

OBLICZENIA HYDRAULICZNO-HYDROLOGICZNE

OPRACOWAŁ: RADOSŁAW SUWAJ

LECH MARCISZ

1. OPERAT HYDROLOGICZNO – HYDRAULICZNY

1.1. Obliczenia hydrologiczno – hydrauliczne za pomocą formuły opadowej na podstawie §5, pkt. 5c) Rozporządzenie nr 4/2014 Dyrektora Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie z dnia 16 stycznia 2014 r. w sprawie warunków korzystania z wód regionu wodnego Górnej Wisły.

Celem prawidłowego przeprowadzenia przebudowy obiektu określono parametry minimalnego światła poziomego, minimalnego wzniesienia spodu konstrukcji mostowej oraz rodzaj i wielkość niezbędnych zabezpieczeń przeciwpowodziowych koryta w obrębie oddziaływania obiektu.

1.2. Przepływ miarodajny.

Przedmiotowy potok o nazwie „bez nazwy” jest ciekim niekontrolowanym – w rozumieniu braku bazy danych obserwacyjnych stanów i przepływów. Przedmiotowy przekrój jest przekrojem niekontrolowanym a najbliższy wodowskaz (dolny odcinek Białej) zamyka zlewnię kilkunastokrotnie większą, co uniemożliwia zastosowanie metod analogii hydrologicznej. W zbliżeniu nie występują też inne wodowskazy o adekwatnej bazie obserwacyjnej. W związku z lokalizacją przekroju obliczeniowego:

1. $W_d - P_{\text{obliczeniowy}} - W_g$ gdzie W_g i W_d nie istnieje
2. $A_{\text{zlewni}} < 50 \text{ km}^2$
3. zlewnia położona w górach

zastosowano do obliczenia przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia metodykę formuły opadowej.

Formuła opisana jest wzorem:

$$Q_p = fF_1\phi H_1 A \lambda_p \delta_j$$

Wielkości charakterystyk pośrednich i bezpośrednich topograficznych i hydromorficznych:

Makroregion		Karpaty
Region		2a
Współczynnik korekcyjny dla części kraju poza pojezierzami	J	0,6
Współczynnik odpływu	Φ	0,55
Powierzchnia zlewni [km^2]	A	0,83
Maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie 1% [mm]	H_1	120
Współczynnik redukcji jeziornej	\square_j	0,566
Długość cieku [km]	L	1,854
Długość suchej doliny najdłuższego cieku [km]	I	0,59
Suma długości wszystkich cieków z ich suchymi dolinami [km]	$S(L + I)$	2,444
Suma długości wybranych 3 warstw w zlewni [km]	$S(k)$	1,056
Różnica poziomów sąsiednich warstw w zlewni [m]	d_h	1
Miara szorstkości koryta cieku	m_k	9
Miara szorstkości stoków	m_s	0,3
W_g - wzniesienie działu wodnego w punkcie przecięcia się z osią suchej doliny [m n.p.m.]	W_g	280
W_d - wzniesienie przekroju obliczeniowego [m n.p.m.]	W_d	263,26

