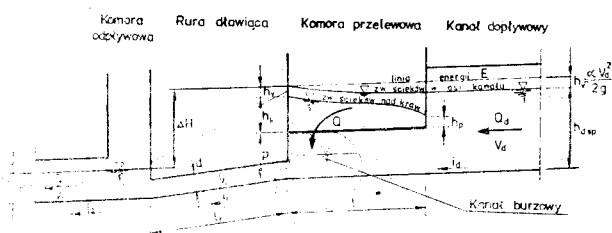


Andrzej Kotowski

WYMIAROWANIE PRZEWODÓW BURZOWYCH Z RURĄ DŁAWIĄCĄ

Przelewy burzowe stosowane są najczęściej w ogólnospławnych systemach usuwania ścieków w celu zmniejszenia natężenia dopływu ścieków do oczyszczalni w czasie nawałnych deszczów. Mogą być również stosowane w systemach rozdzielczych i półrozdzielczych. W kanalizacji rozdzielczej przelewom burzowym towarzyszą zbiorniki retencyjne, natomiast w kanalizacji półrozdzielczej pełnią funkcję separatorów ścieków. Obecnie zastosowania znajdują jednostronne przelewy burzowe działające z chwilą, gdy napełnienie kolektora przekroczy wysokość wzniesienia (nisko założonej) krawędzi przelewowej nad dnem kanału. Wobec dużej bezwładności płynących ścieków, długość krawędzi przelewowej musi być więc znaczna. Ponadto, jeśli natężenie przepływu w kolektorze przekroczy natężenie obliczeniowe, to również natężenie dopływu ścieków do oczyszczalni wzrośnie w sposób niekontrolowany.

Tych mankamentów pozbawione są przelewy boczne z dopływem do oczyszczalni ograniczonym za pomocą tzw. „rury dławiącej”. Rura dławiąca powoduje spiętrzenie ścieków w komorze przelewowej, co umożliwia zakładanie krawędzi przelewowych znacznie wyżej niż w przelewach konwencjonalnych (co z kolei zwiększa retencję sieci i zmniejsza częstotliwość działania przelewu) i ma wpływ na znaczne skrócenie ich długości. W literaturze brak jest jak dotychczas wzorów obliczeniowych do wymiarowania takich przelewów (rys. 1).



Rys. 1 Schemat przelewu burzowego z rurą dławiącą.

Wykorzystuje się w tym wypadku znane formuły na natężenie przepływu ścieków przez przelewy boczne (jednostronne) przy braku piętrzenia, jak np. wzór Poleniego, Engelsa czy Schaffernaka. Najczęściej stosowany jest wzór Poleniego z 1717 roku, znany także w literaturze w odmianie wzoru Forchheimera, Rehbocka, Weisbacha czy Weyrauch'a [2, 4, 5, 11—13]:

$$Q = 2/3 \mu l h_m^{1.5} \sqrt{2g} \quad (1)$$

Dr inż. A. Kotowski: Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej, Wybrzeże S. Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

Przy ruchu nadkrytycznym i przy założeniu upraszczającym co do liniowego wznoszenia się zwierciadła cieczy nad krawędzią przelewową na jej długości od wartości początkowej (h_p) do końcowej (h_k), wysokość miarodajną h_m określa się za Forchheimerem ze wzoru [4, 12]:

$$h_m = 1/2 (h_p + h_k) \quad (2)$$

tj. przyjmuje się średnią wartość wysokości zwierciadła cieczy nad przelewem. W formule Engelsa funkcję h_m spełnia h_k [13]:

$$Q = 2/3 \mu l^{0.83} h_k^{1.67} \sqrt{2g} \quad (3)$$

Odmienne też jest we wzorze Schaffernaka [1, 13]:

$$Q = 4/5 \mu l \frac{h_k^{2.5} - h_p^{2.5}}{h_k - h_p} \sqrt{2g} \quad (4)$$

Wynika stąd, że problem ten jest niejednoznacznie sformułowany, a co za tym idzie, celowa wydaje się konieczność jego doświadczalnej weryfikacji. Ponadto wobec odmiennych warunków energetycznych występujących w komorze przelewowej, zwłaszcza z dwoma bocznymi krawędziami przelewowymi oraz piętrzeniem ścieków przez rurę dławiącą, prowadzić to może do błędów obliczeń, przede wszystkim długości krawędzi przelewowych.

