	96,50	3,60	92,80	3,30	88,40	2,70	85,40	2,30	80,70	2,00
91.	dni	20	106,00	6,30	97,20	4,10	92,90	3,80	88,00	2,90	84,80	2,40	80,00	2,10
92.	przed-	30	105,00	6,00	96,60	4,00	92,40	3,60	87,70	2,80	84,60	2,40	79,80	2,00
93.	świę-	60	104,00	5,90	95,70	4,00	91,50	3,60	86,80	2,80	83,70	2,40	78,90	2,10
94.	teczne	120	106,00	7,50	95,80	4,50	91,10	4,00	85,90	3,10	82,50	2,60	77,40	2,20
95.	i św.	180	104,00	7,00	94,30	4,40	89,70	3,90	84,60	3,00	81,30	2,60	76,30	2,10
96.	okres	240	101,00	6,10	92,50	4,00	88,30	3,50	83,70	2,80	80,60	2,40	75,90	2,00
	wiosenno-													
	-letni													

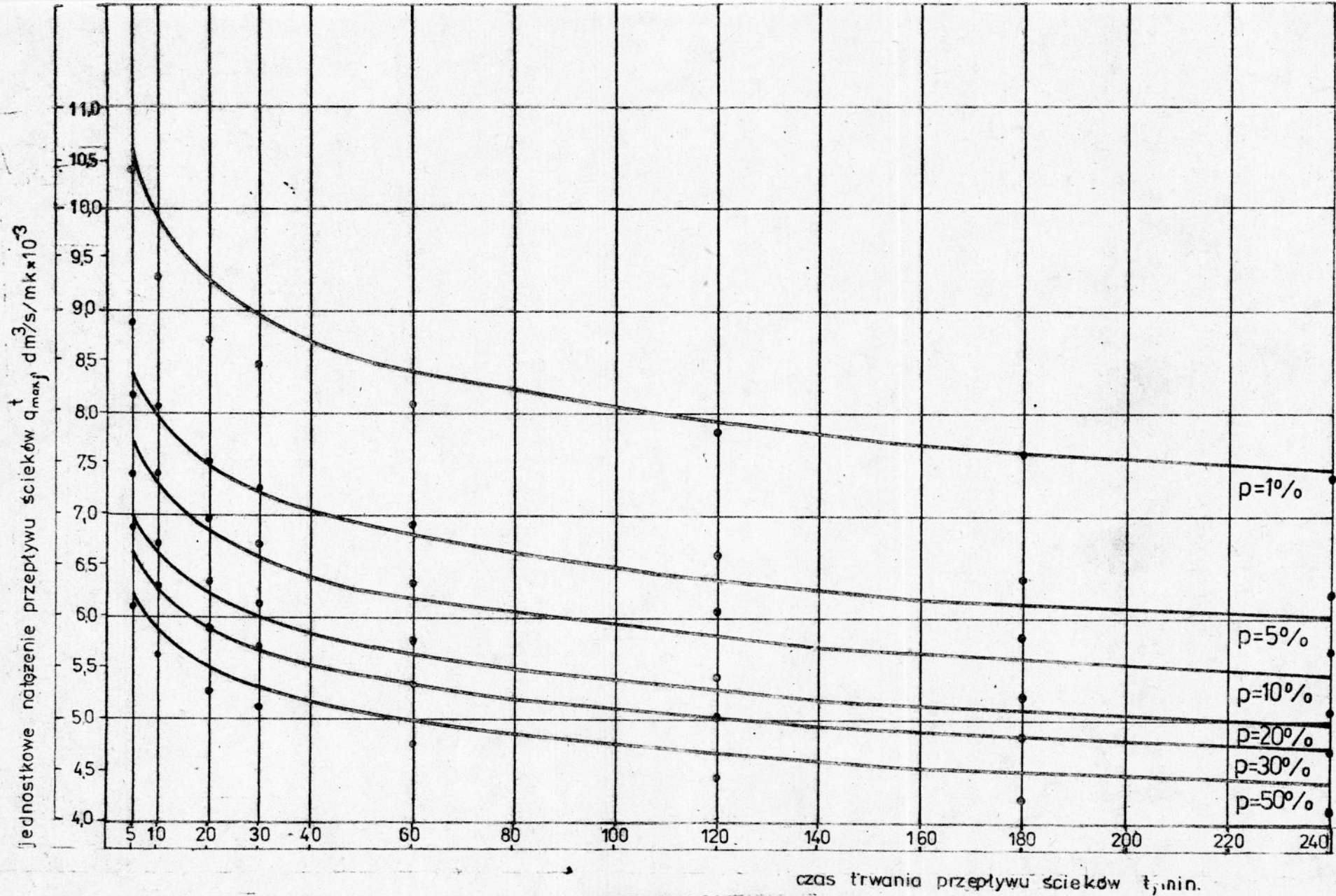
natężenia odpływu ścieków w ciągu doby / zestawionych w tabeli 7-1/, dla różnych okresów roku i różnych grup dni stwierdzono, że największe wartości osiągają kwantyle dla dni przedświątecznych i świątecznych okresu wiosenno-letniego.

7.2. Zależność między jednostkowym maksymalnym natężeniem odpływu ścieków a czasem jego trwania i prawdopodobieństwem przewyższenia w odniesieniu do poszczególnych przekrojów pomiarowych.

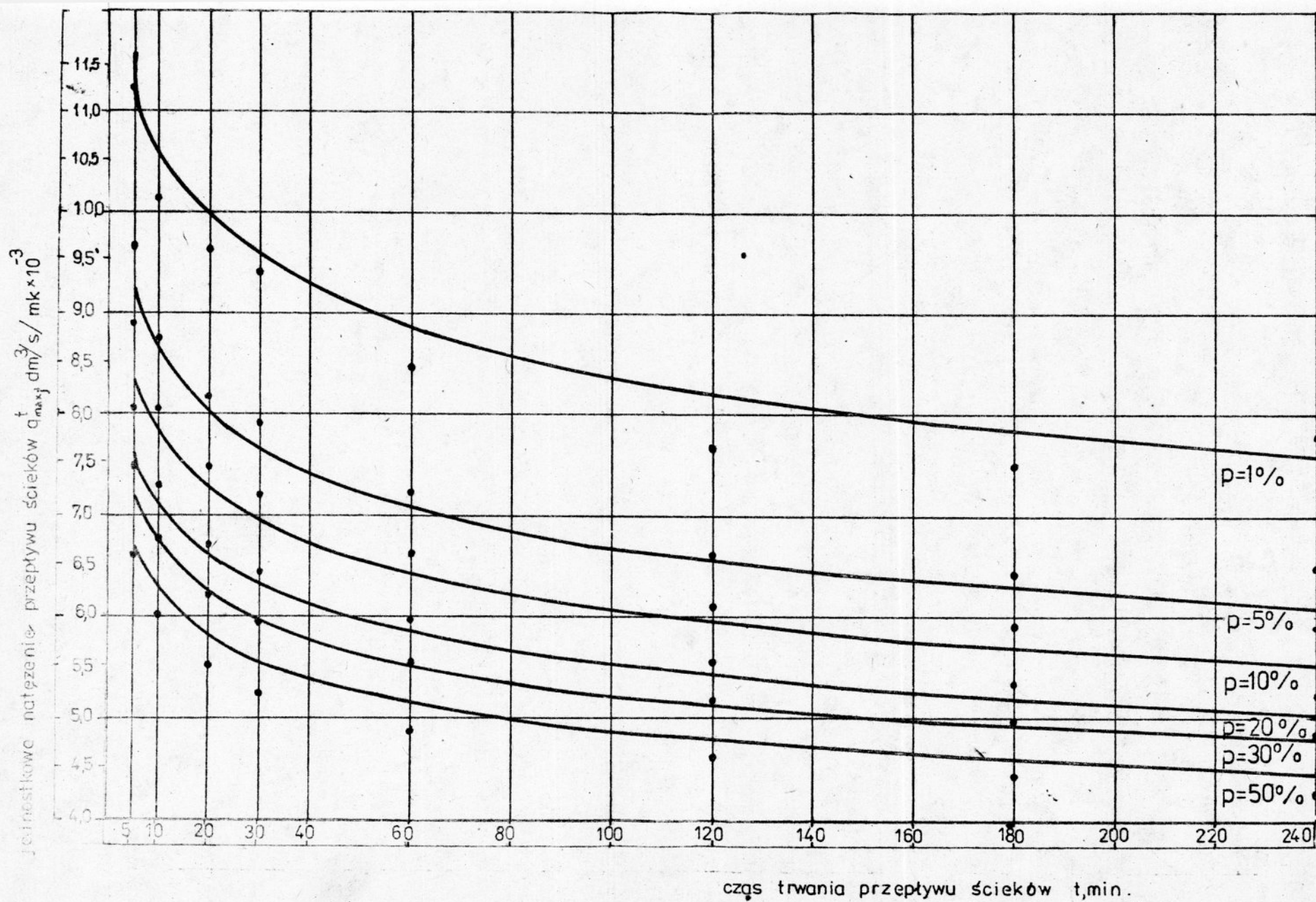
Wobec tego, że może istnieć statystycznie istotna zależność między maksymalnym natężeniem odpływu ścieków a czasem jego trwania i prawdopodobieństwem /osiągnięcia lub przewyższenia/ dokonano próby zbadania korelacji między tymi czynnikami w odniesieniu do wyników uzyskanych z poszczególnych stanowisk pomiarowych.

Aby określić rodzaj funkcji matematycznej, opisującej w/w zależność, odwzorowano graficznie zależność maksymalnego natężenia przepływu ścieków od czasu jego trwania dla różnych prawdopodobieństw /osiągnięcia lub przewyższenia/, oddzielnie dla każdego stanowiska pomiarowego / przykłady na rys. 7-9 do 7-11/. Stwierdzono na tej podstawie, co znajduje potwierdzenie w literaturze [50, 53], że najlepiej w/w zależności opisują równania wykładnicze.

