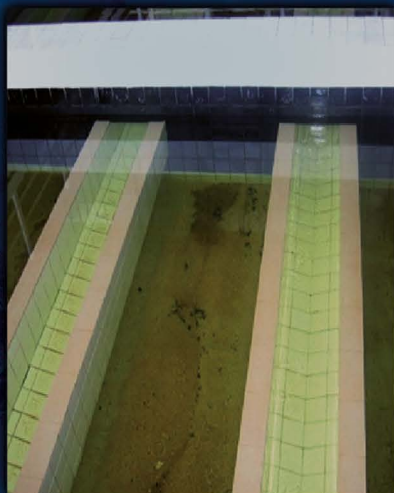


**Małgorzata Wolska
Agnieszka Urbanowska**

PROJEKTOWANIE ZAKŁADÓW OCZYSZCZANIA WODY

WYDANIE II POPRAWIONE I UZUPEŁNIONE



Małgorzata Wolska
Agnieszka Urbanowska

Projektowanie zakładów oczyszczania wody

Wydanie II poprawione i uzupełnione



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej
Wrocław 2020

Recenzenci

Jacek WIŚNIEWSKI
Agnieszka WŁODYKA-BERGIER

Opracowanie redakcyjne i korekta

Hanna JUREK

Projekt okładki

Marcin ZAWADZKI

Wszelkie prawa zastrzeżone. Niniejsza książka, zarówno w całości, jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny, fotograficzny i inny bez zgody wydawcy i właścicieli praw autorskich.

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2020

OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCLAWSKIEJ

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

<http://www.oficyna.pwr.edu.pl>;

e-mail: oficwyd@pwr.edu.pl

zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl

ISBN 978-83-7493-146-5

Druk i oprawa: beta-druk, www.betadruk.pl

Spis treści

1. Wstęp	7
1.1. Zasoby wodne	7
1.2. Rodzaje wód i ich charakterystyka	9
1.2.1. Wody powierzchniowe	9
1.2.2. Wody podziemne	10
1.2.3. Wody infiltracyjne	10
2. Wymagania stawiane wodzie do spożycia na potrzeby gospodarcze i przemysłowe	11
3. Procesy oczyszczania wody	13
3.1. Układy oczyszczania wód powierzchniowych	13
3.2. Układy oczyszczania wód podziemnych	15
3.2.1. Układ grawitacyjny	15
3.2.2. Układ ciśnieniowy	15
3.2.3. Układ mieszany	15
3.2.4. Układ z napowietrzaniem i filtracją kontaktową	16
3.2.5. Układ z utlenianiem i sorpcją w złożu z węgla aktywnego	16
3.2.6. Układ z utlenianiem chemicznym z użyciem silnego utleniacza	17
4. Reagenty stosowane w procesach uzdatniania wody oraz dawkowniki	19
4.1. Charakterystyka stosowanych reagentów	19
4.2. Wielkości zużycia reagentów i ich magazynowanie	21
4.3. Parametry projektowe	25
4.4. Dawkowniki reagentów	26
4.4.1. Parametry projektowe	30
4.5. Przykłady obliczeniowe	31
4.5.1. Obliczenia zużycia i magazynowania reagentów	31
4.5.2. Obliczenia zużycia chloru oraz powierzchni jego magazynu	32
4.5.3. Dobór i projektowanie pomp dawkujących	34
5. Koagulacja	35
5.1. Chemizm procesu	35
5.2. Korekta pH po procesie koagulacji	38
5.3. Komory szybkiego mieszania	40
5.3.1. Metoda obliczania mieszacza hydraulicznego z przegrodami i przepustami	47
5.3.2. Metoda obliczania mieszacza hydraulicznego z przegrodami perforowanymi	48
5.3.3. Metoda obliczania mieszacza o przepływie pionowo-wirowym (stożkowa komora szybkiego mieszania)	49
5.3.4. Metoda obliczania mieszacza mechanicznego	50
5.4. Komory wolnego mieszania	51
5.4.1. Metoda obliczania korytarzowej komory flokulacji z poziomym ruchem wody (labiryntowej)	56

5.4.2. Metoda obliczania wirowej komory flokulacji	57
5.4.3. Metoda obliczania wodoskrętnej komory flokulacji	58
5.4.4. Metoda obliczania mechanicznej komory flokulacji	59
5.5. Przykłady obliczeniowe	59
5.5.1. Wyznaczanie dawki koagulantu	59
5.5.2. Korekta pH wodorotlenkiem sodu	60
5.5.3. Komora szybkiego mieszania z przegrodami i przepustami	66
5.5.4. Mechaniczna komora szybkiego mieszania	68
5.5.5. Komora flokulacji zespolona z osadnikiem	69
5.5.6. Komora flokulacji z wirowym ruchem wody	71
5.5.7. Mechaniczna komora flokulacji	72
6. Osadniki	73
6.1. Parametry projektowe – osadniki o przepływie poziomym	74
6.1.1. Metoda obliczania osadników o przepływie poziomym wg powierzchni	75
6.2. Parametry projektowe – osadniki o przepływie pionowym	77
6.2.1. Metoda obliczania osadników o przepływie pionowym	78
6.3. Przykłady obliczeniowe	80
6.3.1. Osadnik o przepływie poziomym	80
6.3.2. Osadnik o przepływie pionowym	84
7. Klarowniki	89
7.1. Parametry projektowe	90
7.2. Metoda obliczania klarownika korytarzowego	92
7.3. Przykład obliczeniowy – klarownik korytarzowy	94
8. Filtracja	103
8.1. Konstrukcja i przeznaczenie filtrów	103
8.1.1. Budowa filtrów	103
8.1.2. Złoża filtracyjne	105
8.2. Rodzaje filtrów	113
8.3. Parametry pracy filtrów	117
8.4. Parametry płukania filtrów	119
8.4.1. Drenaże filtrów	123
8.5. Przykłady obliczeniowe	129
8.5.1. Filtry grawitacyjne	129
8.5.2. Filtry ciśnieniowe	131
8.5.3. Dobór uziarnienia drugiej warstwy złoża	134
8.5.4. Obliczenia strat ciśnienia wody podczas filtracji	139
8.5.5. Obliczenia strat ciśnienia podczas płukania złoża	141
9. Dezynfekcja wody	145
10. Zbiorniki wody czystej	149
11. Dobór rurociągów do transportu wody	153
11.1. Parametry projektowe	153
11.2. Przykład obliczeniowy – dobór rurociągów	155
12. Gospodarka ściekami i osadami powstającymi podczas oczyszczania wody	157
12.1. Parametry projektowe	159
12.2. Przykład obliczeniowy – gospodarka ściekowo-osadowa	160
13. Rzeczywista wydajność zakładu	163
13.1. Obliczenia rzeczywistej wydajności zakładu oczyszczania wody	164
14. Wytyczne do rysunków	167

14.1. Plan sytuacyjny	167
14.2. Przekrój przez układ technologiczny	168
14.3. Rysunki szczegółowe	170
Bibliografia	171
Spis rysunków	173
Spis tabel	175

1. Wstęp

1.1. Zasoby wodne

Woda zajmuje znaczną część powierzchni Ziemi. Jej objętość szacuje się na ok. $1,4 \cdot 10^9 \text{ km}^3$. Hydrosfera obejmuje zarówno wody atmosferyczne, powierzchniowe, jak i podziemne, w postaci gazowej, ciekłej i stałej. Większość z nich stanowią morza i oceany – 96,5%, natomiast wody podziemne – 1,7%, lodowce – 1,7%, rzeki i jeziora – 0,013%. Z kolei udział wód atmosferycznych wynosi jedynie 0,001%. Wody na kuli ziemskiej to przede wszystkim wody słone. Zaledwie 2,5% całkowitych zasobów stanowią wody słodkie. Z tej objętości aż 68,7% uwięzione jest w lodowcach i śniegach. Dostępne źródło wody słodkiej (ok. 30%) stanowią wody podziemne do głębokości 100 m. Tylko ok. 0,3% jest dostępne w postaci rzek, bagien i jezior [Nawrocki 2010].

Woda występująca w przyrodzie pozostaje w nieustannym ruchu, co zapewnia życie na Ziemi. W czasie przemieszczania się pomiędzy różnymi typami wód cząsteczki wody podlegają ciągłym przemianom fazowym, zmieniając kilkakrotnie stany skupienia: stały, ciekły i gazowy. Krążenie wody w przyrodzie nazywane jest obiegiem wody (tzw. cyklem hydrologicznym) i zachodzi na skutek działania energii promieniowania słonecznego, powodującego parowanie wody i gromadzenie się jej w troposferze, oraz siły ciężkości warunkującej powrót wody na powierzchnię naszej planety w postaci opadu atmosferycznego. O miejscu opadu na powierzchnię lądów lub oceanów decydują prądy powietrzne, powodujące przemieszczanie mas skondensowanej pary wodnej. Przemiany cząsteczek wody zachodzą w obszarze warstwy atmosfery grubości 16 km oraz w warstwie skorupy ziemskiej grubości 800 m. Obieg wody przebiega następującymi etapami [Nawrocki 2010]:

I. Parowanie wody z powierzchni zbiorników wodnych. Głównym czynnikiem sprawczym jest energia Słońca. Zjawisko to dotyczy oceanów, mórz, rzek, jezior, sztucznych zbiorników oraz roślin lądowych (w procesie transpiracji) i gleby. Dzięki sublimacji źródłem pary wodnej są też lód i śnieg.

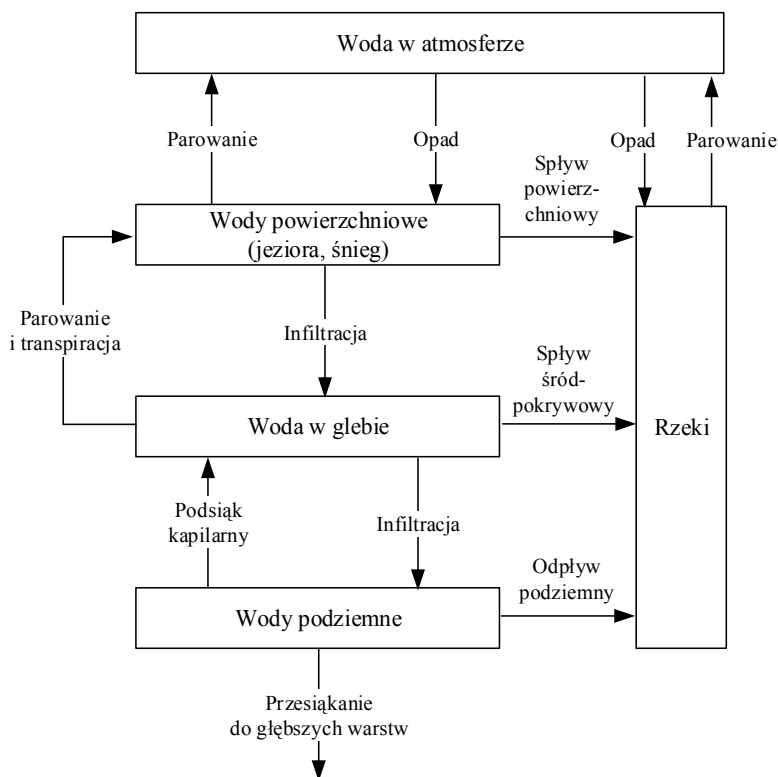
II. Kondensacja (skraplanie), przemiana stanu gazowego wody w ciekły. Powstałe cząsteczki pary wodnej unoszone są przez pionowe ruchy ogrzanego powietrza. Przemiany faz w atmosferze zależą od spadku temperatury. Na pewnej wysokości nad

powierzchnią Ziemi, w wyniku ochładzania się powietrza i w warunkach nasycenia parą wodną dochodzi do kondensacji, czego efektem jest tworzenie się chmur. Cząsteczki pary wodnej skraplają się na mikroskopijnych rozmiarów stałych cząstkach zwanych jądrami kondensacji. Na nich osiadają produkty kondensacji w postaci kropelek wody lub kryształków lodu powstałe w wyniku resublimacji. Para wodna w wyższych częściach atmosfery tworzy chmury, a w niższych powstaje mgła. Natomiast na powierzchni ziemi lub na przedmiotach osadza się jako rosa, szadź lub szron.