Omówienie wyników badań

Celem badań podjętych w Instytucie Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej było poznanie zjawisk hydraulicznych towarzyszących działaniu jednostronnych i dwustronnych przelewów bocznych z rurą dławiącą i podjęcie próby ich matematycznego opisu. Pomiary prowadzono na modelu hydraulicznym wybudowanym w skali geometrycznej 1:15. Zasadniczym elementem modelu był kanał dopływowy o długości 75,0 m (w odniesieniu do skali naturalnej), zakończony komorą przelewową z rurą dławiącą. Kanał ten miał przekrój prostokątny o szerokości (w warunkach naturalnych) $b = 1,5$ m i wysokości $H = 2,25$ m. Komora przelewowa umożliwiała zarówno jedno- jak i dwustronną zabudowę wymiennych krawędzi przelewowych o długości: $l_1 = 1b$, $l_2 = 2b$, $l_3 = 3b$ oraz wysokości połączenia w stosunku do dna kanału: $p_1 = 1/4b$, $p_2 = 1/2b$ i $p_3 = 3/4b$ [6, 8]. Łącznie zastosowano w modelu 9 układów krawędzi przelewowych. Przyjęto przy tym równoległość krawędzi do dna kanału oraz w przypadku przelewu dwustronnego — symetrię wzajemnego układu krawędzi przelewowych. Natężenie przepływu wody w kanale dopływowym zmieniano dyskretnie w zakresie

$Q_d \in \langle 0,87, 2,61 \rangle \text{ m}^3/\text{s}$ (w odniesieniu do warunków naturalnych). Ukształtowanie się zwierciadła wody w osi kanału dopływowego i w osi komory przelewowej oraz bezpośrednio ponad krawędziami przelewowymi, mierzono w kilkunastu stałych punktach przy każdej zmianie parametrów geometrycznych bądź eksploatacyjnych modelu. W ścianie czołowej komory przelewowej zainstalowano króciec z zaworem i przewodem gumowym stanowiącym „rurę dławiacą” odpływ Q_o , który zmieniano dyskretnie w zakresie: $Q_o = 0$ oraz $Q_o = (1/15, 1/10, 1/5 \text{ i } 1/2) Q_d$.

Stratę energii ΔH (rys. 1) przy przepływie cieczy przez rurę dławiacą określić można ze wzoru:

$$\Delta H = \zeta_1 \frac{V_r^2}{2g} + \lambda \frac{l_r}{d} \frac{V_r^2}{2g} + \zeta_2 \frac{V_r^2}{2g} \quad (5)$$

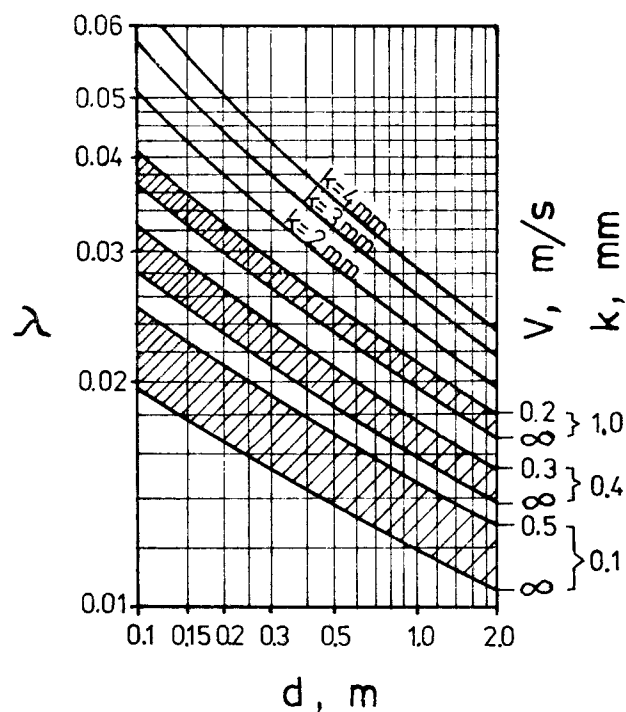
w którym pierwszy człon określa stratę energii na wlocie do rury dławiaczej, drugi — na długości, natomiast trzeci — na wylocie z rury dławiaczej.

Współczynniki oporów miejscowych, wywołane zmianą powierzchni przepływu wynoszą [3]:

$$\text{— wg Idelczika: } \zeta_1 = 0,5 (1 - F_r/F_d), \quad (6)$$

$$\text{— wg Bordy-Carnota: } \zeta_2 = (1 - F_r/F_o)^2, \quad (7)$$

natomiast współczynnik oporów liniowych λ w rurze dławiaczej (wykonanej ze stali lub żeliwa) może być obliczany ze znanego wzoru Colebrook-White'a, lub określany z nomogramu przedstawionego na rysunku 2 [10], lub też przyjmowany do celów inżynierskich w przybliżeniu jako stały (dla kanałów betonowych $\lambda \sim 0,035$ [12]).



Rys. 2. Nomogram do wzoru Colebrook-White'a [10].

Równanie fizyczne hydrauliki przelewu bocznego przedstawić można następująco [7]:

$$F(g, h_m, l, p, Q) = 0 \quad (8)$$

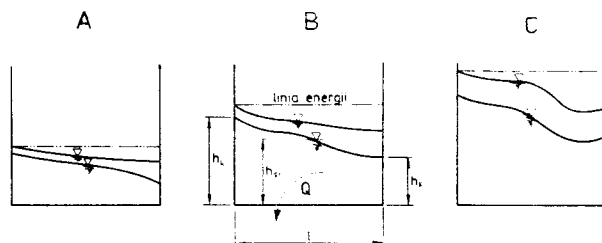
Stosując analizę fizyczną i wymiarową otrzymano w odniesieniu do przelewu jednostronnego:

$$Q/g^{0,5} h_m^{2,5} = C_1 (l/h_m)^{x_1} (p/h_m)^{y_1} \quad (9)$$

natomiast w odniesieniu do przelewu dwustronnego:

$$Q/2g^{0,5} h_m^{2,5} = C_2 (l/h_m)^{x_2} (p/h_m)^{y_2} \quad (10)$$

Wartości liczbowe współczynników C_1, C_2, x_1, x_2, y_1 i y_2 należy określić doświadczalnie.