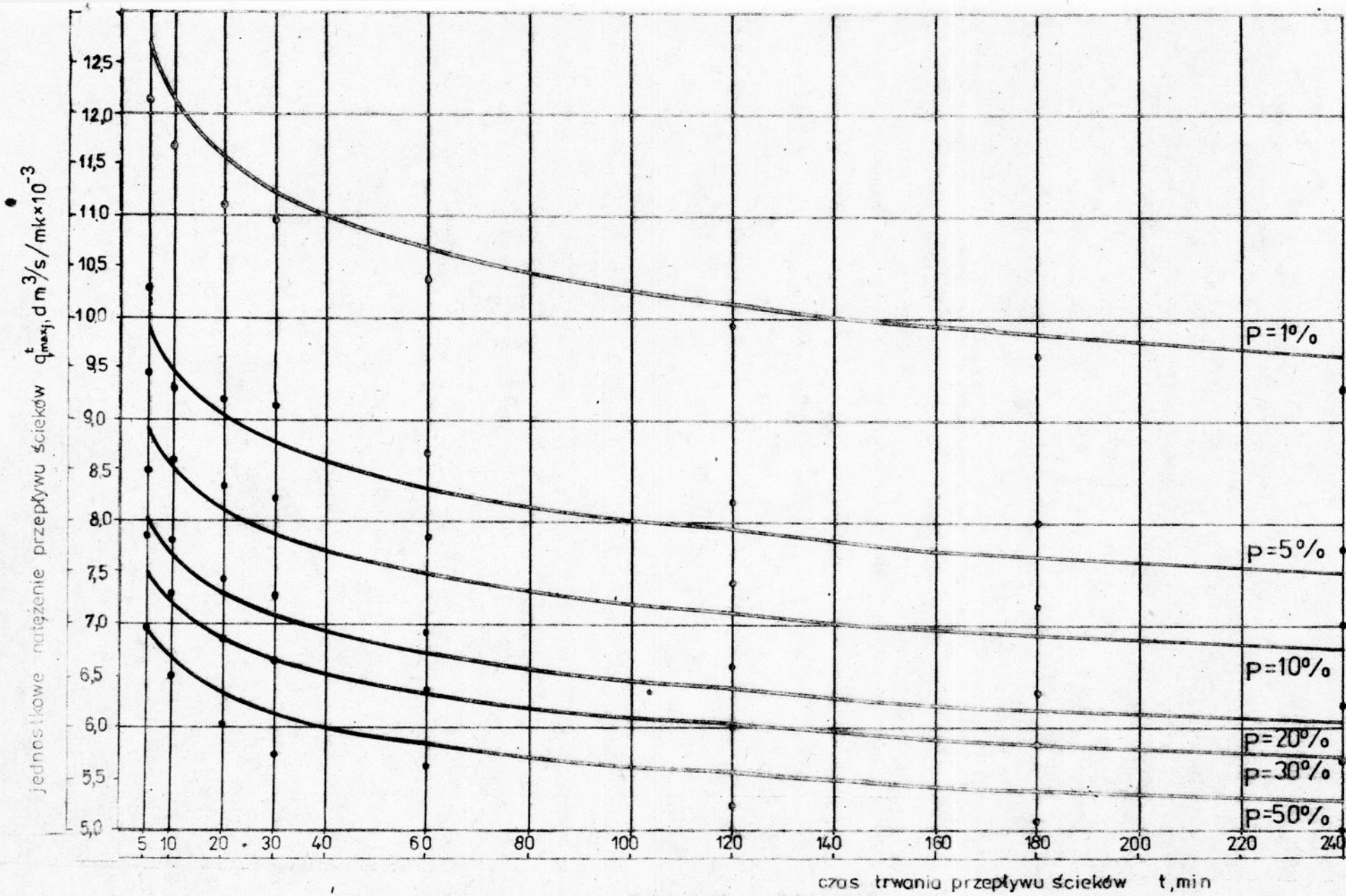
Wobec tego, że w poszczególnych punktach pomiarowych mierzono natężenia odpływu ścieków pochodzących od różnej liczby mieszkańców / tabela 4-1/, aby ułatwić porównanie otrzymanych wyników odniesiono je do jednego mieszkańca. W ten



RYS. 7-9 Wykresy zależności $q_{max}^t(p,t)$ w dniach roboczych. Stanowisko pomiarowe nr 1, okres całoroczny.



RYS. 7-10 Wykresy zależności $q_{\max}^t(p,t)$ w dniach wolnych od pracy i świątecznych.
 Stanowisko pomiarowe nr 1., okres jesienno-zimowy.



RYS. 7-11 Wykresy zależności $q_{max}^t(p,t)$ w dniach wolnych od pracy i świątecznych. Stanowisko pomiarowe nr 1, okres wiosenno-letni

sposób w miejsce natężenia odpływu ścieków /w dm^3/s / wprowadzono jednostkowe natężenia odpływu / dm^3/s mk/.

Wartość jednostkowego natężenia otrzymano dzieląc natężenie odpływu przez liczbę mieszkańców, od której ten odpływ pochodził.

Zatem zależność jednostkowego maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków $q_{\text{max},j}^{\text{mk}}$, t, p od czasu trwania odpływu t /w granicach od 5 do 240 min/ i od prawdopodobieństwa przewyższenia p /w granicach od 1 do 50 %/ można opisać za pomocą następującej funkcji wykładniczej.

$$q_{\text{max},j}^{\text{mk}} /t,p/ = A_1 \cdot t^{n_1} \cdot p^{m_1} \quad /\text{dm}^3/\text{s} \text{ mk}/ \quad /7-9/$$

Funkcja ta aproksymuje kwantyle maksymalnych w ciągu doby natężeń odpływu ścieków poszczególnych grup dni i okresów roku zestawione w tabeli 7-1, po przeliczeniu ich na kwantyle jednostkowego maksymalnego natężenia odpływu ścieków. Kwantyle te obliczone dzieląc wartość kwantyli maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków przez odpowiednie liczby mieszkańców, przyporządkowane poszczególnym stanowiskom pomiarowym.

Równanie 7-9 może być wykorzystane jedynie dla każdego stanowiska pomiarowego oddzielnie.

Dla wszystkich stanowisk pomiarowych ustawiono w rezultacie po 3 równania wykładnicze /typu 7-9/ o różnych wartościach parametrów A_1 , m_1 , n_1 , przy czym za kryterium przyjęto minimalną sumę kwadratów odchyleń kwantyli jednostkowego maksymalnego natężenia odpływu ścieków od odpowiadających im wartości obliczonych na podstawie zależności 7-9. Wartości para-

metrów A_1 , m_1 , n_1 , zestawiono w tabeli 7-2.

Graficznym odwzorowaniem zależności 7-9 są aproksymacyjne krzywe wykładnicze wykreślone dla różnych prawdopodobieństw przewyższenia /przykłady na rys. 7-9 do 7-11/.

Podobną metodykę postępowania w odniesieniu do badań zużycia wody zastosowano w pracach [50] i [53].

Po przeanalizowaniu uzyskanych wyników stwierdzono, że największe wartości osiągają kwantyle $q_{\max, j}^{\text{nk}} / t, p /$ dni przedświątecznych i świątecznych w okresie wiosenno-letnim. Ponieważ do określania miarodajnych natężeń przepływu ścieków w przewodach sieci kanalizacyjnej, bierze się wartości maksymalnych natężeń przepływu, w dalszym opracowaniu wzięto pod uwagę tylko wartości kwantyli z dni przedświątecznych i świątecznych z okresu wiosenno-letniego.

Z danych zamieszczonych w tabeli 7-1 oraz przedstawionych na rysunkach 7-9 do 7-11 wynika, że maksymalne w dobie natężenie przepływu ścieków, niezależnie od prawdopodobieństwa, okresu roku i dnia tygodnia maleje wraz ze wzrostem jego czasu trwania. Najszybciej maleje ono w przedziale czasu od 5 do 60 minut. Wraz ze zmniejszaniem się wartości prawdopodobieństwa /osiągnięcia lub przewyższenia/ niezależnie od okresu roku i dnia tygodnia, jednostkowe maksymalne natężenie odpływu ścieków osiąga większe wartości /dla tych samych czasów trwania odpływów/, przy czym wzrost ten jest nieproporcjonalny.

W tabeli 7-3 zestawiono maksymalne, średnie i minimalne błędy aproksymacji w odniesieniu do poszczególnych stanowisk pomiarowych. Średnie względne błędy aproksymacji dla wszystkich stanowisk pomiarowych w dniach przedświątecznych i

Tabela 7-2.

Wyniki obliczeń parametrów równania $q_{\max_j}^{nk} / t, p /$

Lp.	Numer stancji	Okres roku	Rodzaj dni	wartość parametrów równania / 7-9 /			Współczynnik korelacji
				A	-n ₁	-n ₂	
1.	1	cały rok	robotnicze	0,012620	0,08993	0,14421	0,98405
2.		jesiennie-zimowy	przedśw.i św.	0,013883	0,11006	0,13756	0,98734
3.		wiosennie-letni	przedśw.i św.	0,014414	0,07361	0,15363	0,98102
4.	2	cały rok	robotnicze	0,018514	0,09013	0,14314	0,98569
5.		jesiennie-zimowy	przedśw.i św.	0,020084	0,08540	0,14814	0,98498
6.		wiosennie-letni	przedśw.i św.	0,020573	0,09748	0,12645	0,98946
7.	3	jesiennie-zimowy	przedśw.i św.	0,009488	0,07708	0,13518	0,98148
8.		wiosennie-letni	przedśw.i św.	0,010458	0,08364	0,14006	0,98437
9.	4	wiosennie-letni	przedśw.i św.	0,016136	0,07843	0,16669	0,98352
10.	5	wiosennie-letni	przedśw.i św.	0,030670	0,15841	0,16401	0,98525
11.	6	wiosennie-letni	przedśw.i św.	0,008949	0,01265	0,08532	0,98703
12.	7	wiosennie-letni	przedśw.i św.	0,006893	0,01235	0,07038	0,98319

Tabela 7-3.