III. Opady. Para wodna i woda zgromadzona w chmurach dzięki cyrkulacji powietrza dociera nad lądy. Gdy temperatura obniży się, krople wody pod wpływem ciężaru spadają z chmur w postaci deszczu, śniegu, krupy lub gradu. Aż 80% z ogólnej sumy opadów trafia do mórz i oceanów, a tylko 20% na kontynenty.

IV. Przesiäkanie i spływ. Większość wód opadowych spływa w postaci potoków i rzek do morza, dając odpływ powierzchniowy, lub infiltruje, wsiäkając w grunt, zasila w ten sposób wody podziemne.

V. Ponowne parowanie. Wody powierzchniowe w wyniku podgrzewania parują do atmosfery, żeby ponownie w postaci opadów zasilić zasoby wodne.



Rys. 1. Schemat krążenia wody w przyrodzie

Pełny, zamknięty cykl krążenia wody w przyrodzie, obejmujący wszystkie przemiany wody, nazywany jest dużym obiegiem (w skali całego globu), natomiast krążenie wody, które obejmuje tylko parowanie i opady zachodzące pomiędzy atmosferą i lądem lub atmosferą i oceanem, nazywane jest małym obiegiem wody (w skali lokalnej, rys. 1).

Według Światowej Organizacji Zdrowia (WHO) ponad miliard ludzi na świecie nie ma dostępu do wody zdatnej do spożycia, a w Europie jest ich ponad 10 milionów. Ważnym problemem staje się także pogarszająca się jakość wód, spowodowana działalnością człowieka. Wzrost liczby ludności, rozwój przemysłu i rolnictwa skutkują większą eksploatacją zasobów wodnych wraz ze wzrostem ich zanieczyszczenia. Poza tym niekorzystnie na stan hydrosfery wpływają zmiany klimatyczne. Wobec narastającego problemu braku wody na świecie niezwykle istotne wydaje się poszukiwanie sposobów rozsądnego gospodarowania wodą, metod umożliwiających oszczędne jej zużywanie oraz wysokosprawnych technologii oczyszczania zarówno wód, jak i ścieków [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompór 1992].

1.2. Rodzaje wód i ich charakterystyka

Wody naturalne przeznaczone do spożycia przez ludzi i na potrzeby gospodarcze dzieli się na:

- wody powierzchniowe (rzeki, jeziora, stawy),
- wody podziemne (pochodzące z warstw wodonośnych, zalegające na różnych głębokościach),
- wody infiltracyjne (wody powierzchniowe poddawane infiltracji i dalej ujmowane jako mieszane wody po infiltracji i wody podziemne).

1.2.1. Wody powierzchniowe

Rodzaj zanieczyszczeń obecnych w wodach powierzchniowych zależy od wielu czynników, m.in. od rodzaju podłoża i konstrukcji koryta cieku, charakteru zlewni i sposobu jej zagospodarowania, ukształtowania terenu, pory roku oraz wysokości opadów atmosferycznych. Wody powierzchniowe charakteryzują się dość dużymi wskaźnikami zanieczyszczenia, co wynika z obecności zarówno związków nieorganicznych, jak i organicznych pochodzenia naturalnego lub sztucznego oraz substancji wypłukiwanych z gleby i dopływających do odbiornika z oczyszczonymi ściekami. Wykazują one znaczne ilości zawiesin i koloidów, podwyższoną intensywność barwy i mętność. Ich temperatura zmienia się w zależności od pory roku. Odnaczają się także dużą wartością wskaźników mikrobiologicznych, tj. bakterii, wirusów i glonów.

1.2.2. Wody podziemne

W odróżnieniu od wód powierzchniowych wody podziemne charakteryzują się ustabilizowanym składem. Praktycznie nie zawierają zawiesin i związków organicznych. Charakteryzują się małą intensywnością barwy i mętnością, a ich temperatura jest stała. Skład tych wód wiąże się z budową geologiczną warstw wodonośnych i z szybkością wymywania z nich substancji do wody. Pogorszenie jakości tych wód może nastąpić przez ich kontakt z ciekami powierzchniowymi i wodami opadowymi. Pod względem mikrobiologicznym wody te najczęściej nie budzą zastrzeżeń. Wśród wskaźników osiągających wysokie wartości dla wód podziemnych należy wyróżnić: zasadowość, twardość, zawartość rozpuszczonego ditlenku węgla oraz zawartość żelaza i manganu.

1.2.3. Wody infiltracyjne

Skład wód infiltracyjnych jest ściśle związany z ich pochodzeniem. Uzyskuje się je przez wprowadzenie wód powierzchniowych do płytkich warstw wodonośnych na drodze infiltracji. Rozróżnia się dwa sposoby infiltracji: naturalną, zwaną także brzegową, oraz sztuczną, realizowaną w stawach infiltracyjnych. Wody te charakteryzują się: brakiem zawiesin, obecnością związków charakterystycznych dla wód podziemnych (np. żelaza i/lub manganu) oraz zanieczyszczeniem mikrobiologicznym, w przypadku gdy oczyszczanie w gruncie trwało zbyt krótko [Kowal i in. 1998].

2. Wymagania stawiane wodzie do spożycia na potrzeby gospodarcze i przemysłowe

Jakość wody do spożycia przez ludzi określa jednoznacznie Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 7 grudnia 2017 roku.

Tabela 1. Parametry wskaźnikowe – wymagania organoleptyczne i fizyczno-chemiczne
[Rozporządzenie Ministra Zdrowia 2017]

Lp.	Parametr	Wartość parametryczna ¹⁾	Jednostka	Objaśnienia
1	Glin (Al)	200	µg/dm ³	
2	Jon amonu	0,50	mg NH ₄ ⁺ /dm ³	
3	Barwa	Akceptowalna przez konsumentów i bez nieprawidłowych zmian		²⁾
4	Chlorki	250	mg/dm ³	³⁾
5	Mangan	50	µg/dm ³	
6	Mętność	Akceptowalna przez konsumentów i bez nieprawidłowych zmian. Zalecany zakres wartości do 1,0	NTU	⁴⁾
7	Ogólny węgiel organiczny (OWO)	Bez nieprawidłowych zmian		⁵⁾
8	Stężenie jonów wodoru (pH)	6,5–9,5		³⁾ i ⁶⁾
9	Przewodność elektryczna	2 500	µS/cm	³⁾ i ⁷⁾
10	Siarczany	250	mg/dm ³	³⁾
11	Smak	Akceptowalny przez konsumentów i bez nieprawidłowych zmian		
12	Sód	200	mg/dm ³	
13	Utlenialność z KMnO ₄	5,0	mg/dm ³	⁸⁾
14	Zapach	Akceptowalny przez konsumentów i bez nieprawidłowych zmian		
15	Żelazo	200	µg/dm ³	

¹⁾ W przypadku podania jednej wartości, dolna wartość zakresu wynosi zero.

²⁾ Pożądana wartość tego parametru w wodzie w kranie konsumenta – do 15 mg Pt/dm³.

³⁾ Parametr powinien być uwzględniony podczas oceny agresywnych właściwości korozyjnych wody.

⁴⁾ W przypadku uzdatniania wody powierzchniowej należy dążyć do osiągnięcia wartości parametrycznej nieprzekraczającej 1,0 NTU (nefelometrycznych jednostek mętności) w wodzie po uzdatnieniu.

⁵⁾ Nie musi być oznaczany dla produkcji wody mniejszych niż 10 000 m³ dziennie.

⁶⁾ W odniesieniu do wody niegazowanej rozlewanej do butelek lub pojemników wartość minimalna może zostać zmniejszona do 4,5 jednostek pH. Dla wody rozlewanej do butelek lub pojemników z natury bogatej w ditlenek węgla lub sztucznie wzbogaconej ditlenkiem węgla wartość minimalna może być mniejsza.

⁷⁾ Oznaczana w temperaturze 25 °C.

⁸⁾ Nie musi być oznaczany, jeżeli badane jest OWO.

Tabela 2. Parametry wskaźnikowe – wymagania mikrobiologiczne
[Rozporządzenie Ministra Zdrowia 2017]

Lp.	Parametr	Wartość parametryczna		Objaśnienia
		liczba mikroorganizmów [jtk lub NPL]	objętość próbki [cm ³]	
1	Bakterie grupy coli	0	100	1)
2	Ogólna liczba mikroorganizmów w 22 °C	bez nieprawidłowych zmian		2)
3	<i>Clostridium perfringens</i> (łącznie ze sporami)	0	100	3)

1) Dopuszcza się pojedyncze bakterie <10 jtk (NPL). W przypadku wykrycia bakterii grupy coli <10 jtk (NPL)/100 ml należy wykonać badanie parametru *E. coli* i enterokoki w związku z § 21 ust. 4 rozporządzenia.

2) Zaleca się, aby ogólna liczba mikroorganizmów nie przekraczała:

- 100 jtk/1 cm³ w wodzie wprowadzanej do sieci wodociągowej,
- 200 jtk/1 cm³ w kranie konsumenta.

3) Należy badać w wodzie pochodzącej z ujęć powierzchniowych i mieszanych, a w przypadku przekroczenia dopuszczalnych wartości należy zbadać, czy nie ma zagrożenia dla zdrowia ludzkiego wynikającego z obecności innych mikroorganizmów chorobotwórczych, np. *Cryptosporidium*.

W rozporządzeniu tym stwierdza się m.in., że woda przeznaczona do spożycia przez ludzi nie może zawierać składników lub domieszek szkodliwych dla zdrowia, wywierających ujemny wpływ na smak lub zapach, ani mieć cech wskazujących na jej zanieczyszczenie. W tabeli 1 przedstawiono wybrane dopuszczalne wartości wskaźników fizycznych i chemicznych w wodzie przeznaczonej do spożycia przez ludzi, a w tabeli 2 – dopuszczalne wartości wskaźników mikrobiologicznych.

Dopuszczalne wartości wskaźników jakości wody w różnych państwach mogą być inne. Jest to związane z różnym stopniem zanieczyszczenia wód naturalnych w poszczególnych krajach oraz zarówno technicznymi, jak i ekonomicznymi możliwościami ich oczyszczania. Obecnie można zaobserwować systematyczne zwiększanie liczby normowanych wskaźników jakości wody przeznaczonej do zaopatrzenia ludności oraz zmniejszanie dopuszczalnych wartości. Przyczyną takiego zjawiska jest obecność zwiększającej się liczby zanieczyszczeń w ujmowanych wodach oraz coraz lepsze możliwości analitycznej identyfikacji tych zanieczyszczeń.