Rys. 3. Wzorce działania przelewów bocznych z rurą dławiacą.

Na podstawie kształtu zwierciadła wody nad krawędziami przelewowymi dokonano podziału wyników pomiarów w modelu na trzy wzorce działania przelewu [6, 8]. Dla dowolnego zestawu parametrów l i p krawędzi przelewowych wraz ze zwiększaniem się natężenia dopływu Q_d (niezależnie od Q_o/Q_d) zwierciadło wody nad krawędziami przelewowymi układa się kolejno według wzorca A (rys. 3), następnie B i wyjątkowo C. We wszystkich seriach pomiarowych przelew pracował jako niezatopiony. W wypadku wzorca A ruch wody na przelewie był spokojny. Wzniesienie zwierciadła wody nad krawędziami przelewowymi było wyższe od wysokości krytycznej h_{kr} . W przypadku wzorca B wysokość zwierciadła wody na początku przelewu (na ok. $1/3 l$) przyjmuje wartości zbliżone do h_{kr} — panuje tam więc ruch krytyczny, natomiast na pozostałej długości przelewu — ruch nadkrytyczny. W wypadku wzorca C wysokości warstwy wody na początku przelewu są niższe od h_{kr} — występuje ruch podkrytyczny, na dalszej długości — ruch krytyczny i nadkrytyczny. Należy podkreślić, że niezależnie od wzorca przepływu na przelewie, w kanale dopływowym przed przelewem panował zawsze ruch spokojny. W badanym zakresie zmian parametrów geometrycznych i eksploatacyjnych modelu dominującym był przepływ wg wzorców A i B [6, 8]. Przepływ wg wzorca C występował tylko przy niskim położonych krawędziach przelewowych ($p = 1/4 b$) — niezależnie od ich długości ($l = 1 \div 3 b$) oraz przy przelewach krótkich ($l = 1 b$) — niezależnie od ich wysokości ($p = 1/4 \div 3/4 b$). Dotyczy to przepływu maksyr. alnego (w warunkach naturalnych) $Q_d = 2,61 \text{ m}^3/\text{s}$, niezależnie od Q_o/Q_d . Biorąc m. in. pod uwagę, że w praktyce nie stosuje się tak krótkich krawędzi przelewo-

wych — równych szerokości kanału dopływowego (podobnie też $p \leq 1/4 b$) — można więc pominąć wzorzec C przy matematycznym opisie wyników eksperymentów.

W celu określenia miarodajnej wysokości warstwy wody nad krawędziami przelewowymi (h_m) do wzorów (9) i (10) zastosowano dwie metody badań. W pierwszej przyjęto, za Engelsem, że $h_m = h_k$ (gdzie h_k — wysokość warstwy wody na końcu przelewu). W drugiej metodzie określano wysokość miarodajną na przelewie w sposób pośredni, przyjmując za Forchheimera $h_m = h_{sr}$. W tym celu wyznaczano powierzchnię przepływu wody nad krawędzią przelewową, dzieląc długość krawędzi na szereg pól o pomierzonej wysokości warstwy wody (h_i). Następnie powierzchnię sumaryczną dzielono przez długość l krawędzi przelewowej uzyskując średnią ważoną wysokość warstwy wody (h_{sr}). Porównanie wyników obu metod badań wysokości miarodajnej wykazało, że dla danych wartości Q , Q_o/Q_d i l wraz ze wzrostem wysokości krawędzi przelewowej wartość h_k maleje, natomiast h_{sr} jest praktycznie niezmiennic. Należy zaznaczyć, że wysokość h_k jest zawsze większa od h_{sr} . Różnica między tymi wielkościami zwiększa się wraz ze wzrostem l i Q oraz zmniejszaniem się p . Dla wzorca przepływu A i B względna różnica tych wielkości dochodzić może do 30% wartości h_k . Wynika stąd, że parametr h_k jest dokładniejszą „statystyką” zmian geometrycznych przelewu wpływających na Q , w porównaniu do h_{sr} , co zostanie też wykazane poniżej.