Zestawienie maksymalnych, średnich i minimalnych błędów aproksymacji
kwantyli $q_{\max, j}^{\text{mk}} / t, p /$

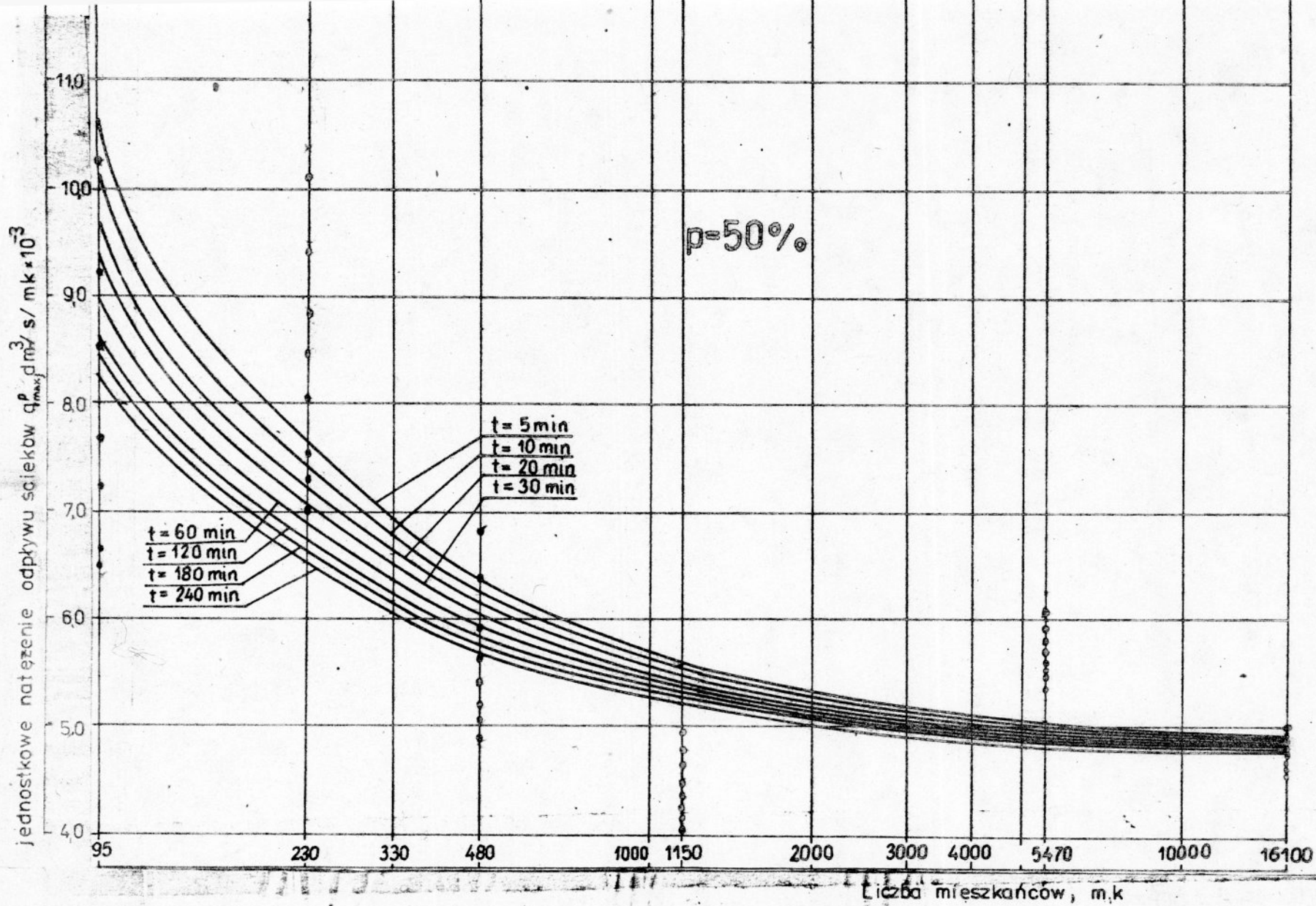
Lp.	Numer stanowiska	Okres roku	Rodzaj dni	Błąd aproksymacji, %		
				maksymalny	średni	minimalny
1.	1	cały rok	robocze	6,811	3,231	-0,067
2.		jesiennie-zimowy	przedśw. i św.	-6,941	3,137	0,230
3.		wiosennie-letni	przedśw. i św.	-11,987	3,411	-0,151
4.	2	cały rok	robocze	-7,518	3,184	0,036
5.		jesiennie-zimowy	przedśw. i św.	-10,398	3,126	-0,046
6.		wiosennie-letni	przedśw. i św.	7,686	2,414	0,027
7.	3	jesiennie-zimowy	przedśw. i św.	-8,624	3,142	0,114
8.		wiosennie-letni	przedśw. i św.	-11,884	3,103	0,017
9.	4	wiosennie-letni	przedśw. i św.	-10,331	3,320	0,335
10.	5	wiosennie-letni	przedśw. i św.	-9,495	4,041	0,004
11.	6	wiosennie-letni	przedśw. i św.	-5,135	1,511	0,050
12.	7	wiosennie-letni	przedśw. i św.	-3,618	1,418	-0,038

świętecznych w okresie wiosenno-letnim wahają się od 2,41 % do 4,04 %, a maksymalne osiągają wartość 11,98 %.

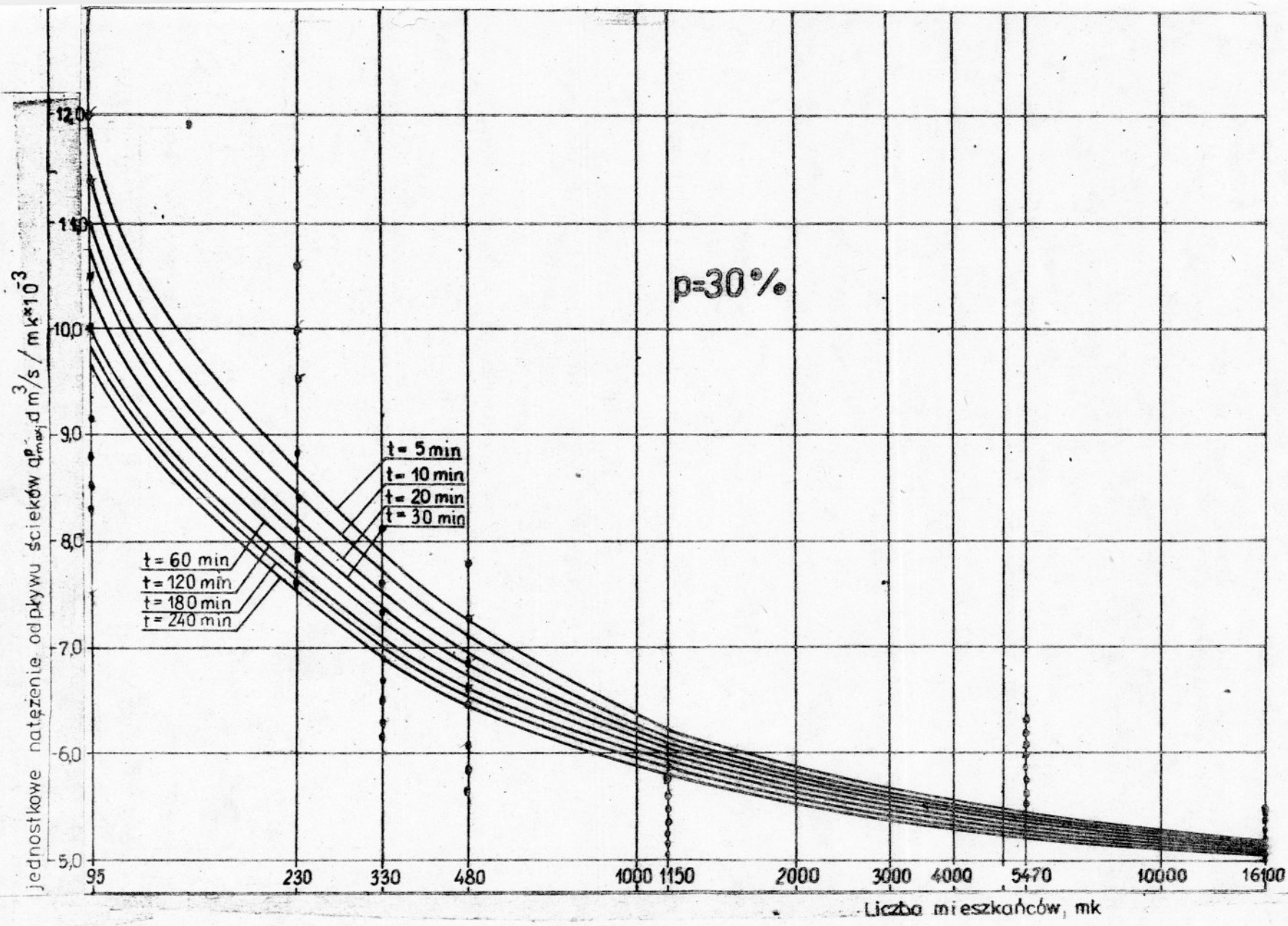
Wyniki zestawione w tabeli 7-3 wykazują, że dla wszystkich stanowisk pomiarowych w dniach przedświętecznych i świętecznych w okresie wiosenno-letnim /uzyskane wyniki z tego okresu użyto do dalszego opracowania/, średnie względne błędy aproksymacji nie przekraczają 5 %.

7.3. Zależność między jednostkowym maksymalnym w ciągu doby natężeniem odpływu ścieków a czasem jego trwania i liczbą mieszkańców dla różnych wartości prawdopodobieństw osiągnięcia lub przewyższenia.