Woda dostarczana odbiorcom powinna spełniać zarówno wymagania jakościowe, jak i ilościowe. Aby móc zapobiec skażeniu mikrobiologicznemu, woda powinna być dostarczana bez przerw i pod wystarczającym ciśnieniem. Wahania ciśnienia w sieci sprzyjają zanieczyszczeniu wody innymi obcymi wodami zassanymi do sieci wodociągowej.

Aby spełnić warunki stawiane w rozporządzeniu, należy ujmować wody o odpowiedniej jakości, stosować niezbędne i właściwe procesy oczyszczania, gromadzić wodę w należyty sposób oraz zapewnić stabilność chemiczną i biologiczną wodzie wprowadzanej do sieci wodociągowej.

3. Procesy oczyszczania wody

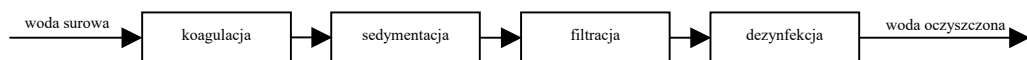
Praktycznie wszystkie wody naturalne, przed ich wykorzystaniem do spożycia oraz na potrzeby gospodarcze i przemysłowe, powinny być odpowiednio przygotowane przez ich oczyszczanie. Wysoki poziom wiedzy technicznej pozwala na oczyszczanie wód nawet bardzo zanieczyszczonych, jednakże względy ekonomiczne przemawiają za ujmowaniem wód jakościowo najlepszych.

Pod pojęciem „oczyszczanie wody” należy rozumieć zespół procesów mających na celu dostosowanie właściwości i składu ujmowanej wody do wymagań wynikających z jej przeznaczenia. Wybór odpowiedniego sposobu oczyszczania wody powinien być poprzedzony: określeniem ilości ujmowanej wody, analizą jakości i zmienności składu wody oraz badaniami technologicznymi dotyczącymi usuwania zanieczyszczeń i unieszkodliwiania powstających ścieków i osadów. Poza tym badania technologiczne powinny obejmować ustalenie rodzajów i dawek niezbędnych chemikaliów, rodzaju materiału filtracyjnego oraz adsorbentu, a także sposobu dezynfekcji wody [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompor 1992].

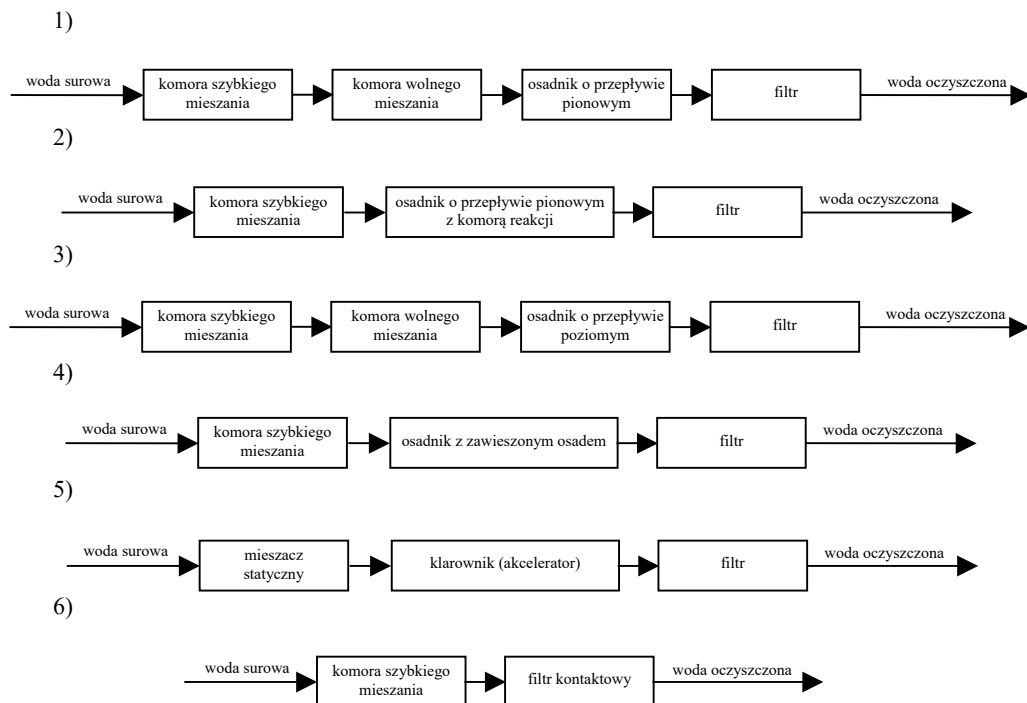
Ustalone procesy jednostkowe powinny stanowić układ technologiczny zapewniający optymalny technicznie i ekonomicznie proces oczyszczania wody o wymaganej sprawności usuwania zanieczyszczeń. Duża różnorodność zanieczyszczeń występujących w wielu ujmowanych wodach oraz duża zmienność poziomu zanieczyszczenia, w przypadku wód powierzchniowych, powodują, że układ oczyszczania powinien być dobierany indywidualnie dla konkretnej wody. W związku z tym, iż o jakości wody dostarczanej do odbiorców współdecydują również zjawiska zachodzące podczas jej transportu, aby zapobiec jej wtórnemu zanieczyszczeniu w sieci wodociągowej, woda musi być stabilna chemicznie i biologicznie. Przykładowe układy technologiczne i konstrukcyjne oczyszczania wód różnego pochodzenia [Kowal i in. 1998] przedstawiono w kolejnych podrozdziałach.

3.1. Układy oczyszczania wód powierzchniowych

Schemat przedstawiony na rysunku 2 to konwencjonalny układ oczyszczania wody o małym poziomie zanieczyszczenia.



Rys. 2. Konwencjonalny układ oczyszczania wody powierzchniowej



Rys. 3. Różne warianty konstrukcyjne realizacji podstawowego układu oczyszczania wód powierzchniowych

W przypadku wód bardziej zanieczyszczonych w układzie technologicznym należy zastosować sorpcję na węglu aktywnym, a niekiedy również wstępne lub pośrednie utlenianie.

Koagulacja jest podstawowym procesem stosowanym w oczyszczaniu wód powierzchniowych i może być realizowana w różnych urządzeniach. Dlatego w praktyce dla najprostszego układu technologicznego stosowane są różne układy konstrukcyjne oczyszczania wody (rys. 3).

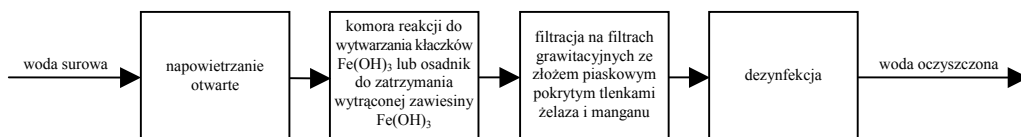
Do przeprowadzenia procesu sedymentacji po koagulacji stosuje się osadniki o przepływie pionowym (w tym zespolone z komorą reakcji), poziomym lub osadniki z warstwą osadu zawieszonego. Niekiedy rezygnuje się z komór wolnego mieszania na rzecz osadników z osadem zawieszonym, w których zachodzą dwa procesy: koagulacja w strefie osadu zawieszonego i sedymentacja w strefie klarowania. Osadniki te są stosowane w zakładach o wydajności od 2000 do 200 000 m³/d. Osadniki o przepływie poziomym stosuje się zazwyczaj dla zakładów o wydajności powyżej 20 000 m³/d, cza-

sami mniejszej, ale nie mniejszej niż $10\,000\text{ m}^3/\text{d}$. Proces filtracji można prowadzić w filtrach pospiesznych zarówno grawitacyjnych, jak i ciśnieniowych o złożach jedno- lub wielowarstwowych. W przypadku oczyszczania wód o niskim poziomie zanieczyszczenia i małej wydajności (do $10\,000\text{ m}^3/\text{d}$) stosuje się koagulację w filtrach kontaktowych, zamiast komór wolnego mieszania i osadników (układ nr 6 na rys. 3).

3.2. Układy oczyszczania wód podziemnych

3.2.1. Układ grawitacyjny

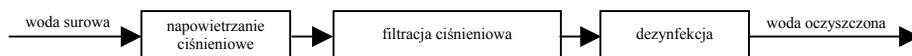
Układ grawitacyjny oczyszczania wód podziemnych stosowany jest w średnich i dużych zakładach oczyszczania wody zawierającej zarówno żelazo, jak i mangan. Układ ten zalecany jest wówczas, gdy w wodzie występują duże ilości żelaza.



Rys. 4. Układ grawitacyjny oczyszczania wód podziemnych

3.2.2. Układ ciśnieniowy

Układ ciśnieniowy oczyszczania wód podziemnych stosowany jest głównie w małych zakładach lub w większych, gdy skład wody uzasadnia jego zastosowanie.

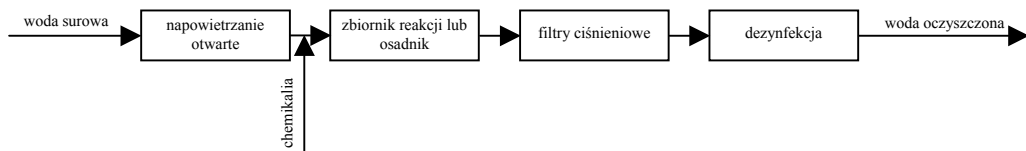


Rys. 5. Układ ciśnieniowy oczyszczania wód podziemnych

3.2.3. Układ mieszany

Układ mieszany oczyszczania wód podziemnych stosowany jest w zakładach oczyszczania wody zawierającej małe i średnie ilości żelaza ($\leq 5\text{ g Fe/m}^3$) oraz manganu. W przypadku gdy żelazo mieści się w zakresie $5\text{--}10\text{ g Fe/m}^3$, należy zastosować złoża filtracyjne dwuwarstwowe piaskowo-antracytowe. Natomiast w przy-

padku, gdy ilość żelaza przekracza $10 \text{ g}_{\text{Fe}}/\text{m}^3$, trzeba zastosować sedymentację przed filtracją.



Rys. 6. Układ mieszaný oczyszczania wód podziemnych

3.2.4. Układ z napowietrzaniem i filtracją kontaktową

Układ z napowietrzaniem i filtracją kontaktową stosowany jest dla wód podziemnych o podwyższonej utlenialności i intensywności barwy wówczas, gdy żelazo jest związane w kompleksach organicznych. W celu utlenienia i koagulacji związków nadających barwę i powodujących utlenialność, przed filtrami kontaktowymi do wody dodaje się utleniacze wspomagające proces napowietrzania i siarczany glinu. Najczęściej jednak proces koagulacji nie jest poprzedzony dawkowaniem innych chemikaliów.