OBLICZENIE PRZEPŁYWU MIARODAJNEGO - FORMUŁA OPADOWA									
		$Q_p = fF_1\phi H_1 A \lambda_p \delta_j$		gdzie:					
f – bezwymiarowy wsp. kształtu fali - na pojezierzach 0,45 na pozostałym obszarze								0,6	
F ₁ - maksymalny moduł odpływu jednostkowego zależny od hydromorfologicznej									
charakterystyki koryta rzeki Φ_r oraz czasu spływu po stokach t_s odczytywany z tabel									
φ - współczynnik odpływu odczytywany z mapy								0,55	
H ₁ – maks. opad dobowy o p-podobieństwie pojawiania się 1% odczyt z mapy w mm								120	
A – powierzchnia zlewni w km ²								0,83	
λ _p – kwantyl rozkładu zmiennej λ _p dla danego p-podobieństwa 5% odczytywany z tabel								1	
δ _j – współczynnik redukcji jeziornej z tabel								1,0	
Hydromorfologiczna charakterystyka koryta rzeki:									
		$\Phi_r = \frac{1000(L + l)}{m I_{r1}^{1/3} A^{1/4} (\phi H_1)^{1/4}}$		62,316256					
gdzie:									
L+l – długość cieku wraz z suchą doliną do działu wodnego w km								2,444	
m – miara szorstkości koryta cieku odczytywana z tabel								9	
I _{r1} – uśredniony spadek cieku w ‰								4,11	
Czas spływu po stokach t_s określany z tabel w zależności od hydromorfologicznej									
charakterystyki stoków									
		$\Phi_s = \frac{(1000 l_s)^{1/2}}{m_s I_s^{1/4} (\phi H_1)^{1/2}}$		gdzie:					
l _s – średnia długość stoków w km l _s = 1/1,8ρ gdzie: ρ = Σ (L + l)/A = 2,94									
l _s = 1 / (1,8 x 3,27) =				0,19					
I _s – średni spadek stoków w ‰; I _s = (Δh x Σk)/A; skok warstwicy przyjęto Δh = 10m,									
wybrano 3 warstwice, ich długość pomierzona Σk = 1,056km									
I _s =		1,27							
m _s – miara szorstkości stoków z tabel =				0,30					
		$\Phi_s = \frac{(1000 l_s)^{1/2}}{m_s I_s^{1/4} (\phi H_1)^{1/2}}$		t = 5,31		48min			
F ₁ - jako funkcja Φ _r odczytywana z tablic (interpolowano) =									
0,038595									
		$Q_p = fF_1\phi H_1 A \lambda_p \delta_j$							

Przepływy charakterystyczne maksymalne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia:

Prawdopodobieństwo	I_p kwantyl rozkładu	Przepływ
		[m ³ /s]
$Q_{50\%}$	0,145	0,10
$Q_{10\%}$	0,482	0,35
$Q_{5\%}$	0,636	0,46
$Q_{2\%}$	0,843	0,61
$Q_{1\%}$	1	0,72
$Q_{0,5\%}$	1,17	0,84
$Q_{0,2\%}$	1,37	0,98

Droga w ciągu, której projektowana jest przebudowa obiektu mostowego, jest drogą klasy „Z” – droga zbiorcza. Wg Rozporządzenia [2] **przepływ miarodajny dla przepustów** w ciągu takiej drogi to przepływ o prawdopodobieństwie przekroczenia $p = 1\%$ stąd $Q_m = Q_{1\%} = 0,72\text{m}^3/\text{s}$.

Przepływ miarodajny dla umocnień koryta, ze względu na wysoką klasę ochrony terenu wynosi $Q_{mu} = Q_{10\%} = 0,35\text{m}^3/\text{s}$.

1.3. Parametry wody dopływającej.

Wykonano 4 przekrojów kontrolnych od A1 do A4 oraz profil podłużny. Porównano szerokości dna, nachylenie skarp oraz pozostałe parametry. Wg Manninga przy założeniach:

- koryto wyrównane, trapezowe, jednorodne i nie dzielne
- potok – przekopany bieg prosty
- dno i dolna część skarp – rumowisko mieszanej gradacji
- górna część skarp porost: trawy, byliny, krzaki, drzewa o średnicach do 50cm
- bieg prosty – współczynnik szorstkości 0,3
- szerokość dna średnio 1,0m
- nachylenie skarp 1 : 1,5
- spadek dna w obrębie obiektu =0,3%.

obliczono, dla zadanych napełnień: szerokości zwierciadła danej wody, powierzchnię przepływu oraz jego prędkość (pętla) otrzymując finalnie jego wielkość (zamiast metody kolejnych przybliżeń) otrzymując:

Woda dopływająca do obiektu:

Napełnienie	Szerokość zwierciadła	Powierzchnia.	Obwód	Prędkość	Dla Q	Promień
H [m]	B ₀ [m]	A [m ²]	zwilżony .U [m]	V [m/s]	[m ³ /s]	R [m]
0,1	1,2	0,1100	1,2828	0,355	0,03905	0,085747
0,2	1,4	0,2400	1,5657	0,523	0,1255	0,153287
0,3	1,6	0,3900	1,8485	0,647	0,25235	0,210979
0,4	1,8	0,5600	2,1314	0,749	0,41942	0,262742
0,5	2	0,7500	2,4142	0,837	0,62809	0,31066
0,54	2,08	0,8316	2,5274	0,870	0,72364	0,32904
0,6	2,2	0,9600	2,6971	0,917	0,8803	0,355944
0,7	2,4	1,1900	2,9799	0,990	1,17819	0,399342
0,8	2,6	1,4400	3,2627	1,058	1,52401	0,441347
0,9	2,8	1,7100	3,5456	1,123	1,92003	0,48229
1	3	2,0000	3,8284	1,184	2,36851	0,522408
1,1	3,2	2,3100	4,1113	1,243	2,87172	0,56187
1,2	3,4	2,6400	4,3941	1,300	3,43188	0,600804
1,3	3,6	2,9900	4,677	1,355	4,05119	0,639305
1,4	3,8	3,3600	4,9598	1,408	4,73183	0,677447

Reżim ruchu

Liczba Froude'a:

$$Fr_{\text{dopt.}} = v^2 / (1/\alpha \times g \times h)$$

$$Fr_{\text{dopt.}} = 0,171 < 1$$

W przekroju obliczeniowym panuje ruch spokojny.

2. OBLICZENIA HYDRAULICZNE

2.1. Dobór kształtu wlotu i wymiarów przewodu

Zaprojektowano koncepcyjnie obiekt monolityczny, zamknięty, prostokątny o wymiarach 1,00↑ x 3,00m↔. W związku z taką zabudową przekroju obliczenia przeprowadzono jak dla przepustu. Długość obiektu – ze względu na szerokość drogi – zaprojektowano: 9,10m. Wlot i wylot, stanowią projektowane ścianki czołowe z płynnym przejściem do przepustu. Hydraulika – jak dla przepustu ze wstępną analizą spiętrzenia:

$$\Delta z = K \frac{\alpha v^2}{2g} + \frac{\alpha_0 (v_0^2 - v_s^2)}{2g}$$

$$M = Q_s / Q_m$$

$K = K_0$ - poprawki nie występują

Współczynnik Saint-Venanta:

Przed przepustem $\alpha_0 = 1,2$ – koryto zwarte

W przepuście $\alpha = 1 + M(\alpha_0 - 1)$

Przekrój projektowanego przepustu obszerniejszy niż przekrój dopływowy czyli $K > 1$
obliczenia spiętrzenia tracą sens fizyczny $\Delta_z = 0,0m$.

2.2. Wzniesienie linii energii przed przepustem

Ze względu na straty energii na długości przewodu sprawdzamy warunek:

$L_p > 20 \cdot h_p$ gdzie:

L_p – długość przepustu (9,10m)

h_p – wysokość przewodu przepustu (1,00m)

$9,1 >? 50$

Dla zaprojektowanego przepustu warunek ten nie jest spełniony, czyli przepust traktujemy jako przewód krótki.

Szerokość zwierciadła wody przed wlotem równa jest 2,08m.

Na zdolność przepustową przepustów o niezatopionym wlocie i wylocie ma wpływ dławienie boczne. Dla przepustów sprawdza się warunek:

$B \geq 6 \cdot b$ gdzie:

B – szerokość zwierciadła wody przed przepustem

b – szerokość otworu wlotowego

$2,08 >? 6 \times 3,0$

Dla zaprojektowanego przepustu warunek ten nie jest spełniony, czyli przepust jest o częściowym dławieniu bocznym.