Uogólnienie wyników badań przedstawiono w postaci formuł na natężenie przepływu cieczy przez przelew dla wzorców przepływu A+B wg równań strukturalnych (9) i (10):

— w odniesieniu do przelewu jednostronnego ($h_m = h_k$):

$$Q = 2/3 \mu^{10,944} p^{0,256} h_k^{1,300} \sqrt{2g} \quad (11)$$

w którym: $\mu = 0,63$; przy współczynniku korelacji wielokrotnej zmiennych $R^2 = 0,990$,

— w odniesieniu do przelewu dwustronnego:

$$Q = 4/3 \mu^{10,925} p^{0,320} h_k^{1,255} \sqrt{2g} \quad (12)$$

w którym: $\mu = 0,58$; przy $R^2 = 0,979$.

Nizsza wartość współczynnika wydatku μ w formule (11), w porównaniu do (12) — przy identycznym kształcie krawędzi przelewowych, prostokątnych w przekroju poprzecznym (o grubości $e = 3$ cm), jest zgodna z badaniami Kallwassa [5], cytowanymi też w pracy [11]. Dla prostokątnych krawędzi przelewowych przy $e < h_m/2$ oraz $h_m < H/3$ wartość współczynnika wydatku $\mu = f(h_m/p, p/H)$ przyjmuje wartość z przedziału:

$\mu \in <0,62, 0,66>$ — dla przelewów jednostronnych,

$\mu \in <0,50, 0,62>$ — dla przelewów dwustronnych.

Formuły (11) i (12) odzwierciedlają wyniki pomiarów na modelu z dokładnością $\pm 5\%$, przy ograniczeniach wynikających z zakresu prze-

prowadzonych badań (w odniesieniu do warunków naturalnych):

$$1,50 < l \leq 4,50 \text{ m}$$

$$0,40 < p \leq 1,20 \text{ m}$$

$$0,87 \leq Q_d \leq 2,61 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0,44 \leq Q_o \leq 2,61 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0,06 \leq Q_o \leq 0,52 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1/15 \leq Q_o/Q_d \leq 1/2$$

$$0,14 \leq h_k \leq 0,73 \text{ m} \text{ — do formuły (11), wzorzec A i B}$$

$$0,08 \leq h_k \leq 0,46 \text{ m} \text{ — do formuły (12), wzorzec A i B}$$

Na podstawie prac [6, 8] można sformułować tezę, że zarówno kształt jak i wielkość kanału dopływowego (komory przelewowej) nie ma praktycznie wpływu na pomierzone zależności funkcyjne we wzorach na natężenie przepływu cieczy przez przelew boczny. Dla przelewu jednostronnego i wzorca przepływu A, przyjmując $h_m = h_k$ i pomijając parametr p , otrzymamy postać formuły na Q identyczną ze wzorem (1) Poleniego, przy $R = 0,989$ i $\mu = 0,70$ [6]. Biorąc pod uwagę ponadto, że wartość h_k — zależna od projektanta — ma niewielką wartość w porównaniu z wysokością kanału dopływowego (czy z jego średnicą), to też w zakresie spiętrzeń h_k kształt kanału może być traktowany jako prostokąt.

Przykład obliczeń hydraulicznych przelewu burzowego z rurą dławiacą, w wersji z jedno- i dwustronną krawędzią przelewową, dla następujących danych:

- powierzchnia zlewni deszczowej $F = 50$ ha,
- średni współczynnik spływu $\Psi = 0,50$,
- natężenie deszczu krytycznego $q_{kr} = 10 \text{ dm}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$,
- dopływ ścieków deszczowych $Q_{sd} = 2,45 \text{ m}^3/\text{s}$,
- dopływ ścieków komunalnych $Q_{sk} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$,
- przekrój kanału dopływowego (J) $1,2 \times 1,8 \text{ m}$,
- spadek dna kanału dopływowego $i_d = 2,0\text{‰}$,
- rzędna dna kanału dopływowego przed przelewem $\pm 0,00 \text{ m}$.

Do obliczeń wykorzystano nomogramy kanałów kołowych (K) i jajowych (J) do wzoru Manninga, przy $n = 0,013$.

Przepływ obliczeniowy (dopływ do przelewu):

$$Q_d = Q_{sd} + Q_{sk} = 2,50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Przepływ krytyczny:

$$Q_{kr} = F \cdot \Psi \cdot q_{kr} = 0,25 \text{ m}^3/\text{s}$$

Przepływ graniczny:

$$Q_{gr} = Q_{kr} + Q_{sk} = 0,30 \text{ m}^3/\text{s}$$

Współczynniki rozcieńczenia (krytyczny i graniczny):

$$n_{rk} = \frac{Q_{kr}}{Q_{sk}} = 5; \quad n_{rg} = \frac{Q_{gr}}{Q_{sk}} = 6$$

Kanał dopływowy (J) $1,2 \times 1,8 \text{ m}$ ($H = 1,8 \text{ m}$), $i_d = 2\text{‰}$:

$$\begin{aligned} Q_d &= 2,50 \text{ m}^3/\text{s}; h_d = 1,40 \text{ m}; V_d = 1,90 \text{ m/s} \\ Q_{gr} &= 0,30 \text{ m}^3/\text{s}; h'_d = 0,43 \text{ m}; V'_d = 1,20 \text{ m/s} \\ Q_{sk} &= 0,05 \text{ m}^3/\text{s}; h_d^* = 0,17 \text{ m}; V_d^* = 0,77 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Wysokość krawędzi przelewowej: $p \gg h'_d$; $p \geq 0,6 H$ [4]; przyjęto: $p = 1,10 \text{ m}$.