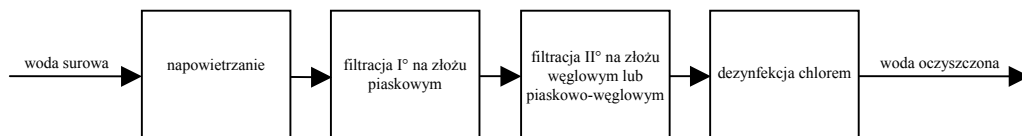
Napowietrzanie wody wspomagać można wiązaniem chemicznym ditlenku węgla przy użyciu związków alkalinizujących. Napowietrzanie można również uzupełnić utlenianiem chemicznym, które ma przyspieszyć wpracowanie złóż filtracyjnych oraz wspomóc utlenianie żelaza, manganu, azotu amonowego i siarkowodoru. W tym celu stosuje się nadmanganian potasu lub rzadziej chlor. Reagenty te dodaje się do wody po jej napowietrzeniu.



Rys. 7. Układ oczyszczania wód podziemnych z napowietrzaniem i filtracją kontaktową

3.2.5. Układ z utlenianiem i sorpcją w złożu z węgla aktywnego

Układ z utlenianiem i sorpcją w złożu z węgla aktywnego stosowany jest do oczyszczania wód podziemnych o podwyższonej utlenialności i intensywności barwy, w których związki żelaza tworzą tzw. chelaty.



Rys. 8. Układ oczyszczania wód podziemnych z utlenianiem i sorpcją na filtrze z węgla aktywnego

3.2.6. Układ z utlenianiem chemicznym z użyciem silnego utleniacza

Układ z zastosowaniem silnego utleniacza (najczęściej nadmanganianu potasu lub rzadziej nadmanganianu sodu) stosowany jest dla wód o zwiększonej zawartości związków organicznych. Stosowany utleniacz powoduje utlenianie i destabilizację połączeń substancji organicznych ze związkami żelaza.



Rys. 9. Układ oczyszczania wód podziemnych z utlenianiem chemicznym z użyciem nadmanganianu potasu

4. Reagenty stosowane w procesach uzdatniania wody oraz dawkowniki

4.1. Charakterystyka stosowanych reagentów

Aby prawidłowo przeprowadzić proces uzdatniania wody, w wielu przypadkach należy wprowadzać do układu właściwie dobrane substancje chemiczne. W zależności od charakteru procesu, substancje te mogą inicjować reakcję, stymulować jej prawidłowy przebieg, umożliwiać realizację procesu lub go przyspieszać oraz modyfikować parametry środowiska procesu. Substancje chemiczne stosowane w procesach uzdatniania wody nazywane są reagentami. Ze względu na prawidłowy przebieg procesu oraz jego efekty, kwestią nadrzędną jest prawidłowy dobór reagenta wraz z określeniem jego dawki. Charakterystykę reagentów najczęściej stosowanych w oczyszczaniu wody przedstawiono w tabeli 3.

Zastosowanie koagulantu hydrolizującego, np. siarczanu glinu, powoduje znaczne zużycie naturalnej zasadowości wody, co w konsekwencji prowadzi do konieczności przeprowadzenia korekty pH. W tym celu wykorzystuje się substancje alkalizujące, jak wodorotlenki sodu, potasu czy wapno. Obecnie najpowszechniej stosuje się ług sodowy (NaOH). Czasami korekta pH wymagana jest również ze względu na utleniacz chemiczny stosowany do dezynfekcji wody lub po procesie adsorpcji.

Znaczną grupą reagentów wykorzystywanych w zakładach oczyszczania wody, niezależnie od jej rodzaju, stanowią utleniacze stosowane do utleniania wstępnego/pośredniego, a najczęściej do dezynfekcji. W znacznej większości zakładów wykorzystywane w tym celu są utleniacze chlorowe, tj. chlor, podchloryn sodu czy ditlenek chloru. Chlor i ditlenek chloru najczęściej stosuje się w zakładach oczyszczania wody powierzchniowej i/lub rozległych systemach dystrybucji, natomiast podchloryn sodu – przede wszystkim w małych instalacjach do dezynfekcji wody podziemnej.

Tabela 3. Charakterystyka wybranych reagentów stosowanych w zakładach oczyszczania wody (ZOW)

Nazwa reagenta	Wzór chemiczny	Masa molowa [g/mol]	Gęstość [g/cm ³]	Właściwości	Magazynowanie/rodzaj opakowania w transporcie
Siarczan glinu	produkt techniczny $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$	666,4	1,69	odczyn kwasowy (w temperaturze pokojowej pH = 2–3)	mokry, w postaci roztworów, dostarczany w cysternach
Chlorek glinu uwodniony	produkt techniczny $\text{AlCl}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$	241,4	2,40	odczyn kwasowy	mokry, w postaci roztworów, dostarczany w cysternach
Chlorek poliglinu	$\text{Al}_n\text{Cl}_{(3n-m)}(\text{OH})_m$ (grupa produktów o różnych właściwościach i masie, charakteryzujących się wstępnym zhydrolizowaniem)	–	$1,31 \pm 0,03$	ciecz jasnoszara lub bezbarwna, odczyn kwasowy	mokry, w postaci roztworów, dostarczany w cysternach
Chlorek żelaza (III)	produkt techniczny $\text{FeCl}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$	270,3	1,82	odczyn kwasowy, barwa czerwono-brązowa	w postaci roztworów, dostarczany w cysternach
Siarczan żelaza(II)	produkt techniczny $\text{FeSO}_4 \cdot 7 \text{H}_2\text{O}$	278	1,90	odczyn kwasowy, ciemnobrązowy	w postaci roztworów, dostarczany w zbiornikach z polipropylenu, polietylenu, laminaty poliestrowe, stalowe wygumowane, zbiorniki z wyłożeniem ceramicznym lub szklanym
Wodorotlenek sodu	NaOH	40	2,13	odczyn alkaliczny, od bezbarwnego do mlecznego w zależności od stężenia	w postaci roztworów dostarczany w cysternach
Chlor	Cl_2	70,9	3,21 g/dm ³ (0 °C)	gaz żółtozielonkawy dostarczany w postaci skroplonej	butle, beczki, cysterny albo wytwarzany w ZOW
Ditlenek chloru	ClO_2	67,5	1,62	gaz żółtozielonkawy o silnym zapachu, wybuchowy, silny utleniacz	wytwarzany w instalacji bezpośrednio w ZOW
Podchloryn sodu	$\text{NaOCl} \cdot 5 \text{H}_2\text{O}$	164,5	1,6	żółta ciecz, o silnym zapachu i alkalicznym odczynie	dostarczany w zbiornikach chemoodpornych
Ozon	O_3	48	2,14	gaz jasnoniebieski, dobrze rozpuszczalny w wodzie, nietrwały, silny utleniacz	wytwarzany bezpośrednio w ZOW z tlenu technicznego lub powietrza

4.2. Wielkości zużycia reagentów i ich magazynowanie

Podstawowym zagadnieniem związanym z zapewnieniem ciągłości pracy stacji jest określenie dobowego zużycia reagentów stosowanych w zakładzie uzdatniania wody. Parametr ten zależy od wymaganej wydajności stacji, od dawki reagenta wynikającej z właściwości ujmowanej wody oraz stężenia stosowanego roztworu.

Każdy ze stosowanych reagentów jest dostępny na rynku w różnych stężeniach i/lub postaci. I właśnie karta charakterystyki wykorzystywanych substancji umożliwia określenie (na podstawie stężenia, gęstości oraz innych specyficznych właściwości) warunków magazynowania i wymaganych objętości zapasu poszczególnych reagentów. Niektóre z reagentów wytwarzane są na miejscu z innych substancji i wtedy wymagane jest magazynowanie zarówno substratów, jak i produktów. W takiej sytuacji konieczne jest również wyposażenie zakładu w instalacje do ich przygotowania, magazynowania i dawkowania.

Reagenty zależnie od ich rodzaju powinny być magazynowane na terenie stacji oczyszczania wody w specjalnie do tego przeznaczonych obiektach/zbiornikach. Konstrukcja oraz wielkość tych obiektów uzależnione są od sposobu magazynowania reagentów, ich dobowego zużycia oraz od wymaganego czasu składowania. Natomiast materiał, z którego są wykonywane zbiorniki magazynujące, zależy od właściwości substancji.

Ze względu na postać przechowywanych reagentów, mogą być one magazynowane „na sucho” – w postaci, w jakiej są dostarczane (luźno lub w opakowaniach) lub „na mokro” – w postaci roztworu gromadzonego w zbiornikach magazynowych. Magazyny „suche” projektuje się najczęściej jako obiekty parterowe z rampą magazynową lub lejami zsypowymi reagentów, natomiast magazyny „mokre” – jako przykryte zbiorniki gromadzące roztwory. Wielkość obu typów magazynów zależy od możliwości i sposobu dostawy chemikaliów, ich dobowego zużycia oraz od długości przerwy w dostawie. Czas magazynowania wynika z trwałości poszczególnych reagentów i najczęściej podawany jest w karcie charakterystyki substancji chemicznych. Obecnie zakłady oczyszczania wody najczęściej decydują się na magazynowanie reagentów „na mokro”, dzięki czemu nie jest konieczne posiadanie i obsługa instalacji roztwarzających czy zarobowych.

Podczas projektowania magazynów reagentów należy kierować się m.in. następującymi zasadami [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompor 1992]:

- powinny znajdować się w pobliżu miejsca przygotowania i dawkowania roztworów do wody,
- powinny być projektowane jako obiekty stałe,
- w przypadku substancji toksycznych, żrących lub palnych powinny być zaprojektowane z uwzględnieniem specjalnych zasad przewidzianych dla magazynów tego typu,

- powinny być zabezpieczone przed przedostawaniem się do reagentów wody z opadów atmosferycznych i działaniem promieni słonecznych,
- ściany i dno obiektów powinny być wykonane w sposób eliminujący wpływ magazynowanych substancji na grunt i wody podziemne, najlepiej pokryte materiałami łatwo zmywalnymi i odpornymi na korozyjne właściwości chemikaliów,
- powinny być wyposażone w urządzenia mechaniczne wykonujące prace transportowe, załadunkowe i wyładunkowe w celu ograniczenia kontaktu pracowników obsługi z chemikaliami.

Na podstawie wyliczonych wielkości i określonych właściwości zbiorników magazynujących należy je zaprojektować lub dokonać zakupu gotowych zbiorników. Właśnie te cechy, jakie muszą spełniać zbiorniki magazynujące powodują, że instalacje do magazynowania i/lub dawkowania dzieli się na te przeznaczone dla dezynfektantów oraz pozostałych reagentów wykorzystywanych w zakładach. Przykład typoszeregu małych zbiorników wyposażonych w pompki dawkujące i inny osprzęt do magazynowania reagentów przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Typoszeręg małych zbiorników magazynujących
[DREM-EKO]

Objętość [dm ³]	Średnica [mm]	Wysokość [mm]
60	480	520
120	480	865
250	600	1100
500	820	1220
1000	1100	1300

W zakładach, w których możliwe jest stosowanie takich zbiorników magazynowych, transport reagentów odbywa się w zbiornikach dostępnych u producenta (kanistry) lub w zbiornikach o objętości 1 m³. Każdy z producentów podaje wielkości opakowań, jakie ma w sprzedaży, i najczęściej tak dobiera objętość zbiornika magazynowego, aby obie wielkości były takie same lub jedna stanowiła wielokrotność drugiej.