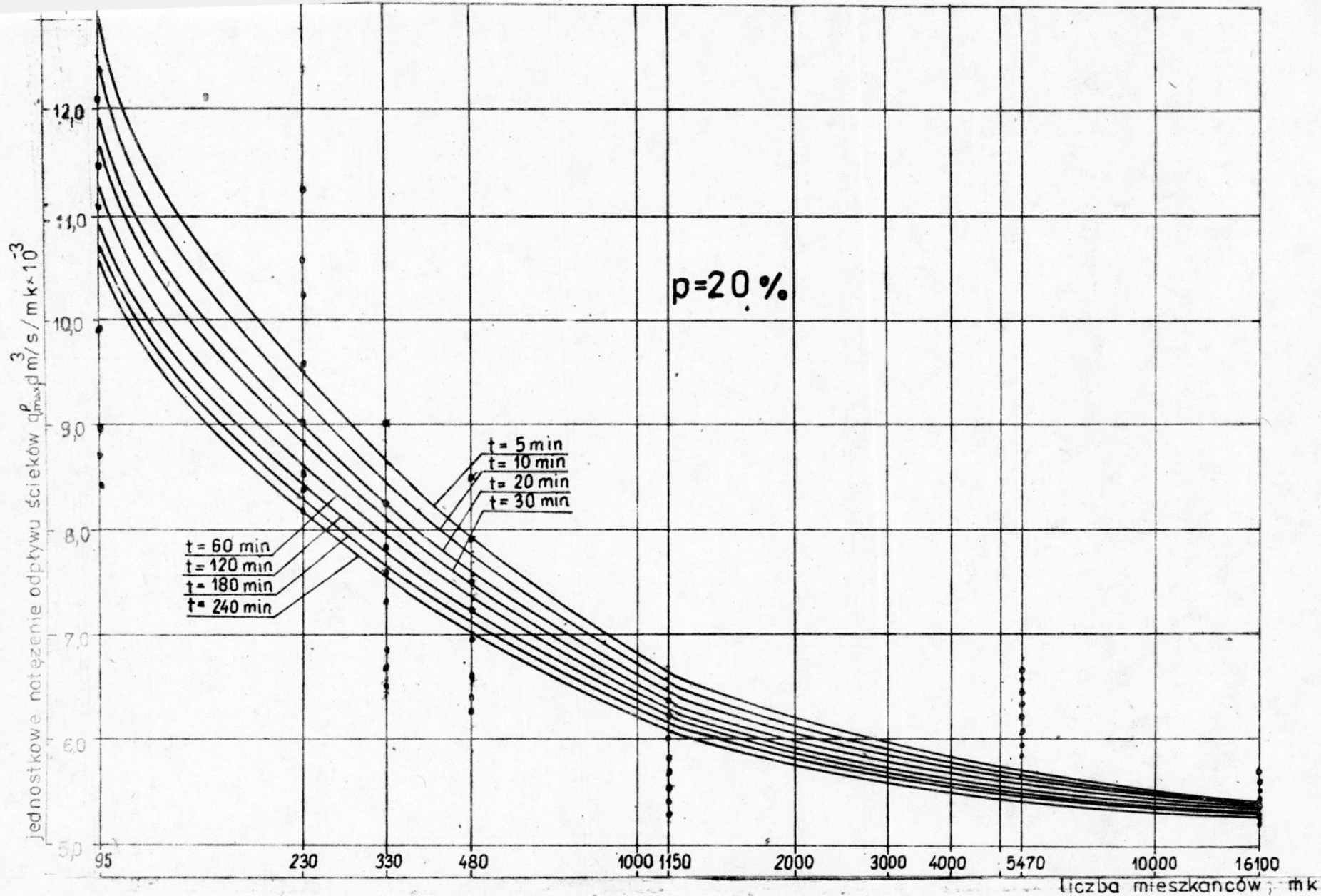
Analiza wyników doprowadziła do wniosku, że może istnieć statystycznie istotne zależność również między maksymalnym w ciągu doby natężeniem odpływu ścieków a czasem jego trwania i liczbą mieszkańców oraz prawdopodobieństwem osiągnięcia lub przewyższenia. Skłoniło to do podjęcia próby zbadania korelacji między tymi czynnikami. Aby dobrać odpowiednią funkcją matematyczną opisującą wspomnianą zależność, odwzorowano graficznie zależności jednostkowego maksymalnego natężenia odpływu ścieków od liczby mieszkańców i różnych czasów trwania odpływu oddzielnie dla poszczególnych, przyjętych, prawdopodobieństw osiągnięcia lub przewyższenia /przykłady na rys. 7-12 do 7-17/. Stwierdzono, że wykresy rozważanych zależności są podobne do opisanych w punkcie 7.2 tzn., że można je opisać również równaniami wykładniczymi podobnego typu:



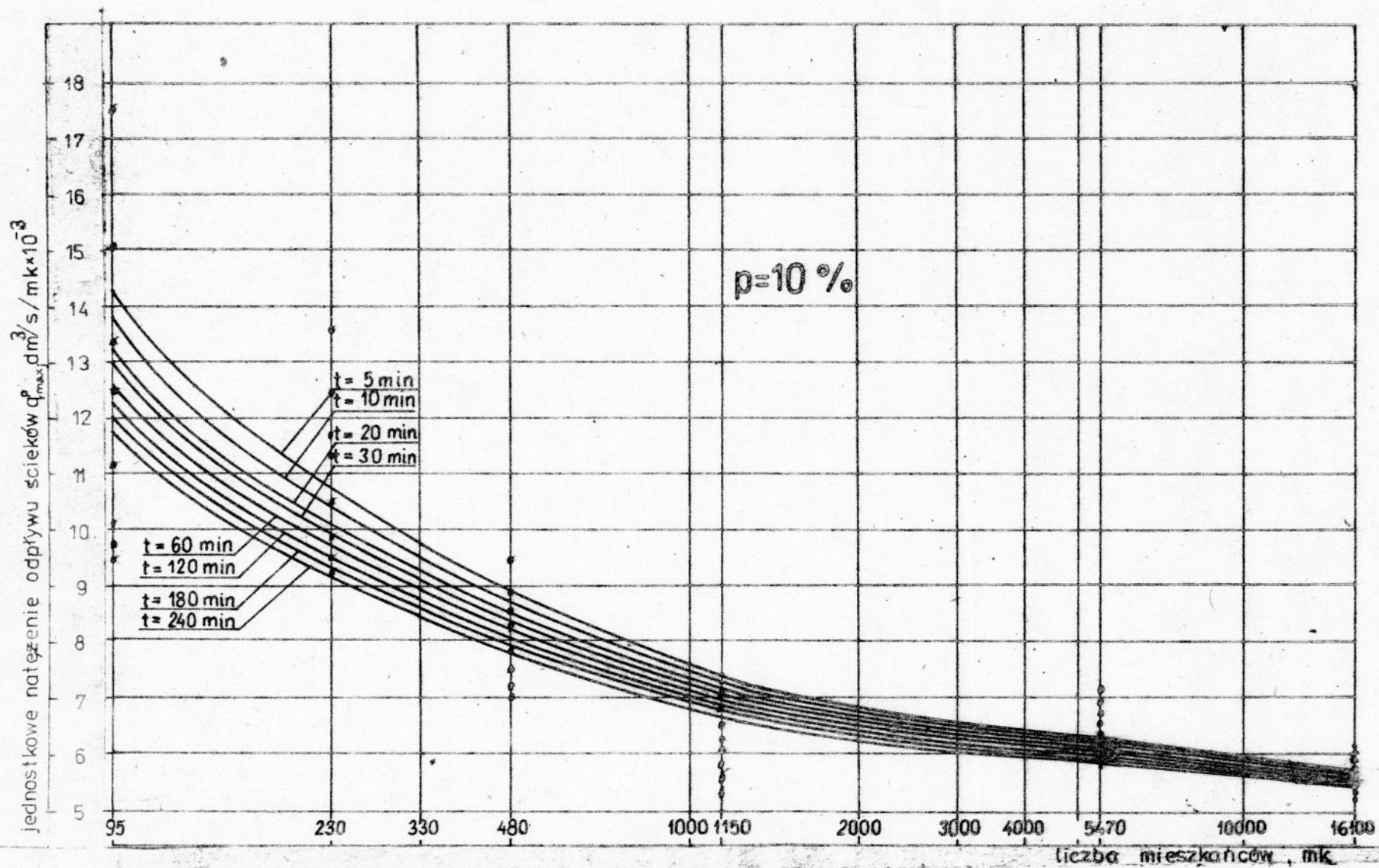
RYS. 7-12 Wykresy zależności $q_{max}^p(t, m.k)$ w dniach wolnych od pracy i świątecznych.
 Prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia $p=50\%$, okres wiosenno-letni.