Sprawdzenie prędkości przepływu w komorze przelewowej przy $Q_{gr} = 0,30 \text{ m}^3/\text{s}$ i wypełnieniu $h'_{dsp} = p = 1,10 \text{ m}$:

$$V = 0,32 \text{ m/s} > V_{\min} = 0,30 \text{ m/s} \text{ [11]}$$

Powierzchnia czynna kanału dopływowego przy Q_{gr} i h'_{dsp} :

$$F'_d = 0,950 \text{ m}^2$$

Założony wstępnie odpływ ścieków z przelewu do odbiornika:

$$Q' = Q_d - Q_{gr} = 2,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

Określenie wysokości warstwy ścieków nad krawędzią przelewową h_k , na końcu przelewu: $p + h_k > h_d$; $p + h_k < 0,9 H$; przyjęto: $h_k = 0,40 \text{ m}$.

Wstępne długości krawędzi przelewowych:
— przelew jednostronny ($\mu = 0,63$); z przekształcenia formuły (11) ze względu na l otrzymano:

$$l^{0,94} = \frac{Q'}{2/3 \mu p^{0,26} h_k^{1,30} \sqrt{2g}} = 3,797$$

stad po obustronnym zlogarytmowaniu $l' = 4,12 \text{ m}$.

— przelew dwustronny ($\mu = 0,58$); z przekształcenia formuły (12) uzyskano:

$$l_1^{0,92} = \frac{Q'}{4/3 \mu p^{0,32} h_k^{1,26} \sqrt{2g}} = 1,976$$

stad otrzymamy dwie krawędzie o długościach $l'_1 = 2,10 \text{ m}$. Przyjęte na wstępie i wyliczone parametry przelewów mieszczą się w zakresie stosowności formuł (11) i (12).

Dla przyjętego spiętrzenia ścieków w kanale dopływowym $h_{dsp} = p + h_k$:

$$h_{dsp} = 1,50 \text{ m}; V_{dsp} = 1,80 \text{ m/s}$$

stad wysokość prędkości wyniesie ($\alpha = 1,087$ [13]):

$$h_v = \frac{\alpha V_{dsp}^2}{2g} = 0,18 \text{ m}$$

Wysokość energii w kanale dopływowym przed przelewem, równa maksymalnemu wzniesieniu zwierciadła ścieków w osi komory przelewowej na końcu przelewu (rys. 1), wyniesie:

$$h_E = h_{dsp} + h_v = 1,68 \text{ m}$$

Powierzchnia czynna kanału dopływowego na końcu przelewu przy h_{dsp} :

$$h_{dsp \cdot k} = 1/2 (d_{sp} + h_E) = 1,59 \text{ m}$$

stad $F''_d = 1,50 \text{ m}^2$.

Kanał odpływowy (do oczyszczalni) przyjęto: (J) $0,6 \times 0,9 \text{ m}$, $i_o = 1,5 \text{ ‰}$:

$$\begin{aligned} Q_{sk} &= 0,05 \text{ m}^3/\text{s}; h_o^* = 0,24 \text{ m}; V_o^* = 0,71 \text{ m/s} \\ Q_{gr} &= 0,30 \text{ m}^3/\text{s}; h'_o = 0,64 \text{ m}; V'_o = 1,04 \text{ m/s}; \\ F'_o &= 0,290 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Dobór przekroju rury dławiącej: $Q_{sk} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$; $h_r^* < 0,6 d$; $V_r^* > 0,70 \text{ m/s}$; $i_{r \min} = 1/d$; ‰. Przyjęto: (K) $0,40 \text{ m}$ ($d = 0,40 \text{ m}$), $i_r = 2,5 \text{ ‰}$; stad: $h_r^* = 0,19 \text{ m}$, $V_r^* = 0,83 \text{ m/s}$.