Natomiast w przypadku wymaganych większych zbiorników magazynowych stosowane są objętości od 1 do 50 m³. W takim przypadku budowane są stacje dozowania reagentów, składające się z co najmniej dwóch zbiorników pracujących naprzemiennie. Zbiorniki te mogą być obiektami wolno stojącymi lub mogą być lokalizowane w budynkach, co ogranicza negatywne oddziaływania zmian temperatury otoczenia na trwałość reagentów. Transport substancji do takich stacji odbywa się z użyciem cystern, których objętość jest dostosowana do wielkości zbiorników. Najczęściej wykorzystuje się cysterny o objętości 5 m³, 10 m³, 20 m³ i 27 m³. Magazynowanie lub wytwarzanie dezynfektantów wymaga natomiast zasto-

sowania materiałów o bardzo dużej odporności chemicznej. Najczęściej stosowanymi dezynfektantami są chlor, podchloryn sodu i ditlenek chloru. Pierwszy z nich magazynowany jest w butlach lub beczkach, w których masa chloru wynosi, odpowiednio, 45 lub 500 kg. Powierzchnia magazynu powinna obejmować pomieszczenie na puste opakowania i drugie – na pełne. Zgodnie z wytycznymi dotyczącymi przechowywania gazów zarówno pełne, jak i puste opakowania powinny być przechowywane w pozycji leżącej. W przypadku butli dopuszcza się ich przechowywanie „na stojąco” w przypadku pełnych butli. Poza pomieszczeniem na chlor wymagane jest zaprojektowanie ciągu komunikacyjnego umożliwiającego dostęp wózka transportującego do każdego z pojemników.

Roztwór siarczanu glinu	
ZASTOSOWANIE	
Uzdatnianie wody pitnej i technologicznej wody przemysłowej, oczyszczanie ścieków przemysłowych, produkcja papieru i tektury, produkcja innych soli glinowych	
Specyfikacja produktu	
Postać	klarowny roztwór
Glin (Al^{3+})	$4,2 \pm 0,2 \%$
Al_2O_3	$7,9 \pm 0,4 \%$
Żelazo (Fe^{tot})	$<0,007 \%$
Wolny kwas (H_2SO_4)	$< 0\%$
Cl^-	$<0,1 \%$
Gęstość (20°C)	$1,32 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$
Lepkość (20°C)	$20 \pm 5 \text{ mPas}$
pH (20°C)	$2,4 \pm 0,5$
Temp krystalizacji	-10°C
Jakość	
KEMIRA ALS jako koagulant jest zgodny z europejską normą EN 878:2004 typ 1	
Dozowanie	
Dozowanie przy zastosowaniu pomp membranowych, wykonanych z materiałów odpornych na korozję. KEMIRA ALS powinien być dozowany bez rozcieńczenia.	
Przechowywanie	
Rekomendowany czas przechowywania: do 12 miesięcy.	
Przechowywanie w pojemnikach	
Przechowywać we właściwie oznakowanych, zamkniętych opakowaniach, z oryginalną etykietą. Magazyny muszą być przystosowane do przechowywania materiałów niebezpiecznych. Zalecana temperatura przechowywania powyżej: 0°C	
Przechowywanie w zbiornikach („magazynowanie luzem”)	
Przechowywać w zbiornikach (ustawionych na nieprzepuszczalnych taczach zabezpieczających otoczenie) wykonanych ze stali kwasoodpornej, stali węglowej z wykładziną gumową, tworzywo sztuczne wzmocnione szkłem (GRP), polipropylenowych lub polietylenowych. Zbiorniki magazynowe należy oznakować zgodnie z obowiązującymi przepisami. Zbiornik magazynowy powinien być czyszczony przynajmniej raz w roku.	
Bezpieczne stosowanie	
Stosowanie zabezpieczeń i środków ochrony indywidualnej, zgodnie z informacjami zawartymi w karcie charakterystyki.	
Dostawy	
Dostawy realizowane są cysternami samochodowymi lub w paletopojemnikach, jako transport drogowy:	
UN 3264 MATERIAŁ ŻRĄCY CIEKŁY, KWAŚNY, NIEORGANICZNY, I.N.O. (SIARCZAN GLINU) 8, III, (E)	

Rys. 10. Przykładowa karta charakterystyki roztworu siarczanu(VI) glinu [Kemipol]

Podchloryn sodu dostępny jest w zbiornikach o różnej objętości – najczęściej 35 kg. Jest to nietrwały reagent, którego siła bakteriobójcza maleje wraz z wydłużaniem czasu magazynowania. Podchloryn stosuje się w małych zakładach oczyszczania wody. Magazynowany jest w zbiornikach dostarczonych przez producenta lub przelewany do instalacji magazynowo-dawkujących. Powierzchnia magazynowa powinna obejmować miejsca na pełne i puste zbiorniki oraz ciąg komunikacyjny do każdego z nich. Natomiast ditlenek chloru jest wytwarzany z chlorynu sodu i kwasu solnego lub chlorynu sodu i chloru gazowego. W związku z tym na terenie zakładu należy przewidzieć powierzchnię magazynową na te reagenty oraz na instalację wytwarzającą ditlenek chloru. Przykładowe karty charakterystyk koagulantów producenta Kemipol przedstawiono na rysunkach 10 i 11.

Kemira Where water meets chemistry™		Specyfikacja Techniczna 17.2.2016	X kemipol Woda łączy ludzi																				
KEMIRA PAX XL 60 Roztwór chlorku poliglinu																							
ZASTOSOWANIE Uzdatnianie wody pitnej i technologicznej, oczyszczanie ścieków przemysłowych, rekultywacja jezior, produkcja papieru		Przechowywanie Rekomendowany czas przechowywania: do 12 miesięcy. Przechowywanie w pojemnikach Przechowywać we właściwie oznakowanych, zamkniętych opakowaniach, z oryginalną etykietą. Magazyny muszą być przystosowane do przechowywania materiałów niebezpiecznych. Zalecana temperatura przechowywania powyżej: 0°C Przechowywanie w zbiornikach („magazynowanie luzem”) Przechowywać w zbiornikach (ustawionych na nieprzepuszczalnych tacach zabezpieczających otoczenie), stali węglowej z wykładziną gumową, tworzywo sztuczne wzmocnione szkłem (GRP), polipropylenowych lub polietylenowych. Zbiorniki magazynowe należy oznakować zgodnie z obowiązującymi przepisami. Zbiornik magazynowy powinien być czyszczony przynajmniej raz w roku.																					
Specyfikacja produktu <table border="1"> <tr> <td>Postać</td> <td>Jasnożółty roztwór</td> </tr> <tr> <td>Glin (Al^{3+})</td> <td>$7,5 \pm 0,5 \%$</td> </tr> <tr> <td>Al_2O_3</td> <td>$14,2 \pm 1,0 \%$</td> </tr> <tr> <td>Cl^-</td> <td>$16,0 \pm 2,0 \%$</td> </tr> <tr> <td>Zasadowość</td> <td>$45 \pm 5 \%$</td> </tr> <tr> <td>Żelazo (Fe^{tot})</td> <td>$< 0,01 \%$</td> </tr> <tr> <td>Gęstość (20°C)</td> <td>$1,31 \pm 0,03 \text{ g/cm}^3$</td> </tr> <tr> <td>Lepkość (20°C)</td> <td>$20 \pm 10 \text{ mPas}$</td> </tr> <tr> <td>pH (20°C)</td> <td>$1,5 \pm 0,5$</td> </tr> <tr> <td>Temp krystalizacji</td> <td>-20°C</td> </tr> </table>		Postać	Jasnożółty roztwór	Glin (Al^{3+})	$7,5 \pm 0,5 \%$	Al_2O_3	$14,2 \pm 1,0 \%$	Cl^-	$16,0 \pm 2,0 \%$	Zasadowość	$45 \pm 5 \%$	Żelazo (Fe^{tot})	$< 0,01 \%$	Gęstość (20°C)	$1,31 \pm 0,03 \text{ g/cm}^3$	Lepkość (20°C)	$20 \pm 10 \text{ mPas}$	pH (20°C)	$1,5 \pm 0,5$	Temp krystalizacji	-20°C	Bezpieczne stosowanie Stosowanie zabezpieczeń i środków ochrony indywidualnej, zgodnie z informacjami zawartymi w karcie charakterystyki. Dostawy Dostawy realizowane są cysternami samochodowymi lub w paletopojemnikach, jako transport drogowy: UN 3264 MATERIAŁ ŻRĄCY CIEKŁY, KWAŚNY, NIEORGANICZNY, I.N.O. (CHLOREK POLIGLINU) 8, III, (E)	
Postać	Jasnożółty roztwór																						
Glin (Al^{3+})	$7,5 \pm 0,5 \%$																						
Al_2O_3	$14,2 \pm 1,0 \%$																						
Cl^-	$16,0 \pm 2,0 \%$																						
Zasadowość	$45 \pm 5 \%$																						
Żelazo (Fe^{tot})	$< 0,01 \%$																						
Gęstość (20°C)	$1,31 \pm 0,03 \text{ g/cm}^3$																						
Lepkość (20°C)	$20 \pm 10 \text{ mPas}$																						
pH (20°C)	$1,5 \pm 0,5$																						
Temp krystalizacji	-20°C																						
Jakość KEMIRA PAX XL 60 jako koagulant jest zgodny z europejską normą EN 883:2004 typ 1																							
Dozowanie Dozowanie przy zastosowaniu pomp membranowych, wykonanych z materiałów odpornych na korozję. KEMIRA PAX XL 60 powinien być dozowany bez rozcieńczenia.																							

Rys. 11. Przykładowa karta charakterystyki roztworu chlorku poliglinu [Kemipol]

4.3. Parametry projektowe

Maksymalne dobowe zużycie reagenta ($M_{d_{\max}}$) określa wzór:

$$M_{d_{\max}} = Q_{d_{\max}} D_{\max}, \quad \frac{\text{kg}}{\text{d}} \quad (4.1)$$

gdzie: $Q_{d_{\max}}$ – maksymalna dobowo wydajność stacji uzdatniania wody, m^3/d , $D_{\max}$ – maksymalna dawka reagenta w postaci czystej i ewentualnie bezwodnej, kg/m^3 .

Wielkość zapasu reagenta (Z) wyznacza się z następującej zależności:

$$Z = M_{d_{\max}} T_m, \quad \text{kg} \quad (4.2)$$

gdzie: T_m – wymagany czas składowania (najczęściej wynika z trwałości reagenta), d: 5–15 d dla dużych stacji, 10–20 d dla średnich stacji, 15–25 d dla małych stacji.

Pojemność czynną zbiorników magazynujących „na mokro” (V_m) wyznacza się na podstawie wzoru:

$$V_m \beta = \frac{100Z}{c\rho}, \quad \text{m}^3 \quad (4.3)$$

gdzie: β – współczynnik zapasu uwzględniający możliwość przyjęcia 1 dostawy reagenta po całkowitym wypełnieniu zbiornika, Z – wymagany zapas reagenta, kg, c – stężenie roztworu reagenta w zbiornikach magazynujących, %, ρ – gęstość roztworu, kg/m^3 .