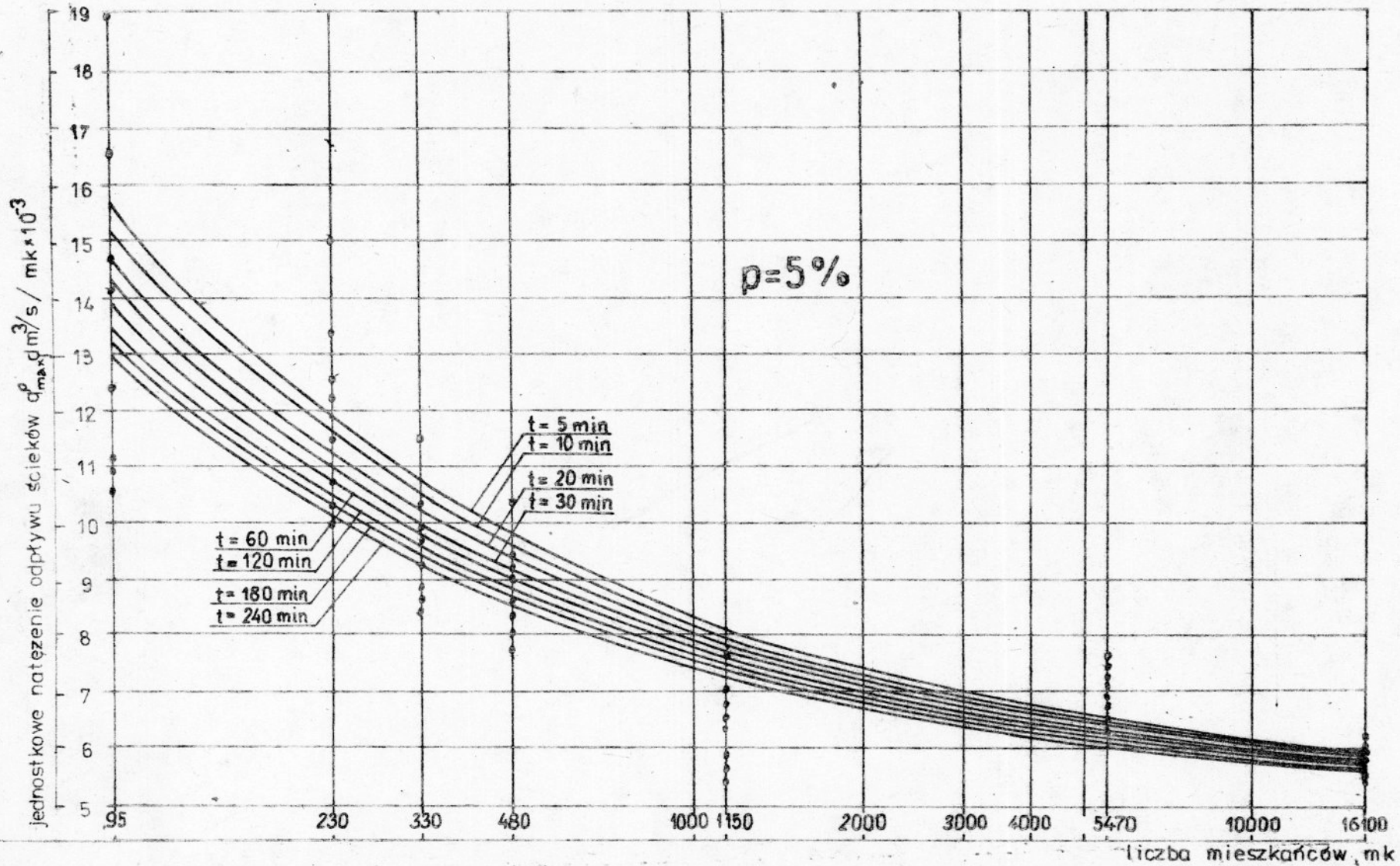
RYS 7-13 Wykresy zależności $q_{max}^p(t, mk)$ w dniach wolnych od pracy i świątecznych. Prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia $p=30\%$, okres wiosenno-letni.



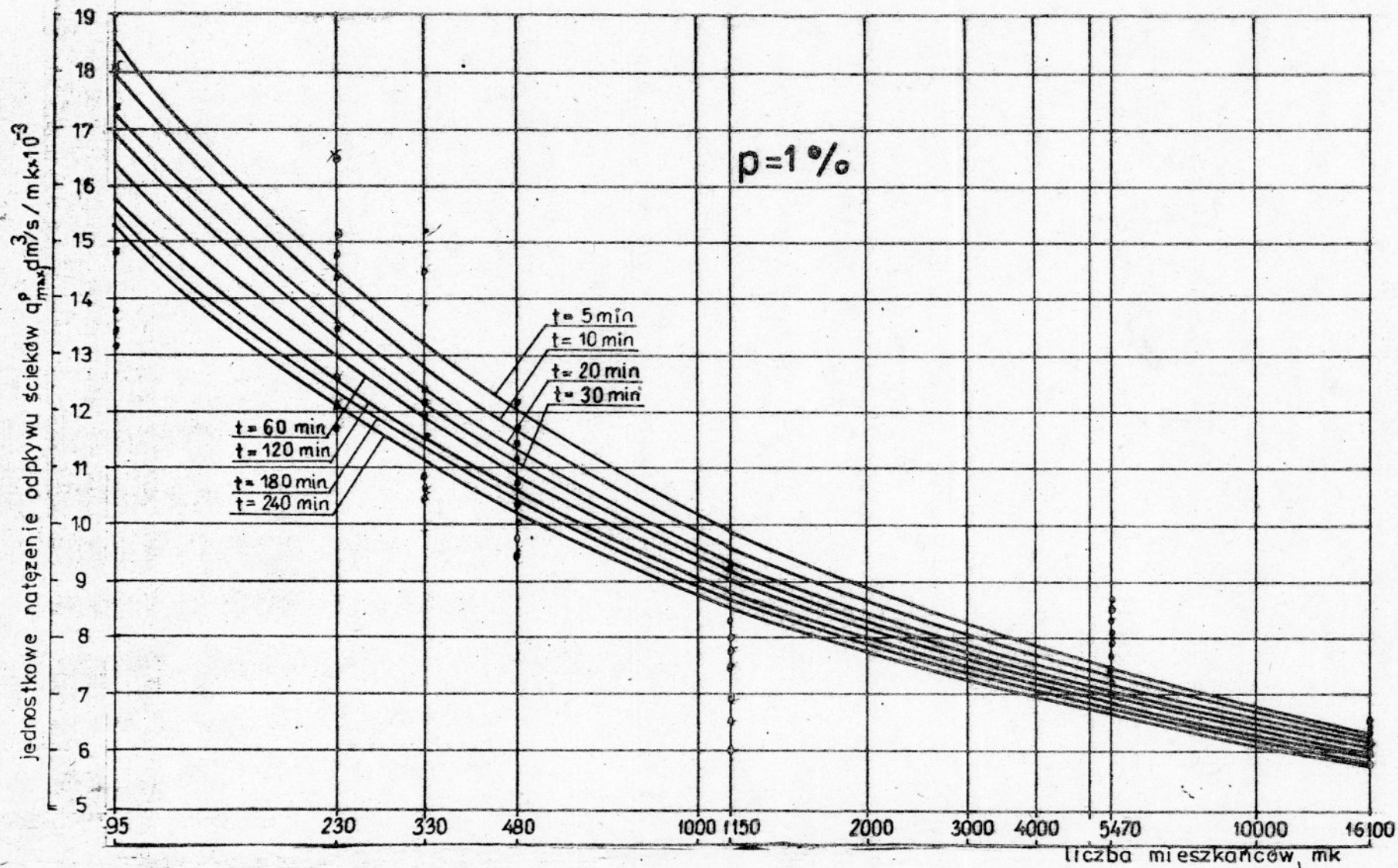
RYS. 7-14 Wykresy zależności $q_{\max}^p(t, mk)$ w dniach wolnych od pracy i świątecznych. Prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia $p=20\%$, okres wiosenno-letni.



RYS. 7-15 Wykresy zależności $q_{max}^p(t, mk)$ w dniach wolnych od pracy i świątecznych. Prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia $p=10\%$,okres wiosenno-letni.



RYS. 7-16 Wykresy zależności $q_{\max}^p(t, mk)$ w dniach wolnych od pracy i świątecznych.
 Prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia $p=5\%$, okres wiosenno-letni.



RYS. 7-17 Wykresy zależności $q_{\max}^p(t, \text{mk})$ w dniach wolnych od pracy i świątecznych. Prawdopodobierstwo osiągnięcia lub przewyższenia $p=1\%$, okres wiosenno-letni.

$$q_{\max, j}^D / t, mk / = A_2 \cdot B \cdot t^{m_2} \cdot mk^{n_2} / dm^3 / s mk / \quad /7-10/$$

gdzie:

$q_{\max, j}^D / t, mk /$ - maksymalne jednostkowe natężenie odpływu ścieków, $dm^3 / s mk$,

t - czas trwania odpływu maksymalnego natężenia /od 5 do 240 minut/, min,

mk - liczba mieszkańców /od 95 do 16100/,

A_2, m_2, n_2 - parametry, których wartości liczbowe określono metodą najmniejszych kwadratów.

Funkcja /7-10/ aproksymuje kwantyle jednostkowych natężeń odpływu ścieków zestawionych w tabeli 7-1.

Funkcja 7-10 opisuje zatem zależność jednostkowego maksymalnego natężenia odpływu ścieków od czasu trwania odpływu /od 5 do 240 min./ i liczby mieszkańców /w zakresie od 95 do 16100 mk/ dla prawdopodobieństw osiągnięcia lub przewyższenia $p = 1, 5, 10, 20, 30, 50 \%$. Dla każdego z wymienionych prawdopodobieństw ustawiono po jednym równaniu wykładniczym o różnych wartościach parametrów A_2, B, m_2, n_2 . Wartości tych parametrów określano przyjmując minimalną sumę kwadratów odchyłek kwantyli jednostkowego maksymalnego natężenia odpływu ścieków od odpowiadających im wartości obliczonych na podstawie równania wykładniczego 7-10.

Ponieważ jednak średnie błędy aproksymacji były dość duże 11,5-17 %, dlatego podjęto próbę aproksymacji innymi typami równań, które zamieszczono w tabeli 7-4. Obliczeń dokonano na BMC., wykorzystując opracowane w Instytucie

Tabela 7-4.

Zestawienie równań aproksymujących kwantyle jednostkowych maksymalnych wartości odpływu ścieków dla danych prawdopodobieństw $p = 1 \div 50 \%$.