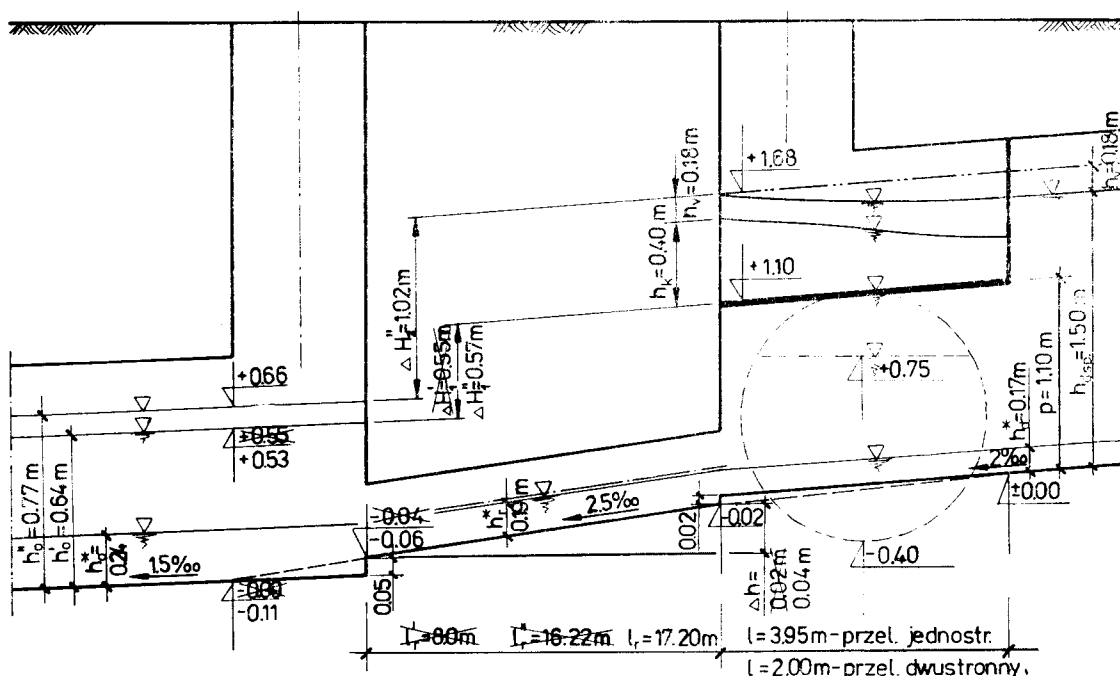
— powierzchnia przekroju poprzecznego:

$$F_r = \frac{\pi d^2}{4} = 0,125 \text{ m}^2$$

— prędkość przepływu przy Q_{gr} :

$$V_r = \frac{4 \cdot Q_{gr}}{\pi d^2} = 2,388 \text{ m/s}$$

Obliczenie długości rury dławiącej: $20 d \leq l_r \leq 50 \text{ m}$ [12]



Rys. 4. Schemat obliczeniowy rury dławiącej (wartości przekreślone dotyczą wstępnych przybliżeń).

I przybliżenie — przyjęto $l'_r = l_{r \min} = 20 \text{ d} = 20 \times 0,40 = 8,0 \text{ m}$:

- $(\pm) 0,00 \text{ m}$ — rzędna dna kanału dopływowego przed przelewem (rys. 4),
- $(-) 0,02 \text{ m}$ — rzędna dna kanału dopływowego na końcu przelewu (wyrównanie wypełnień w kanale dopływowym i w rurze dławiącej przy Q_{sk}),
- $(-) 0,04 \text{ m}$ — rzędna dna na końcu rury dławiącej — $\Delta h = i_r \cdot l'_r = 0,02 \text{ m}$,
- $(-) 0,09 \text{ m}$ — rzędna dna kanału odpływowego (wyrównanie wypełnień w rurze dławiącej i w kanale odpływowym przy Q_{sk}),
- $(+) 0,55 \text{ m}$ — rzędna zwierciadła ścieków w kanale odpływowym przy $Q_{gr}(h'_o = 0,64 \text{ m})$,
- $(+) 1,10 \text{ m}$ — rzędna krawędzi przelewowej.

Strata energii w rurze dławiącej przy Q_{gr} (rys. 4):

$$\Delta H'_1 = 1,10 - 0,55 = 0,55 \text{ m}$$

Współczynniki strat miejscowych przy Q_{gr} :
— na wlocie do rury dławiącej — wg formuły (6):

$$\zeta'_1 = 0,5 \left(1 - \frac{F_r}{F'_d} \right) = 0,434$$

— na wylocie z rury dławiącej — wg wzoru (7):

$$\zeta'_2 = \left(1 - \frac{F_r}{F'_o} \right)^2 = 0,324$$

Straty miejscowe w rurze dławiącej przy Q_{gr} — wg wzoru (5):

$$\Delta H'_m = (\zeta'_1 + \zeta'_2) \frac{V_r^2}{2g} = 0,22 \text{ m}$$

Założona wartość strat energii na długości rury dławiącej:

$$\Delta H'_{lr} = \Delta H'_1 - \Delta H'_m = 0,33 \text{ m}$$

Współczynnik oporów liniowych (wg rys. 2, dla $k = 1,5 \text{ mm}$ i $d = 0,40 \text{ m}$), $\lambda = 0,028$ (rurociąg stalowy).