Reagenty magazynowane są w zbiornikach, które napełnia się, przepompowując substancję z cysterny. Dlatego pojemność zbiornika projektuje się tak, aby odpowiadała wielkości cysterny lub opakowania, w którym jest transportowana.

Liczbę zbiorników (n_c) wyznacza się z zależności:

$$n_c = \frac{V_m}{V_c}, \quad \text{szt.} \quad (4.4)$$

gdzie: V_m – pojemność czynna zbiorników magazynujących, m^3 , V_c – pojemność pojedynczej cysterny lub opakowania, w którym jest transportowana, m^3 .

W dużych i średnich zakładach chlor jest dodawany do wody najczęściej w postaci wody chlorowej, wytworzonej z rozpuszczenia 3–5 kg chloru gazowego w 1 m^3 wody. Natomiast w małych zakładach, zwłaszcza w przypadku oczyszczania wody podziemnej dodawany jest do wody w postaci podchlorynu sodu. Chlor magazynowany jest w butlach (o masie chloru 45 kg) lub beczkach (o masie chloru 500 kg), natomiast podchloryn – w pojemnikach o masie 35 kg. Liczbę pojemników (n_b) wyznacza się ze wzoru:

$$n_b = \frac{Z_{\text{Cl}_2}}{m}, \text{ szt.} \quad (4.5)$$

gdzie: Z_{Cl_2} – niezbędny zapas chloru, kg, m – masa chloru/podchlorynu w pojedynczym pojemniku, kg.

Powierzchnię magazynowania chloru/podchlorynu sodu należy zaprojektować tak, aby rozmieścić pojemniki z reagentem. Należy przewidzieć również miejsce na opróżnione pojemniki oraz ciąg komunikacyjny zapewniający transport w obrębie magazynu.

4.4. Dawkowniki reagentów

Aby uzyskać stały, zgodny ze stawianymi oczekiwaniami, efekt procesu uzdatniania, należy dostarczyć układowi optymalną i ściśle określoną dawkę odpowiednio dobranego reagenta. Wielkość dawki ustalana jest na podstawie badań technologicznych i może być zmienna w ciągu roku, w zależności od zmian właściwości ujmowanej wody. Urządzenia, które służą do odmierzania ustalonych ilości reagenta, noszą nazwę dawkowników. Ze względu na stan skupienia dawkowanych substancji, można wyróżnić 3 zasadnicze typy dawkowników:

- dawkowniki roztworów i zawiesin, tzw. dawkowniki mokre,
- dawkowniki substancji stałych, tzw. dawkowniki suche,
- dawkowniki gazu.

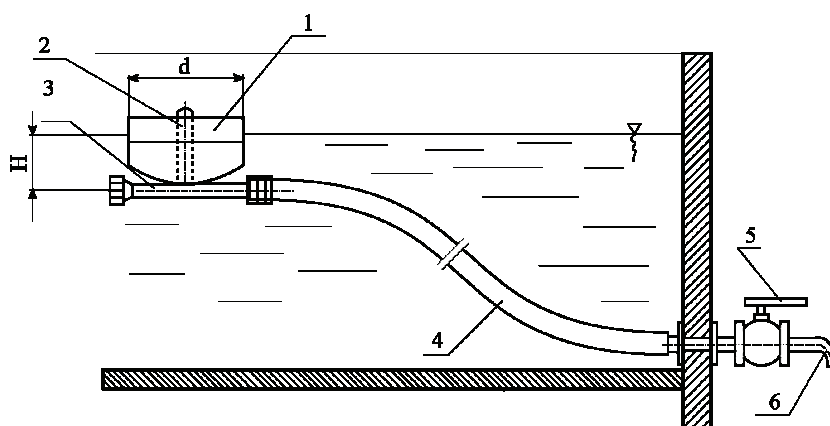
Innego podziału dawkowników dokonuje się ze względu na sposób dawkowania, który obejmuje [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompor 1992]:

- dawkowniki o stałej dawce – stosowane w przypadku, gdy natężenie przepływu wody i jej jakość nie wykazują dużych zmian, wówczas zmianę dawki można ustawić raz w ciągu jednej zmiany roboczej,
- dawkowniki o dawce proporcjonalnej do natężenia przepływu cieczy wymagają zamontowania dodatkowego urządzenia do pomiaru natężenia przepływu wraz z modułem sterującym pracą dawkownika,
- dawkowniki o dawce proporcjonalnej do jakości cieczy wymagają zamontowania dodatkowego urządzenia oznaczającego daną właściwość wody wraz z elementami sterującymi pracą dawkownika.

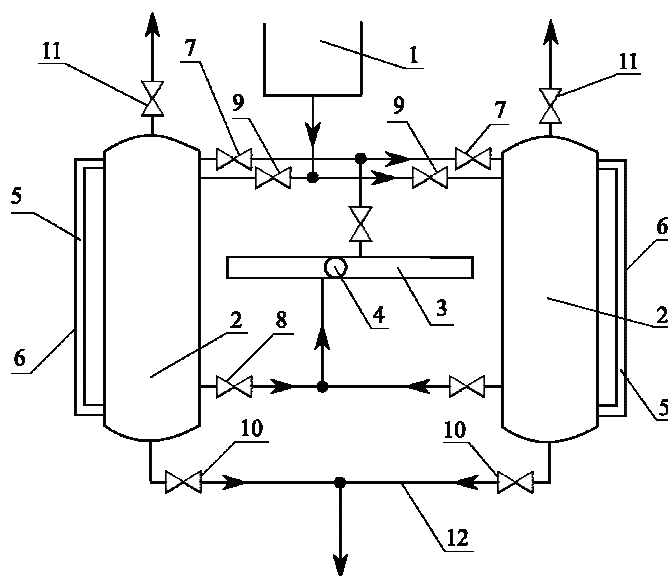
Dawkowniki powinny zapewniać dokładność dozowania z odchyleniem nie większym niż $\pm 5\%$. Liczba stosowanych urządzeń nie może być mniejsza niż 2 (jeden z tych dawkowników jest wymagany jako urządzenie rezerwowe).

Zbiorniki dawkujące należy przewidzieć dla ciśnienia równego 0,6 MPa. Powierzchnie wewnętrzne tych zbiorników trzeba pokryć powłoką odporną na działanie kwasów i zasad, natomiast powierzchnie zewnętrzne farbą antykorozyjną. Do transportu reagentów nieagresywnych należy stosować rury stalowe z polietylenu

lub polipropylenu. Natomiast w przypadku reagentów agresywnych zaleca się użycie rur z polietylenu, stalowych bądź rur bez szwu ze stali odpornej na korozję. Schemat dawkovnika o stałej dawce przedstawiono na rysunku 12, natomiast dawkovnika ciśnieniowego na rysunku 13.



Rys. 12. Dawkovnik o stałej dawce: 1 – pływak, 2 – rurka powietrzna, 3 – kryza miernicza, 4 – przewód elastyczny, 5 – kurek wyłączający, 6 – spust



Rys. 13. Dawkovnik ciśnieniowy: 1 – zbiornik z roztworem reagenta, 2 – zbiorniki dawkujące, 3 – przewód wody uzdatnionej, 4 – kryza miernicza, 5 – pływak wskazujący, 6 – wodowskaz, 7 – zawór odprowadzający wodę surową, 8 – zawór doprowadzający dawkovany roztwór reagenta, 9, 10 – zawory, 11 – kurki odpowietrzające, 12 – przewody spustowe

Dla większych instalacji oddzielnie dobierane są pompki dawkujące, najczęściej membranowe, zapewniające dużą dokładność i precyzję dawkowania. Ich wydajności i precyzja mieszczą się w bardzo szerokim zakresie, wynikającym z różnych właściwości stosowanych reagentów oraz ich stężeń. Dlatego też zakres dawkowanych objętości jest podstawą doboru pomp dozujących chemikalia. Przykładowy typoszereg pomp dozujących firmy Grundfos DME przedstawiono w tabeli 5, a przykład zbiornika magazynującego na rysunku 14.

Tabela 5. Przykładowy typoszereg pomp dozujących substancje chemiczne [Grundfos b]

Pompa DME	Zakres nastaw	
	Od [cm ³ /h]	Do [dm ³ /h]
DME 2	2,5	2,5
DME 8	7,5	7,5
DME 12	12	12
DME 19	18,5	18,5
DME 48	48	48
DME 60	75	60
DME 150	200	150
DME 375	500	376
DME 940	1200	940



Rys. 14. Zbiornik magazynujący z osprzętem dawkującym substancje chemiczne [Grundfos b]:

1 – zawór wielofunkcyjny, 2 – mieszadło, 3 – pompa dozująca, 4 – zawór wlotowy zbiornika, 5 – zbiornik, 6 – obwałowanie/wanna, 7 – zawór spustowy, 8 – przewód ssawny, 9 – czujnik poziomu

Pompy dozujące powinny być wyposażone w odpowiednie podłączenia i zapewnić wprowadzenie reagenta do rurociągu, w którym woda przepływa pod ciśnieniem. Najczęściej pompy dozujące są podłączone bezpośrednio do zbiorników magazynujących poszczególne reagenty lub stanowią oddzielne elementy instalacji (w sytuacji stosowania dużych zbiorników magazynujących). Do dawkowania dezynfektantów, a w szczególności chloru i podchlorynu sodu, stosuje się pompy dozujące zwane chloratorami, których przykładowy typoszereg przedstawiono w tabeli 6.

Chloratory wraz z osprzętem i pojemnikiem, z którego dawkowany jest dezynfektant, umieszczane są w chlorowni, a więc w oddzielnym budynku lub w wydzielonej części budynku. Ze względu na toksyczność chloru, wszystkie elementy związane z magazynowaniem, roztwarzaniem czy dawkowaniem dezynfektantów są zlokalizowane w obiektach wyposażonych w czujniki chloru oraz instalacje desorpcji chloru, wykorzystywane w sytuacji rozszczelnienia pojemnika z chlorem. Dodatkowo do obiektów, w których znajdują się dezynfektanty jest ograniczony dostęp ludzi, a wstęp odbywa się tylko w odzieży ochronnej.