Lp.	Typ równania	Błąd średni dla $p=1 \div 50 \%$	Współczynnik korelacji r dla $p=1 \div 50 \%$
	$dm^3/s \cdot mk$	%	
1.	$q_{max,1}^p / t, mk / = B + A_3 \cdot t^{m_3} \cdot mk^{n_3}$	10,97 ÷ 13,77	0,93 ÷ 0,82
2.	$q_{max,1}^p / t, mk / = B_1 + A_4 / \ln t /^{m_4} \cdot \ln /mk /^{n_4}$	13,81 ÷ 17,70	0,90 ÷ 0,75
3.	$q_{max,1}^p / t, mk / = B_2 + A_5 / \frac{1}{\ln t} /^{m_5} \cdot / \frac{1}{\ln mk} /^{n_5}$	14,54 ÷ 18,19	0,89 ÷ 0,73
4.	$q_{max,1}^p / t, mk / = B_3 + A_6 / \frac{1}{\ln t / 2} /^{m_6} / \frac{1}{\ln mk / 2} /^{n_6}$	14,88 ÷ 18,39	0,88 ÷ 0,72
5.	$q_{max,1}^p / t, mk / = B_5 + A_8 t^{m_7} + C mk^{m_7}$	11,13 ÷ 14,32	0,93 ÷ 0,81
6.	$q_{max,1}^p / t, mk / = B_6 + A_9 / \frac{1}{t} /^{m_8} + / \frac{1}{mk} /^{n_8}$	16,20 ÷ 19,30	0,84 ÷ 0,64

Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej programy aproksymujące zamieszczone w tabeli 7-4 równania. Analiza błędów aproksymacji wykazała, że najlepsze przybliżenie daje równanie nr 1 typu:

$$q_{\max_j}^p / t, mk / = B + A_3 \cdot t^{m_3} \cdot mk^{n_3} / dm^3/s mk / \quad /7-11/$$

gdzie:

$q_{\max_j}^p / t, mk /$ - maksymalne jednostkowe natężenie odpływu ścieków dla danego prawdopodobieństwa, $dm^3/s mk$,

t - czas trwania odpływu maksymalnego natężenia od 5 do 240 minut, min,

mk - liczba mieszkańców /od 95 do 16100/,

B, A_3, m_3, n_3 - parametry, których wartości liczbowe określono metodą najmniejszych kwadratów.

Funkcja /7-11/ aproksymuje kwantyle jednostkowych natężeń odpływu ścieków oraz opisuje zależność tych kwantyli od czasu trwania odpływu /od 5 do 240 min/ i liczby mieszkańców w zakresie od 95 do 16100 mk dla prawdopodobieństw osiągnięcia lub przewyższenia $p = 1, 5, 10, 20, 30, 50 \%$. Dla każdego z wymienionych prawdopodobieństw ustawiono po jednym równaniu wykładniczym o różnych wartościach parametrów $B,$

A_3, m_3, n_3 .

Wartości tych parametrów określano przyjmując minimalną sumę kwadratów odchylenia kwantyli jednostkowego maksymalnego natężenia odpływu ścieków od odpowiadających im wartości, obliczonych na podstawie równania wykładniczego /7-11/

Wartości parametrów B , A_3 , m_3 , n_3 zestawiono w tabeli 7-5. Graficznym odwzorowaniem zależności 7-11 są aproksymacyjne krzywe wykładnicze, wykreślone dla różnych czasów trwania przepływu przy prawdopodobieństwach osiągnięcia lub przekroczenia $p=1$ 5, 10, 20, 30, 50 % zamieszczone na rysunkach 7-12 do 7-17.

Z danych zamieszczonych w tabeli 7-5 oraz na rysunkach 7-12 do 7-17 wynika, że jednostkowe maksymalne w ciągu doby natężenia przepływu ścieków, niezależnie od czasu trwania przepływu /dla wszystkich prawdopodobieństw/ maleje wraz ze wzrostem liczby mieszkańców. Przy czym maleje ono najszybciej w przedziale liczby mieszkańców od 95 do około 500, wolniej w przedziale liczby 500-1000 mk, a najwolniej w przedziale 5500 do 16100 mk. Wraz ze zwiększaniem się czasu trwania przepływu /niezależnie od prawdopodobieństwa osiągnięcia lub przewyższenia/ jednostkowe maksymalne w ciągu doby natężenie przepływu ścieków dla danej liczby mieszkańców maleje nieproporcjonalnie /najszybciej w zakresie liczby mieszkańców od 95 do około 1000/. W tabeli 7-5 zestawiono również średnie błędy i współczynniki korelacji dla poszczególnych prawdopodobieństw osiągnięcia lub przewyższenia. Średnie względne błędy aproksymacji dla podanych prawdopodobieństw wahają się od 10,97 % do 13,77 %.

7.4. Zależność między jednostkowym maksymalnym w ciągu doby natężeniem odpływu ścieków, czasem jego trwania, liczbą mieszkańców i prawdopodobieństwem osiągnięcia lub przewyższenia.

Wobec tego, że jak przedstawiono to w rozdziale 7.2 i 7.3 istnieje statystycznie istotna zależność między jednostkowym

Tabela 7-5.

Wyniki obliczeń parametrów równania $q_{\max, j}^D / t, \text{mk} /$

Lp.	Prawdopodobieństwo nieprzewyższenia p / % /	Okres roku	Rodzaj dni	Wartość parametrów równania /7-10/				Współ- czynnik kore- lacji r	Średni błąd aprok- symacji %
				B	A ₃	-m ₃	-n ₃		
1.	50	wiossenno- letni	przedświąteczne i świąteczne	0,0048	0,2811	0,1314	0,8024	0,8156	13,77
2.	30	wiossenno- letni	przedświąteczne i świąteczne	0,0050	0,1864	0,1013	0,6860	0,8517	12,17
3.	20	wiossenno- letni	przedświąteczne i świąteczne	0,0050	0,1518	0,0918	0,6280	0,8714	12,05
4.	10	wiossenno- letni	przedświąteczne i świąteczne	0,0051	0,1308	0,0811	0,5472	0,8953	11,28
5.	5	wiossenno- letni	przedświąteczne i świąteczne	0,0050	0,1122	0,0749	0,4902	0,9094	11,02
6.	1	wiossenno- letni	przedświąteczne i świąteczne	0,0043	0,0895	0,0669	0,3802	0,9299	10,97

maksymalnym w ciągu doby natężeniem odpływu ścieków, a czasem trwania przepływu i prawdopodobieństwem osiągnięcia lub przewyższenia oraz między tym natężeniem, a czasem trwania przepływu i liczbą mieszkańców, dokonano próby zbadania korelacji wielokrotnej między jednostkowym maksymalnym w ciągu doby natężeniem odpływu ścieków q_{\max_j} , a czasem trwania odpływu t , liczbą mieszkańców mk i prawdopodobieństwem osiągnięcia lub przewyższenia p zgodnie z relacją:

$$q_{\max_j} / t, mk, p / = A_{10} \cdot t^{40} \cdot mk^{10} \cdot p^k / \text{dm}^3/\text{s}/\text{mk} / \quad /7-12/$$

Współczynniki regresji krzywoliniowej /do równania 7-12/ obliczono na E.M.C. wykorzystując opracowany w Instytucie Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej program WADO wyznaczający parametry równania /7-12/ metodą najmniejszych kwadratów.

Przyjęcie wykładniczej postaci równania /7-12/, wynikało stąd, że równania /7-9/ i /7-11/ dość dobrze opisywały zależności między jednostkowym maksymalnym w ciągu doby natężeniem odpływu ścieków a czasem trwania i prawdopodobieństwem osiągnięcia lub przewyższenia oraz między tym natężeniem a czasem trwania przepływu i liczbą mieszkańców. Wartości średnich błędów aproksymacji tymi równaniami wynoszą od 2,41 do 13,77 % a współczynniki korelacji i wielokrotnej są większe od 0,815. Aproksymowano zatem kwantyle maksymalnych w ciągu doby natężeń odpływu ścieków wg wzoru 7-12 dla dni wolnych od pracy i świątecznych w okresie wiosenno-letnim /zestawione w tabeli 7-1/ po przeliczeniu ich na kwantyle jednostkowego maksymalnego natężenia odpływu ścieków.

Otrzymana wartość współczynników aproksymacji kwantyli q_{\max_j} /t,mk,p/ dla równania /7-12/ wynoszą:

$$A_{10} = 0,03306$$

$$m_{10} = -0,07379$$

$$n_{10} = -0,12941$$

$$k = -0,12951$$

Średni błąd aproksymacji wynosi 14,63 %, a współczynnik korelacji 0,89.

Wprowadzając współczynniki aproksymacji do równania /7-12/ otrzymamy szczegółową jego postać:

$$q_{\max_j} /t,mk,p/ = 0,03306 \cdot t^{-0,07379} \cdot mk^{-0,12941} \cdot p^{-0,12951} \quad /7-13/$$

Wzór 7-13 aproksymuje dość dokładnie w/w kwantyle jednostkowego maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków. Określa zatem probabilistyczny model jednostkowego maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków z wielorodzinnych budynków mieszkalnych i osiedli mieszkaniowych o współczesnym standardzie wyposażenia sanitarnego o czasie trwania w zakresie od 5 do 240 min. liczbie mieszkańców w zakresie od 95 do 16100 i prawdopodobieństwie osiągnięcia lub przewyższenia w granicach od 1 do 50 %. Wzór /7-13/ ujmuje jednocześnie retencję kanałową osiedlowej sieci kanalizacji bytowo-gospodarczej ułożonej z minimalnymi spadkami, przy typowej gęstości zabudowy nowowybudowanych osiedli.

8. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W prezentowanej rozprawie opracowano probabilistyczny

model maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków z budynków wielorodzinnych i osiedla mieszkaniowego o współczesnym standardzie wyposażenia sanitarnego. Model ten został sformułowany na podstawie wyników pomiarów natężenia przepływu ścieków w czynnej sieci kanalizacji bytowo-gospodarczej w osiedlu Nowy Dwór we Wrocławiu i obejmował odpływ ścieków z budynków mieszkalnych i osiedla mieszkaniowego o zaludnieniu w zakresie od 95 do 16100 osób. Odnosi się on zatem do typowych nowobudowanych osiedli mieszkaniowych w Polsce, składających się w wielorodzinnych i wielokondygnacyjnych budynków.

Model ten może być zaproponowany do określania tzw. miarodajnego natężenia przepływu ścieków bytowo-gospodarczych, stanowiącego podstawę do wymiarowania wielkości przekrojów przewodów kanalizacyjnych i projektowania innych elementów systemu odprowadzania ścieków bytowo-gospodarczych. Podobny model dotyczący zużycia wody zaprezentowano w pracach [50, 53].

W rozprawie wykazano, że istnieje zależność matematyczna liczbowych wartości jednostkowego maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków od czasu trwania tego odpływu, liczby mieszkańców, użytkowników kanalizacji oraz przyjmowanego prawdopodobieństwa ich wystąpienia lub przewyższenia.