Długość rury dławiącej — z przekształcenia wzoru (5) — człon $\Delta H'_{lr}$:

$$l'_r = \frac{\Delta H'_{lr} \cdot d \cdot 2g}{\lambda V_r^2} = 16,22 \text{ m}$$

Różnica rzędnych, początku i końca rury dławiącej:

$$\Delta h'_{lr} = i \cdot l'_r = 0,040 \text{ m}$$

II przybliżenie — przyjęto $l''_r = 16,22 \text{ m}$. Korkta przyjętych rzędnych (rys. 4):

- $(-) 0,06$ — rzędna dna na końcu rury dławiącej ($\Delta h'_{lr} = 0,04 \text{ m}$),
- $(-) 0,11$ — rzędna dna kanału odpływowego (wyrównanie wypełnień przy Q_{sk}),
- $(+) 0,53$ — rzędna zwierciadła ścieków w kanale odpływowym (przy Q_{gr})
- $\Delta H'_1 = 1,10 - 0,53 = 0,57 \text{ m}$
- $\Delta H'_{lr} = 0,57 - 0,22 = 0,35 \text{ m}$
- $l''_r = 17,20 \text{ m}$
- $\Delta h''_{lr} = 0,043 \sim 0,04$

Przyjęto $l_r = 17,20 \text{ m}$, bez dalszej korekty rzędnych $(0,043 - 0,040 = 0,003 \text{ m} < 0,01 \text{ m})$.

Określenie strat energii w rurze dławiącej przy dopływie Q_d do przelewu i zwiększonego odpływu ścieków przez rurę dławiącą;

$$Q_o = (1,1 \div 1,4) Q_{gr}: \text{przyjęto } Q_o = 1,3 \quad Q_{gr} = 0,39 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Kanał odpływowy przy Q_o :

$$h_o'' = 0,77 \text{ m}; F_o'' = 0,355 \text{ m}^2; (V_o'' = 1,10 \text{ m/s})$$

Prędkość przepływu w rurze dławiącej przy Q_o :

$$V_r = 3,105 \text{ m/s}$$

Współczynniki strat energii przy Q_o :

$$\zeta_1'' = 0,458; \zeta_2'' = 0,420; \lambda = 0,028$$

Wyliczone straty energii przy Q_o — wg wzoru (5):

$$\Delta H_2' = 1,023 \text{ m}$$

Założona strata energii przy Q_o (rys. 4):

- $(+)$ 1,68 m — rzędna maksymalnego piętrzenia ścieków na przelewie,
- $(+)$ 0,66 m — rzędna zwierciadła ścieków w kanale odpływowym przy

$$Q_o (h_o'' = 0,77 \text{ m}),$$

$$\Delta H_2'' = 1,68 - 0,66 = 1,02 \text{ m}$$

Błąd względny strat energii:

$$\delta = \frac{1,023 - 1,02}{1,023} \cdot 100\% = 0,3\% < \delta_{dop} = 2,0\%$$

Ostateczny rozdział ścieków na przelewie:

$$Q = Q_d - Q_o = 2,50 - 0,39 = 2,11 \text{ m}^3/\text{s}$$

Długość krawędzi przelewowych dla $Q = 2,11 \text{ m}^3/\text{s}$

— przelew jednostronny:

$$l^{0,94} = 3,642, \text{ stąd } l = 3,95 \text{ m}.$$

— przelew dwustronny:

$$l^{0,92} = 1,895, \text{ stąd } l_1 = 2,00 \text{ m}.$$

Kanał burzowy (z przelewu do odbiornika) dla $Q = 2,11 \text{ m}^3/\text{s}$:

— przyjęto: $(K) 1,5 \text{ m}$; $i_b = 1,0\%$

— określono: $h_b = 1,15 \text{ m}$; $V_b = 1,45 \text{ m/s}$

Założono rzędną dna kanału na poziomie: $(-) 0,40 \text{ m}$, (rys. 4) z warunku nie zatopienia przelewu burzowego (zwierciadło ścieków na poziomie: $(+) 0,75 \text{ m}$).

Wnioski

1. Prezentowane formuły (11) i (12) na natężenie przepływu cieczy przez przelewy boczne z rurą dławiącą odnoszą się do wzorców A i B kształtu zwierciadła cieczy nad krawędziami przelewowymi, tj. dotyczą ruchu nadkrytycznego (A) oraz nadkrytycznego i krytycznego

(B), najczęściej występujących na długości krawędzi przelewowych. Stosowanie formuł (11) i (12) w praktyce wymaga zachowania odpowiednich ograniczeń wynikających z zakresu przeprowadzonych na modelu badań, a zwłaszcza skorygowanych ograniczeń odnośnie parametru h_k — wynikających z zakresu przyjętej interpretacji przepływów na przelewie (A+B). Przelew pracować powinien jako niezatopiony.

2. Rura dławiąca nie zmienia charakteru ruchu cieczy nad krawędziami przelewowymi — wzorca A lub B przelewu, natomiast wymusza odpowiedni rozdział przepływów na przelewie ($Q_d = Q + Q_o$), przy czym Q_o powoduje odpowiednią stratę ciśnienia ΔH w rurze dławiącej.

3. Z porównania wartości liczbowych wykładników potęgowych przy parametrach h_k , l i p w formułach (11) i (12) wynika, że posługiwanie się przy hydraulicznym wymiarowaniu przelewów dwustronnych wzorami dotyczącymi przelewów jednostronnych — jak to ma miejsce dotychczas — prowadzić może do błędów.