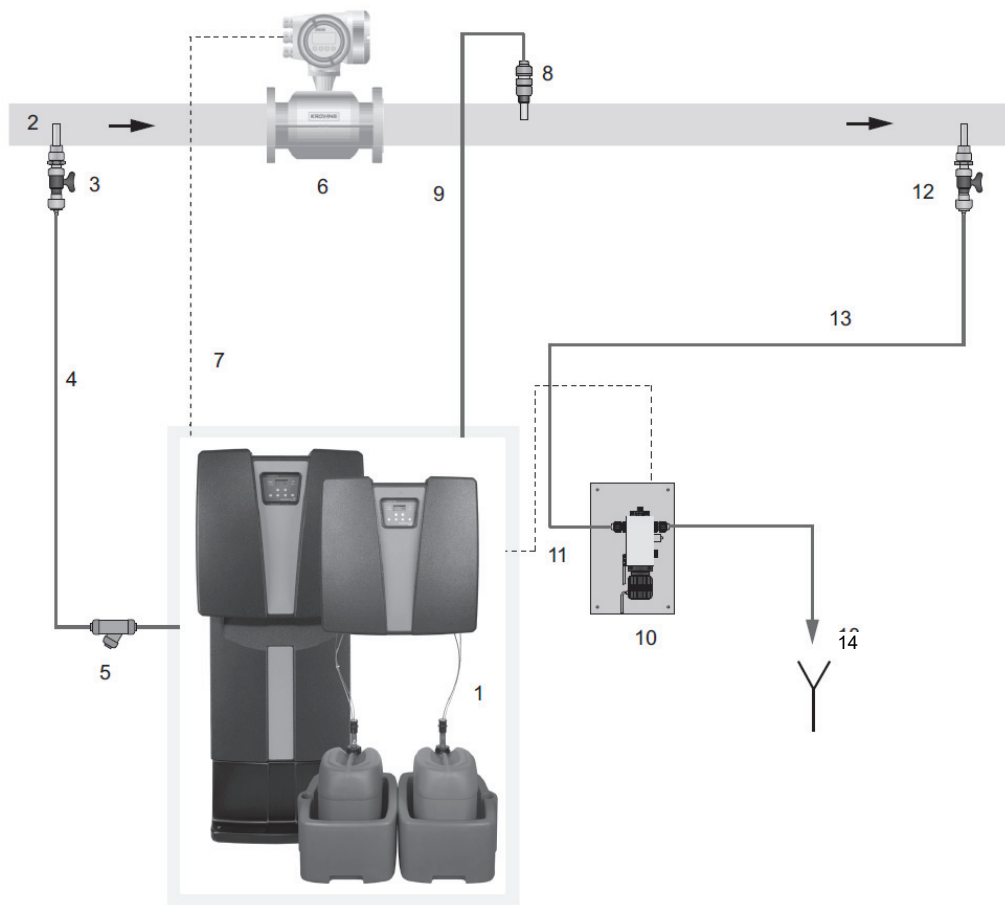
Tabela 6. Przykładowy typoszereg chloratorów firmy IWAKI [IWAKI]

Model		EWN-B11	EWN-B16	EWN-C16	EWN-C21
Wydajność	dm ³ /h	1,8	3,3	3,9	6,6
	cm ³ /min	30	55	65	110
Wydajność na skok	cm ³	0,04–0,08	0,08–0,15	0,07–0,18	0,12–0,31
Nominalna wartość ciśnienia	MPa	1,0	0,7	1,0	0,7
Zakres długości skoku	%	50–100		40–100	
Regulacja skoku	% (spm)	0,1–100 (1–360)			
Standardowe przyłącze na wężyk	mm	Ø 4 × Ø 6			
Natężenie	A	0,8		1,2	
Średnie zużycie energii	W	20		24	
Napięcie		100–240 VAC 50/60 Hz			

Dawkowanie ditlenku chloru wymaga dodatkowo umieszczenia instalacji wytwarzania tego dezynfektanta oraz zbiorników magazynujących reagenty, z których wytwarzany jest ten utleniacz. Przykładowy generator ditlenku chloru został przedstawiony na rysunku 15, a przykładowy typoszereg generatorów ditlenku chloru w tabeli 7.

Tabela 7. Typoszereg generatorów ditlenku chloru
[Grundfos b]

Model	ClO ₂ [g/h]	P (max) [MPa]
C10	80	0,9
C16	160	0,6
C36	320	0,2



Rys. 15. Schemat generatora ditlenku chloru [Grundfos a]; 1 – Oxiperm Pro OCD-162-5, -10, -30 lub -50, 2 – główny kolektor wodny, 3 – urządzenie do pobierania wody do rozcieńczania, 4 – przewód wody do rozcieńczania, 5 – łapacz zanieczyszczeń, 6 – pomiar przepływu, 7 – tor sygnału pomiarowego przepływu, 8 – zawór wtyskujący, 9 – linia dozowania, 10 – cela pomiarowa dwutlenku chloru, 11 – tor sygnału pomiarowego dwutlenku chloru, 12 – punkt poboru wody do pomiaru (minimalna odległość do zaworu dozującego 5 m), 13 – rurka wody do pomiaru, 14 – odpływ

4.4.1. Parametry projektowe

Wydajność dawownika mokrego (q_d), mierzona ilością roztworu lub zawiesiny reagenta [Biuro Usług Projektowych ABACUS], określa wzór:

$$q_d = \frac{QD \cdot 100}{c\rho}, \quad \frac{\text{dm}^3}{\text{s}} \quad (4.6)$$

gdzie: Q – natężenie przepływu oczyszczanej wody, m^3/s , D – dawka reagenta, g/m^3 , c – stężenie roztworu lub zawiesiny, %, ρ – gęstość roztworu lub zawiesiny, kg/m^3 .

Użyteczną objętość dawkownika (V) można wyznaczyć ze wzoru:

$$V = 3,6q_d T, \text{ m}^3 \quad (4.7)$$

gdzie: q_d – wydajność dawkownika, dm^3/s , T – czas, na który powinna wystarczyć jednorazowo przygotowana zawartość zbiornika, h ($T \approx 6\text{--}8$ h).

4.5. Przykłady obliczeniowe

4.5.1. Obliczenia zużycia i magazynowania reagentów

Należy obliczyć maksymalne dobowe zużycie koagulantu oraz roztworu NaOH w stacji uzdatniania wody, a także niezbędny zapas tych reagentów oraz liczbę cystern po założeniu magazynowania „na mokro”, przyjmując następujące dane:

- obliczeniowa wydajność stacji uzdatniania wody: $Q = 12\,000 \text{ m}^3/\text{d}$,
- wymagana dawka koagulantu siarczanu glinu: $D_{\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}} = 56 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}/\text{m}^3$ (w przeliczeniu na Al^{3+} $D_{\text{Al}^{3+}} = 4,54 \text{ g Al}^{3+}/\text{m}^3$),
- stężenie Al^{3+} w dostarczonym roztworze koagulantu: $c_{\text{Al}} = 4,2\%$
- stężenie NaOH w dostarczonym roztworze: $c_{\text{NaOH}} = 25\%$
- wymagana dawka wodorotlenku sodu: $D_{\text{NaOH}} = 44,5 \text{ g}/\text{m}^3$.
- czas składowania: $T_m = 15 \text{ d}$,
- współczynnik zapasu uwzględniający możliwość przyjęcia 1 dostawy reagenta z całkowitym wypełnieniem magazynu: $\beta = 1$.

Na podstawie wzoru (4.1) maksymalne dobowe zużycie reagenta wynosi:

- dla koagulantu:

$$M_{d_{\max} \text{ koag}} = 12000 \cdot 4,54 \cdot 0,001 = 54,5 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

- dla NaOH:

$$M_{d_{\max} \text{ NaOH}} = 12000 \cdot 44,5 \cdot 0,001 = 534 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

Wielkość zatem zapasu reagenta wyznaczona z zależności (4.2):

- dla koagulantu:

$$Z_{\text{koag}} = 54,5 \cdot 15 = 817,5 \text{ kg}$$

- dla NaOH:

$$Z_{\text{NaOH}} = 534 \cdot 15 = 8010 \text{ kg}$$

Pojemność czynna zbiorników magazynujących „na mokro”, zgodnie ze wzorem (4.3), wynosi:

- dla koagulantu:

$$V_{m \text{ koag}} = \frac{100 \cdot 817,5}{4,2 \cdot 1310} = 14,9 \text{ m}^3$$

- dla NaOH:

$$V_{m \text{ NaOH}} = \frac{100 \cdot 8010}{25 \cdot 1270} = 25,2 \text{ m}^3$$

Liczba zbiorników magazynujących uwodniony siarczan glinu (przewożony w cysternach o objętości 5 m^3) jest równa:

$$n_{c \text{ koag}} = \frac{14,9}{5} \cong 3 \text{ szt.}$$

Natomiast liczba zbiorników magazynujących roztwór NaOH (transportowany cysternami o objętości 10 m^3):

$$n_{c \text{ NaOH}} = \frac{25,2}{10} \cong 3,0 \text{ szt.}$$

4.5.2. Obliczenia zużycia chloru oraz powierzchni jego magazynu

Należy obliczyć maksymalne dobowe zużycie chloru w stacji uzdatniania wody, niezbędny zapas, liczbę butli oraz powierzchnię ich magazynowania, przyjmując następujące dane:

- obliczeniowa wydajność stacji uzdatniania wody: $Q = 12\,000 \text{ m}^3/\text{d} = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}$,
- wymagana dawka chloru: $D_{\text{Cl}_2} = 1,61 \text{ g/m}^3$.
- czas składowania: $T_m = 15 \text{ d}$.

Na podstawie wzoru (4.1) maksymalne dobowe zużycie reagenta wynosi:

$$M_{d_{\text{max Cl}_2}} = 12000 \cdot 1,61 \cdot 0,001 = 19,3 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

Wielkość zatem zapasu chloru wyznaczona z zależności (4.2):

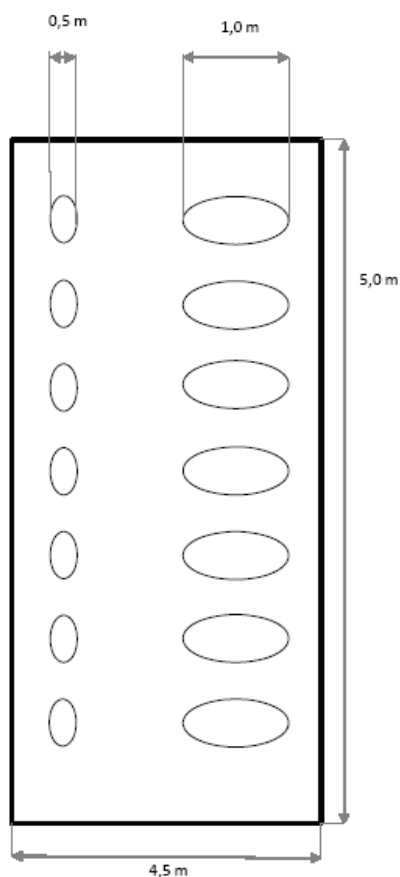
$$Z_{\text{Cl}_2} = 19,3 \cdot 15 = 289,8 \text{ kg}$$

Liczba butli do magazynowania chloru jest równa:

$$n_{\text{Cl}_2} = \frac{289,8}{45} = 6,4 \cong 7 \text{ szt.}$$

Powierzchnia magazynowania chloru, dla założonego rozmieszczenia butli (rys. 16) oraz zapewnienia ciągu komunikacyjnego pomiędzy magazynem pustych (leżących) i pełnych (stojących) butli, ma wymiary $4,5 \times 5,0$ m. Powierzchnia magazynu chloru jest równa:

$$F = 5,0 \cdot 4,5 = 22,5 \text{ m}^2$$



Rys. 16. Schemat magazynu chloru

Dla przyjętych parametrów wyliczono wymaganą wydajność chloratora:

$$q_d = \frac{QD \cdot 100}{c\rho} = \frac{0,14 \cdot 1,61 \cdot 100}{0,3 \cdot 1010} = 0,07 \frac{\text{dm}^3}{\text{s}} = 252 \frac{\text{dm}^3}{\text{h}}$$

(przy założeniu, że stężenie wody chlorowej wynosi 3000 g/m^3 ($\approx 0,3\%$), a gęstość tego roztworu – 1010 kg/m^3). Dla wyliczonej wydajności przyjęto chlorator CHEM-AD firmy Proffico o wydajności $0,2\text{--}750 \text{ dm}^3/\text{h}$. Drugi taki sam chlorator przewidziano awaryjnie.