Przedstawione w dysertacji wyniki badań pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Natężenie odpływu ścieków może być rozpatrywane jako zmienna losowa jednostronnie ograniczona, dlatego przy jego analizie można korzystać z metod rachunku prawdopodobieństwa, analogicznie jak przy natężeniu zużycia wody [50, 53].
2. Uzyskane wyniki dotyczą wielorodzinnych budynków mieszkal-

- nych o współcześnie powszechnie stosowanym standardzie wyposażenia sanitarnego mieszkań, odpowiadającym 7 klasie wg WTP MGK [69] lub 1 klasie wg Wytycznych IKS [68], przy liczbie mieszkańców w granicach 95 do 16100. W innych warunkach uzyskane zależności mogą mieć inny przebieg.
3. Maksymalne w ciągu doby natężenia odpływu ścieków zależą od liczby mieszkańców-użytkowników kanalizacji, od czasu trwania odpływu a także od wielkości prawdopodobieństwa osiągnięcia lub przewyższenia tego natężenia.
 4. Maksymalne w ciągu doby natężenie odpływu ścieków maleje wraz ze wzrostem czasu trwania odpływu i prawdopodobieństwa jego osiągnięcia lub przewyższenia.
 5. Maksymalne w ciągu doby natężenie odpływu ścieków, a więc miarodajne do projektowania sieci kanalizacyjnej, występuje w dniach przedświątecznych i świątecznych w okresie wiosenno-letnim.
 6. Przedstawiony model matematyczny maksymalnego w ciągu doby natężenia odpływu ścieków zawiera w sobie wpływ retencji kanałowej osiedlowej sieci kanalizacyjnej, budowanej w terenie płaskim lub o małych spadkach.

Przedstawiony w rozprawie wynik prac stanowi pierwszy etap programu badań natężenia odpływu ścieków mających na celu:

- opracowanie metodyki i zakresu badań poprzedzających projektowanie systemu odprowadzania ścieków i stanowiących podstawę racjonalnej eksploatacji takiego systemu,
- opracowanie nowej metodyki określania miarodajnych natężeń odpływu ścieków bytowo-gospodarczych z miast dla potrzeb projektowania systemów usuwania ścieków.

LITERATURA

- [1] Amory W., Peak demands: Planning is prescribed. Water and Wastes Engineering, 1973, nr 11.
- [2] Andrjašev M.M., Rasč^čet vodoprovodnych setej s učetom koefficiéntov časovoj neravnornosti vodopotreblenija, Vodostob. i Sanit. Techn., 1974, nr 11.
- [3] Babbit H.E. i in., Water supply engineering, N.York 1962.
- [4] Benjamin J.R., Cornell C.A., Rachunek prawdopodobieństwa, statystyka matematyczna i teoria decyzji dla inżynierów, WNT, Warszawa 1977.
- [5] Bielecki K. i inni. Wstępne wyniki badań nierównomierności występowania dobowych i godzinowych rozbiórów wody. Pr. nauk. Inst. Inż. Ochr. Środow. PWr. nr 37, Konferencje nr 6, Wrocław 1975.
- [6] Błaszczak W., Kanalizacja, tom I, Arkady, Warszawa 1974.
- [7] Bogaczewicz S. i in., Analiza wpływu czynników meteorologicznych na wielkość dobowego zużycia wody. Pr. nauk. Inst. Inż. Ochr. Środ. PWr. nr 37, Konferencje nr 6, Wrocław 1975.
- [8] Bogaczewicz S., Siwoń Z., Statystyczne badania maksymalnego zużycia wody w miastach, Materiały na II Sympozjum Naukowo-Techniczne nt. "Problemy inżynierii środowiska na tle aktualnych potrzeb Łódzkiego Województwa Miejskiego, Łódź 1979.

- [9] Beque S.M., Trends in water use, J. Am. Wat. Works Ass, 1963, nr 5.
- [10] Bromberg F.L., Analiz grafikov nagruzki sistem vodocnabženija s pomošč, ju statističeskich metodov, Sbornik Avtomatika Telemechanika i vyčislitel'naja tehnika v gorodskom chozjajstve ONTI, AKCH, 1967.
- [11] Bromberg F.L., Statističeskie metody analiza i prognozirovaniya grafikov nagruzki sistem vodocnabženija, Vodocnab. i Sanit. Techn., 1969, nr 3.
- [12] Bylka H., Zygmanski F., Przyczynek do uporządkowania definicji współczynnika nierównomierności zużycia wody, Gaz Woda, 1973, nr 11.
- [13] Byczkowski A., Hydrologiczne podstawy projektowania budowli wodno-melioracyjnych. Przepływy ekstremalne. Państw. Wydaw. Rolnicze i Leśne, Warszawa 1972.
- [14] ✓ Byggnorm S., Foreskrifter och anvisinger anyaende installationer for valtenforsorjning och avloppion fastighet, Sztokholm 1976.
- [15] Cramer H., Metody matematyczne w statystyce, PWN, Warszawa 1958.
- [16] Dajani S.J., Marlok E.K., Optimal design of urban wastewater collection networks. Journal of the San. Eng. Div. 1972, SA6.
- [17] Desing and Construction of sanitary and storm sewers. WPCP Manual of Practice Nr 9, Washington 1969. -

- [18] Dimowski H., Ustanowjanije procentnitie kriwi na czasowo rozpriedelenije na bitowija ottok, priez dieneszczisto. Trudowie po Wodosnadjawanie Kanalizacija i Sanitarna Tiejchnika. Sofia 1973, tom. IX.
- [19] Dimowski H., Ustanowjawanije na koeficientitie na czasowo, diemenoszna u obszeza nierownomiernost na bitowite odpadezi wody. Trudowie po Wodosnadjawania Kanalizacija i Sanitarna Tiejchnika. Sofia 1974, tom X/2.
- [20] Farmer E., Appleyard V.A., Storage and distribution for peak loads, J.Am. wat. works Ass. 1962, nr 2.
- [21] Fedorow, Nowyje issledowanija i gidrawliczeskije reascioty kanalizacionnyh sietiej. Leningrad 1964.
- [22] Gabryszewski T., Wewnetrzne instalacje wodociagowe i kanalizacyjne. Arkady, Warszawa 1978.
- [23] Gejnic V.G., O normach i koeficientach neravnomernosti Chozajajstvennogo - pitevogo wodosnabzenija, Wodosnab. i Sanit. Tech., 1969, nr 10.
- [24] Gumbel E.J., Simplified Plotting of Statistical Observations, Trans. AGU, 1945.
- [25] Gumbel E.J., Statistical Theory of Droughts, Proc. ASCE, 1954.
- [26] Hazen A., Discussion on Probable Variations in Yearly Runoff, Trans, ASCE 1921.
- [27] Jacobitz K., Abwasseranfall der Industrie als Faktor der Stadtplanung GWF - Wasser/Abwasser 1975 H.7.
- [28] Kaczmarek Z., Efektywność estymacji przepływów maksymalnych

- o zadanym okresie powtarzalności, Arch. Hydrot., IV, 3, 1957.
- [29] Kaczmarek Z., Metody statystyczne w hydrologii i meteorologii. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1970.
- [30] Kaczmarek Z., Przedział ufności jako miara dokładności oszacowania prawdopodobnych przepływów powodziowych, Wiad. Służby Hydrol., VII, 4, 1960.
- [31] Kalinowski M., Metody określania odpływu ścieków miejskich. Materiały na Konferencje Naukowo-Techniczną PZ i TS nt. "Postęp techniczny w kanalizacji. Wrocław, 1977.
- [32] Kling A., Die Bedarfspitze 1967 der Wasserversorgung der Budeshauptstadt Wien, Oester. Wasserwirt. 1968, nr 20.
- [33] Lobačew P., Raschodimany dla system vodosnabženija i kanalizacii, Strojizdat. Moskwa 1976.
- [34] Majzels M.P., Problemy ustanovlenija normativov potreblenija wody na nuždy naselenija, Vodosnab. i Sanit. Techn. 1979, nr 11.
- [35] Mielcarzewicz B.W., Roman M., Analysis of water consumption, Twelfth International Water Supply Congress, Kyoto 1978.
- [36] Mielcarzewicz B.W., Siwoń Zb., Badania wielkości i nierównomierności zużycia wody w miastach, osiedlach i budynkach mieszkalnych. Materiały I Zjazdu Wodociągowców Polskich "Polwod" - 78", Łódź 1978.
- [37] Mielcarzewicz B.W., Siwoń Zb., Untersuchungen der Größe und Änderung des Wasserverbrauchs in Raum und Zeit, Wiss,

Zeitschrift der TU Dresden 26, 1977, nr 6.

- [38] Mielcarzewicz E.Wł., Siwoń Z., Untersuchungen der Korrelation zwischen den Faktoren die den tglischen Wasserverbrauch gestalten und der Grsse dieses Verbrauches, Wiss, Zeitschrift der TU Dresden 26, 1977, nr 6.
- [39] Mielcarzewicz E.Wł., Siwoń Z. i zespł, Badania zmiennoci zapotrzebowania na wod w czasie i przestrzeni, Cz I, II i III, Raporty Instytutu Inynierii Ochrony rodowiska PWr nr 142, Wrocaw 1975.
- [40] Mielcarzewicz E.Wł., Wartalski A., Badania rozkadu odpywu ścieków bytowo-gospodarczych z budynków mieszkalnych, Raport Instytutu Inżynierii Ochrony rodowiska PWr nr 31, Wrocław 1980.
- [41] Mordjasov M.A., Faktieskoje vodopotreblenje v ilinom fonde i ocenka reliiny neracionalnogo ispozovanija vody nasleniem. Vodospab. i Sanit. Tech., 1978, nr 11.
- [42] Monin L.F., Raset vodoprovodnych setej pri peremennom koefficiente asovoj neravnomernosti vodopotreblenija, Vodospab. i Sanit. Techn. 1974, nr 11.
- [43] Nowakowska-Błaszczyk A., Błaszczyk P., Wodociagi i kanalizacja w planowaniu przestrzennym. Arkady. Warszawa 1974.
- [44] Quraishi G.M., Dementic water use in Sweden, J.Am. Wat. Works Ass, 1963, nr 4.
- [45] Quraishi G.M., Water demand in Sweden, J. Am. Wat. Works Ass. 1962, nr 7.