4. Dotychczas opracowane metody wymiarowania hydraulicznego przelewów burzowych z rurą dławiącą w kraju [1], jak i normy oraz zalecenia zagraniczne [4, 12] (oparte o uproszczone wzory na natężenie przepływu ścieków przez przelewy boczne — różniące się zasadniczo między sobą postacią fizyczną), nie rozwiązują m. in. w dostateczny sposób działania rury dławiącej przy zwiększonym odpływie ścieków (Q_o) przez rurę, przy przepływie obliczeniowym (Q_d), tj. nie uwzględniają wysokości energii w kanale dopływowym przed przelewem, równej maksymalnemu spiętrzeniu ścieków w komorze przelewowej (rys. 4).

5. W zamieszczonym w pracy przykładzie obliczeniowym przedstawiono metodologię wymiarowania jedno- i dwustronnych przelewów burzowych z rurą dławiącą w formie propozycji zaleceń normatywnych.

LITERATURA

1. T. GRUSZECKI, J. WARTALSKI, A. WARTALSKI: Podstawy hydrauliczne obliczania przelewów burzowych z rurą dławiącą. Ochrona Środowiska, nr 1(18), Wrocław 1984.
2. A. HÖRLER, E. HÖRLER: Streichwehre mit niedrigen Überlaufschwelen im kreisförmigen Kanälen. GWF, Heft. 6, 1973.
3. I. J. IDELCZIK: Sprawocznik po gidrawliczeskim soprotliwlenii. Gesenergoizdat, Moskwa 1960.
4. K. IMHOFF, K. R. IMHOFF: Taschenbuch der Stadtwässerung. R. Oldenbourg Verlag, München-Wien 1979, Warsaw 1982, s. 22÷30.

5. G. J. KALLWASS: Drosselblenden am Regenüberlauf. GWF Heft 6, 1968.
6. A. KOTOWSKI: Wyniki badań modelowych przelewów burzowych o regulowanym odpływie. Arch. Hydrot., t XXXV, z 3/4, 1937.
7. A. KOTOWSKI: Model investigations of storm overflow with discharge adjustment. Env. Prot. Eng., Vol. 13, No 3—4, 1987.
8. A. KOTOWSKI: Badania modelowe dwustronnych przelewów burzowych o ograniczonym odpływie. Arch. Hydrot., t XXXVI, z 3. 1988.
9. A. KOTOWSKI, E. W. MIELCARZEWICZ: Badania modelowe przelewów burzowych o regulowanym odpływie. Ochrona Środowiska, nr 1—2 (27—28), Wrocław 1986.
10. D. LONDONG: Beitrag zur Hydraulischen Berechnung von Rohrleitungen. W. Technisch — Wissenschaftliche Mitteilungen. Emschergenossenschaft Lippeverband, Heft 5, Essen 1962.
11. W. MUNZ: Die hydraulische Bemessung von Regenüberläufen mit Drosselstrecke. Schweiz. Bauzeitung. Bd 89, Heft 22, 1971.
12. TGL. Abwasserableitung, Regenüberlaufbauwerke, Hydraulische Bemessung. Nr 42375, DDR 1984.
13. A. WECHMANN: Hydraulik, Berlin 1955, s. 183÷÷191.

Ważniejsze oznaczenia

- b — szerokość kanału dopływowego, m
- d — średnica rury dławiącej, m
- g — przyspieszenie ziemskie, m/s^2
- h_k — wysokość warstwy cieczy nad krawędzią przelewową na końcu przelewu, m
- h_m — miarodajna wysokość warstwy cieczy na przelewie, m
- i — spadek dna kanału, ‰
- k — chropowatość bezwzględna rurociągu, mm
- l — długość krawędzi przelewowej, m
- l_r — długość rury dławiącej, m
- n — współczynnik szorstkości kanału
- p — wzniesienie krawędzi przelewowej nad dnem kanału dopływowego, m
- α — współczynnik Boussinesq'a
- ξ — współczynnik strat miejscowych w rurze dławiącej
- λ — współczynnik strat liniowych w rurze dławiącej
- μ — współczynnik wydatku przelewu
- V_r — średnia prędkość przepływu w rurze dławiącej, m/s
- ΔH — strata energii przy przepływie cieczy przez rurę dławiącą, m
- F — czynna powierzchnia przekroju poprzecznego kanału, m^2
- Q — natężenie przepływu przez przelew, m^3/s
- Q_d — natężenie przepływu w kanale dopływowym, m^3/s
- Q_o — natężenie przepływu w kanale odpływowym i w rurze dławiącej, m^3/s

Indeksy

- d — kanał dopływowy
- r — rura dławiąca
- o — kanał odpływowy
- b — kanał burzowy

DESIGN OF STORM OVERFLOWS WITH DISCHARGE ADJUSTMENT

Model investigations (at a geometrical scale of 1:15) were carried out for calculating a lateral storm overflow with discharge adjustment through a pipe

of special design. The paper gives a description of the experimental system and measuring methods, and a discussion of major results. It has been found that the flow rate in the lateral overfall is primarily influenced by the storm flow layer thickness measured in the end part of the system. An example of calculations is given.