Dla przepustów krótkich, zdolność przepustową obliczamy z zależności korelacyjnej dla wysokości energii przed wlotem przepustu spiętrzonego strumienia sprawdzamy ze wzoru:

$$H_o = \left(\frac{Q}{m \cdot bkr \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3}$$

gdzie:

Q – przepływ miarodajny;

m – współczynnik zależny od rodzaju przekroju przepustu i od kształtu wlotu;

bkr – światło przepustu.

Dla częściowego dławienia bocznego wartość m jest równa:

$$m = mt + \frac{0,385 - mt}{3 \cdot Fo - 2 \cdot Fp} \cdot Fp \text{ gdzie:}$$

mt – współczynnik zależny od rodzaju przekroju przepustu i od kształtu wlotu;

Fo – pole przekroju strumienia przed przepustem przy przepływie miarodajnym;

Fp - pole przekroju strumienia przed rzędnej spiętrzonego zwierciadła wody.

Głębokość wody górnej wyznacza się metodą prób z równania

$$H = H_0 - v^2/2g$$

$$m = 0,347$$

$$H = 0,29 - 0,04$$

$$H = 0,25$$

Obliczono zdolność przepustową teoretyczną w warunkach przekroju dla zaprojektowanego przewodu

przy jego zalaniu $h = 75\% \rightarrow h = 1,0\text{m} \times 0,75 = 0,75 \text{ m}$

$$Q_{\text{zdolność przepustowa}} = m \cdot bkr \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot H_0^{3/2}$$

$$Q_{\text{zdolność przepustowa}} = 0,348 \times 3,0 \times 4,43 \times 0,29^{1,5}$$

$$Q_{\text{zdolność przepustowa}} = 0,73 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{m1\%} = 0,72 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$Q_{\text{zdolność przepustowa}} > Q_{1\%} \rightarrow$ warunek spełniony.

Obiekt przeniesie przepływ miarodajny.

2.3. Warunki niezatopienia wlotu i wylotu przewodu

H – wysokość zwierciadła nad dnem przepustu na jego wlocie = 0,25m

h_p – wysokość przewodu przepustu = 1,00m

h_d – wzniesienie zwierciadła wody za przepustem nad dnem = $h_m = 0,24\text{m}$

h_{kr} – głębokość krytyczna = 0,245m.

Warunek niezatopienia wlotu $H \leq 1,2 \times h_p$

$$H \leq 1,2 \times 1,00$$

$$0,25 \leq 1,20$$

Spełniony.

Warunek niezatopienia wylotu $h_d \leq 1,25 \times h_{kr}$

$$h_p \leq 1,25 \times h_{kr}$$

$$0,24 \leq 1,25 \times 0,25$$

$$0,24 \leq 0,3$$

Spełniony.

Wlot i wylot niezatopiony. Reżim ruchu nie ulega zmianie w przewodzie przepustu. W przewodzie zostaje utrzymana pełna ciągłość przepływu.

3. PODSUMOWANIE.

Zapas od swobodnego zwierciadła wody

$$h_p - H = 1,00 - 0,54 = 0,46\text{m} > 0,25\text{m}$$

(0,25m – zapas wymagany dla przewodu o wysokości 1,00m).

Obiekt o wymiarach $1,00\uparrow \times 3,0\text{m}\leftrightarrow$ został prawidłowo dobrany i przeniesie przepływ miarodajny.

- Rzędna dna na wlocie 263,24 m n.p.m.
- Rzędna dna w osi przepustu 263,23 m n.p.m.
- Rzędna na wylocie 263,22 m n.p.m.
- Spiętrzenie 0,0m
- Rzędna przepływu miarodajnego na wlocie $Q_{1\%} = 263,78$ m n.p.m.
- Spadek hydrauliczny = spadek budowlany = 0,3 %