- [46] Roman P., Zużycie wody w pięciu największych miastach w Polsce w latach 1960-1970, Gaz woda, 1974, nr 11.
- [47] Rynarzewski J., Zerdziński S., Wpływ audycji telewizyjnych na rozbiór wody wodociągowej na przykładzie m. Poznania, GWTS Nr 1, 1968 r.
- [48] Siciński A., wyposażenie sanitarno-techniczne budynków i zakładów, B:A, Warszawa 1956.
- [49] Sidorski K., Badania maksymalnego zużycia wody w budynkach i osiedlach mieszkalnych, rozprawa doktorska, Wrocław 1976 r.
- [50] Siwoń Z., Podstawy probabilistycznego modelowania zużycia i zapotrzebowania na wodę w miastach, Arch. hydrot., 1980 nr 3.
- [51] Siwoń Z., Cieżak J., Krótkoterminowe prognozowanie zapotrzebowania na wodę w miastach, Arch. hydrot., 1980, nr 3.
- [52] Siwoń Z., Mielcarzewicz E.Wł., Podstawy krótkoterminowego prognozowania wielkości dobowego zużycia wody w miastach, Materiały na VI Krajową Konferencję naukowo-Techniczną PZiTS nt. "Zagadnienia zaopatrzenia w wodę miast i wsi", Poznań 1978.
- [53] Siwoń Z., Bogaczewicz S., Cieżak J., Opracowanie metod prognozowania zapotrzebowania na wodę w aglomeracji miejsko-przemysłowej. Etap I i II, Raporty Instytutu Inżynierii Ochr. Środ. PWr. Serii SPR nr 26/79 i 6/80. Wrocław 1979, 1980.

- [54] Smirnow N.W., Kurs rachunku prawdopodobieństwa i statystyki matematycznej dla zastosowań technicznych, PWN, Warszawa 1973.
- [55] Sroczyński J., Wahania zużycia wody wodociągowej w osiedlach wiejskich woj. krakowskiego, Materiały na Konferencję Naukową IMUZ, Falenty 1975.
- [56] Struckmeier P.H., Untersuchungen über die Witterungsabhängigkeit des Wasserverbrauchs, Gas u. Wasserfach Wasser/Abwasser, 1975, nr 2.
- [57] Suligowski Z., Matematyczne modelowanie zużycia wody, Gaz Woda, Technika Sanitarna, 1980, nr 4.
- [58] Suligowski Z., Zużycie wody w gospodarstwach domowych Arch.hydrot., 1978, nr 2.
- [59] Supersperg H., Statistische Methoden in der Siedlungswasserwirtschaft, Oesterr. Wasserwirt., 1963, nr 7/8.
- [60] Tkaczukowa B., Zużycie, nierównomierność i straty wody w gospodarstwach domowych, Zeszyty Naukowe IGK nr 35, Warszawa 1973.
- [61] Turczyn J. i inni; Zużycie wody w gospodarstwach domowych w zależności od ich struktury demograficznej, Gaz Woda 1970, nr 6.
- [62] Triebel W.D., Lehr-und Handbuch der Abwasser Technik, Band I, Verlag von Wilhelm Ernst, Berlin-München-Düsseldorf, 1973.
- [63] Troskoleński A., Hydromechanika techniczne tom 2, PWT, Warszawa 1973.

- [64] Volk W., Statystyka stosowana dla inżynierów, W.N.T., Warszawa 1973.
- [65] Watson K.S., Water requirements of dishwashers and food waste disposers, J. Am. Wat. Works, Ass., 1963, nr 5.
- [66] Wenzel H., Meter for sewer flow easurement. Journal of the hydraulic division, styczeń 1975.
- [67] Wunsch. W., Tuppeck F., Plett H., Uhtersuchungen über den Einfluss der Aussentemperatur auf den Wasser-verbrauch Gas u. Wasserfach, Wasser/Abwasser 1959, nr 14.
- [68] Wytyczne do prognozowania zapotrzebowania wody i ilości ścieków miejskich w jednostkach osadniczych, MAGTOŚIKŚ, Warszawa 1978.
- [69] Wytyczne techniczne projektowania wielkości wodociągu komunalnego w zakresie zapotrzebowania wody. Dz.U. nr 16 1966.
- [70] Zieliński R., Tablice statystyczne, PWN, Warszawa 1972.
- [71] Zygmanski F., Straty i marnotrawstwo wody w instalacjach domowych i przemysłowych, G.W.T.S. nr 11, 1961.
- [72] Zygmanski F., Bylka.H., Uogólnienie definicji współczynników nierównomierności rozbiorów wody za pomocą funkcji jej zużycia lub zapotrzebowania, Gaz Woda, 1973 nr 6.

SPIS RYSUNKÓW

- Rys. 2-1 Zależność maksymalnego współczynnika nierównomierności godzinowej $N_{go_{max}}$ / od przepływów średnio-dobowych według różnych autorów.
- Rys. 2-2 Zależność współczynnika nierównomierności godzinowej ogólnej od liczby mieszkańców i klas wyposażenia.
- Rys. 4-1 Plan części osiedla "Nowy Dwór" we Wrocławiu.
- Rys. 4-2 Urządzenie do pomiaru natężenia przepływu ścieków sanitarnych.
- Rys. 4-3 Schemat stanowiska do wzorcowania urządzenia pomiarowego.
- Rys. 4-4 Charakterystyki hydrauliczne urządzeń pomiarowych ϕ 200 i ϕ 250 mm dla stanowisk pomiarowych nr 1, 2, 3, 4, 5.
- Rys. 4-5 Charakterystyki hydrauliczne kanałów ϕ 600 i ϕ 800 mm dla stanowisk pomiarowych nr 6 i 7.
- Rys. 4-6 Schemat studzienki pomiarowej na kanałach ϕ 200 i ϕ 250 mm
- Rys. 4-7 Schemat studzienki pomiarowej na kanałach ϕ 600 i ϕ 800 mm.
- Rys. 4-8 Przykład zapisu ciągłego wysokości spiętrzenia przez urządzenia pomiarowe na stanowisku 3, w dniu 20.09.79 r.
- Rys. 4-9 Przykład wyznaczania natężenia przepływów o czasie trwania 10 min. na stanowisku 3 w dn. 20.09.79 r. godz. 19-21.

Rys. 7-1 ÷ 7-8 Wykresy empirycznych dystrybuant rozkładu prawdopodobieństwa maksymalnego 5, 10, 20, 30, 60, 120, 180 i 240 min. odpływu ścieków w czasie dni przedświątecznych i świątecznych okresu wiosenno-letniego - stanowisko nr 1.

Rys. 7-9 Wykresy zależności $q_{\max, j}^{mk}$ /p, t/ w dniach roboczych Stanowisko pomiarowe nr 1, okres całoroczny.

Rys. 7-10 Wykresy zależności $q_{\max, j}^{mk}$ /p, t/ w dniach przedświątecznych i świątecznych. Stanowisko pomiarowe nr 1, okres jesienno-zimowy

Rys. 7-11 Wykresy zależności $q_{\max, j}^{mk}$ /p, t/ w dniach przedświątecznych i świątecznych. Stanowisko pomiarowe nr 1, okres wiosenno-letni

Rys. 7-12 ÷ 7-17 Wykresy zależności $q_{\max, j}^p$ /t, mk/ w dniach przedświątecznych i świątecznych. Prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia $p = 50, 30, 20, 10, 5, 1 \%$, okres wiosenno-letni.

SPIS TABEL

- Tabela 2-1. Wzory używane do określenia współczynników ogólnej nierównomierności godzinowej.
- Tabela 4-1. Zestawienie danych dotyczących punktów pomiarowych.
- Tabela 4-2. Struktura mieszkań w budynkach objętych pomiarami.
- Tabela 4-3. Struktura demograficzna mieszkańców budynków objętych pomiarami.
- Tabela 4-4. Zestawienie liczby przyborów sanitarnych w budynkach objętych pomiarami.
- Tabela 4-5. Przykładowe wyniki pomiarów maksymalnego odpływu ścieków o czasie trwania 5, 10, 15, 20, 30, 60, 120, 180 i 240 min. dla stanowiska pomiarowego nr 1 w okresie wiosenno-letnim w 1981 roku.
- Tabela 4-6. Zestawienie maksymalnych wartości błędów względnych dla różnych czasów trwania przepływu t .
- Tabela 6-1. Wyniki testu jednorodności dwóch zbiorów prób statystycznych dla maksymalnego odpływu ścieków q_{\max}^t .
- Tabela 6-2. Wyniki obliczeń parametrów empirycznych rozkładów maksymalnych natężeń odpływu ścieków q_{\max}^t .
- Tabela 6-3. Wyniki obliczeń testów zgodności rozkładów empirycznych zmiennej q_{\max}^t z rozkładem gamma dla $P = 0,95$.
- Tabela 6-4. Wyniki obliczeń parametrów empirycznych rozkładu logarytmiczno-normalnego i testów zgodności dla dni roboczych.

Tabela 7-1. Zestawienie kwantyli maksymalnego natężenia odpływu ścieków $q_{\max, p}^t$ w ciągu doby.

Tabela 7-2. Wyniki obliczeń parametrów równania $q_{\max, j}^{mk}$ /t, p/.

Tabela 7-3. Zestawienie maksymalnych, średnich i minimalnych błędów aproksymacji kwantyli $q_{\max, j}^{mk}$ /t, p/.

Tabela 7-4. Zestawienie równań aproksymujących kwantyle jednostkowych maksymalnych natężeń odpływu ścieków dla danych prawdopodobieństw $p = 1:50$ %.

Tabela 7-5. Wyniki obliczeń parametrów równania $q_{\max, j}^p$ /t, mk/.

ODBIORCY

	Ilość egzemplarzy
1. Promotor	1
2. Recenzenci	2
3. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN	1
4. Biblioteka Główna i OINT PWr	1
5. Biblioteka i Ośrodek Informacji I-15	1
6. Autor	1

Razem: 7