4.5.3. Dobór i projektowanie pomp dawkujących

Należy zaprojektować dawkownik mokry, dawkujący koagulant w postaci siarczanu glinu, dla następujących danych:

- natężenie przepływu oczyszczanej wody: $Q = 900 \text{ m}^3/\text{h} = 0,25 \text{ m}^3/\text{s}$,
- dawka koagulantu: $D = 40 \text{ g/m}^3$,
- stężenie dawkowanego roztworu: $c = 10\%$,
- dokładność dawkowania: $k = \pm 5\%$.
- gęstość 10% roztworu $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$: $\rho = 1105 \text{ kg/m}^3$.

Na podstawie wzoru wydajność dawkownika koagulantu wynosi:

$$q_d = \frac{0,25 \cdot 40 \cdot 100}{10 \cdot 1105} = 0,090 \frac{\text{dm}^3}{\text{s}} = 324 \frac{\text{dm}^3}{\text{h}}$$

Zgodnie ze wzorem (4.7), objętość użyteczna dawkownika jest równa:

$$V = 3,6 \cdot 0,090 \cdot 8 = 2,59 \text{ m}^3$$

Przyjęto dwa urządzenia o objętości użytecznej $2,6 \text{ m}^3$ (jedno pracujące i jedno rezerwowe); każdy ze zbiorników został wyposażony w pompkę dawkującą DME 375.

5. Koagulacja

5.1. Chemizm procesu

Koagulacja jest procesem stosowanym głównie w oczyszczaniu wód powierzchniowych, rzadziej – podziemnych czy infiltracyjnych. Pozwala on oczyścić wody zawierające koloidy oraz zawiesiny trudno opadające. Wśród parametrów wody surowej, które najczęściej decydują o wyborze koagulacji, jako jednego z procesów oczyszczania wody, są: barwa, mętność i/lub zawartość rozpuszczonego węgla organicznego (RWO).

Istotą procesu jest zmniejszenie stopnia dyspersji układu koloidalnego w wyniku łączenia się pojedynczych cząstek fazy rozproszonej obecnych w wodzie w większe aglomeraty, które można następnie usunąć przez sedymentację i filtrację. W praktyce koagulację prowadzi się koagulantami, których produkty hydrolizy powodują koagulację elektrolitem oraz koagulację koloidem o znaku przeciwnym. Proces ten zachodzi w dwóch etapach [Kowal, Świdarska-Bróz 2007]:

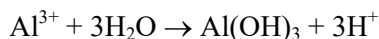
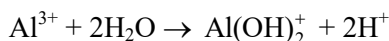
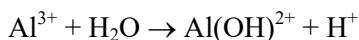
- pierwszy następuje bezpośrednio po dodaniu koagulantu, trwa sekundy; przebiegają reakcje chemiczne i procesy fizyczne prowadzące do destabilizacji cząstek koloidalnych,
- drugi, tzw. flokulacja, trwa znacznie dłużej; w wyniku transportu i zderzeń cząstek zdestabilizowanych powstają kłaczkowate agregaty, które mogą być skutecznie usuwane z wody w dalszych procesach oczyszczania.

Powstające w wyniku hydrolizy koagulantu koloidalne wodorotlenki destabilizują koloidy obecne w oczyszczanej wodzie, sorbując je na swojej powierzchni. Destabilizująca rola kationów używanych koagulantów polega na neutralizowaniu ładunku elektrycznego i zagęszczaniu warstwy podwójnej usuwanych koloidów. Aby proces koagulacji mógł skutecznie przebiegać, należy do oczyszczanej wody dawkować odpowiednią ilość koagulantu, która zależy od wartościowości kationów koagulantu. Wartość ta zmniejsza się wraz ze wzrostem wartościowości tych jonów.

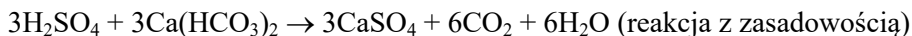
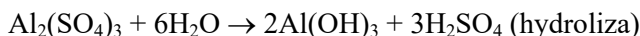
O wyborze rodzaju koagulantu decyduje głównie jego przydatność do koagulowania usuwanych koloidów oraz konieczność tworzenia trwałych, trudno rozpuszczalnych

nych i łatwo usuwalnych z wody kłaczków. Nie bez znaczenia pozostają również: trwałość chemiczna używanych koagulantów, łatwość przygotowania roztworów i ich dawkowania, cena i dostępność na rynku.

W technologii oczyszczania wody najczęściej stosuje się sole glinu i żelaza. Wśród koagulantów glinowych można wyróżnić: siarczan(VI) glinu $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$, chlorek glinu $\text{AlCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ oraz glinian sodu $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$. Poza tym coraz popularniejsze stają się spolimeryzowane koagulanty glinowe: polihydroksychlorosiarczany(VI) glinu o wzorze ogólnym: $n \text{Al}(\text{OH})_{1,5}\text{Cl}_{1,5} \cdot n (\text{SO}_4)_{0,2}$ lub zasadowe chlorki poliglinu o wzorze: $\text{Al}_n(\text{OH})_m\text{Cl}_{3n-m}$. Sole te charakteryzują się dużą rozpuszczalnością w wodzie, hydrolizując z wydzielaniem anionu Cl^- lub SO_4^{2-} . Zgodnie z poniższymi reakcjami, kation ulega hydrolizie:



Dodatek koagulantu obniża zasadowość i pH wody, co z uwagi na przebieg oczyszczania wody może być niekorzystne. Przedstawiają to uproszczone reakcje hydrolizy koagulantu oraz reakcje produktów hydrolizy z solami tworzącymi zasadowość wody:



W związku z tym koagulacja powinna być prowadzona w warunkach kontrolowanej zasadowości i pH. Zasadowość minimalną ($Z_{\min}$) konieczną, aby zapewnić hydrolizę siarczanu(VI) glinu, oblicza się z następującego równania:

$$Z_{\min} = W D + 0,7 < Z, \quad \text{val/m}^3 \quad (5.1)$$

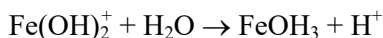
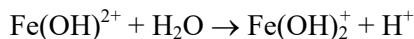
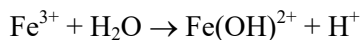
gdzie: W – współczynnik jednostkowego zużycia zasadowości wody w procesie hydrolizy koagulantu (dla $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$: $W = 0,009$, dla $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$: $W = 0,0107$, dla FeSO_4 : $W = 0,0072$, dla FeCl_3 : $W = 0,0111$); dla koagulantów wstępnie zhydrolizowanych nie można określić jednostkowego zużycia zasadowości, ponieważ zależny jest on od stopnia zhydrolizowania stosowanego reagenta. Najczęściej hydroliza takich koagulantów zachodzi nawet w wodach o małej zasadowości naturalnej, Z – zasadowość wody, val/m^3 , D – dawka koagulantu, $\text{g}_{\text{subst}}/\text{m}^3$.

Jeżeli zasadowość koagulowanej wody nie spełnia powyższego warunku, trzeba ją sztucznie podwyższyć, np. za pomocą wapna, tak aby zapewnić hydrolizę koagulantu. Dawkę wapna dla podwyższenia zasadowości oblicza się z równania:

$$D_{\text{CaO}} = 28(W D + 0,7 - Z), \quad \text{g/m}^3 \quad (5.2)$$

gdzie: D – dawka koagulantu, g_{subst}/m^3 , Z – zasadowość wody, val/m^3 , W – współczynnik jednostkowego zużycia zasadowości wody w procesie hydrolizy koagulantu (dla $Al_2(SO_4)_3$: $W = 0,009$, dla $Fe_2(SO_4)_3$: $W = 0,0107$, dla $FeSO_4$: $W = 0,0072$, dla $FeCl_3$: $W = 0,0111$), 28 – gramorównoważnik chemiczny CaO, g/val.

Do najczęściej stosowanych soli żelaza jako koagulantów należy zaliczyć: siarczan(VI) żelaza(III) $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$, chlorek żelaza(III) $FeCl_3 \cdot 6H_2O$ oraz siarczan(VI) żelaza(II) $FeSO_4 \cdot 7H_2O$. Hydrolizę soli żelaza można przedstawić za pomocą poniższych reakcji:



Podobnie jak ma to miejsce w przypadku stosowania koagulantów glinowych, koagulację solami żelaza należy prowadzić w odpowiednich przedziałach pH, tzn. w takich, w których rozpuszczalność produktów hydrolizy jest najmniejsza. Przykładowo, dla chlorku żelaza(III) wynosi: $pH = 5,0-7,0$ oraz $pH > 8,5$; dla siarczanu(VI) żelaza(III): $pH = 5,0-7,0$ oraz $pH = 9,0-9,6$.

Dawki koagulantów należy wyznaczać dla każdego przypadku doświadczalnie. Przybliżoną wielkość dawek koagulantów, wyrażoną w gramach uwodnionego technicznego reagenta na metr sześcienny oczyszczanej wody, można obliczyć z zależności [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompór 1992]:

- dla $n \neq 1$

$$D = \frac{1}{A(n-1)c_k^{n-1}} \left[1 - \left(\frac{c_k}{c_p} \right)^{n-1} \right] \quad (5.3)$$

- dla $n = 1$

$$D = \frac{1}{A} \ln \frac{c_p}{c_k} \quad (5.4)$$

gdzie: c_p – stężenie początkowe usuwanej domieszki, g/m^3 , c_k – stężenie końcowe, g/m^3 , A , n – stałe empiryczne:

- dla siarczanu(VI) glinu:

$$A = 0,35, n = 1 \text{ (zmniejszenie barwy lub utlenialności),}$$

$$A = 0,60, n = 1 \text{ (zmniejszenie mętności);}$$

- dla siarczynu(VI) lub chlorku żelaza(III):

$$A = 0,1, n = 1,5 \text{ (zmniejszenie barwy lub utlenialności),}$$

$$A = 0,125, n = 2,0 \text{ (zmniejszenie mętności).}$$

Orientacyjne dawki technicznego uwodnionego siarczynu(VI) glinu (D , g/m³) oblicza się również z prostych formuł empirycznych:

$$D = 7\sqrt{M} \quad (5.5)$$

lub

$$D = (6 \div 8) \sqrt{B} \quad (5.6)$$

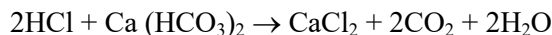
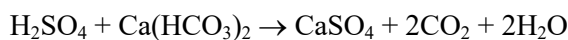
gdzie: M – mętność, NTU, B – barwa, g Pt/m³.

W sytuacji równocześnie podwyższonej intensywności barwy i mętności należy przyjmować dawkę większą. Dawki chlorków żelaza(III) i żelaza(II) w przybliżeniu są równe dawkom siarczynu glinu, wyrażanym jako g Al/m³.

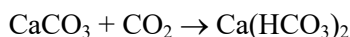
5.2. Korekta pH po procesie koagulacji

W technologii oczyszczania wody powierzchniowej najczęściej korekta pH jest wymagana ze względu na przebieg procesu koagulacji. Niezależnie od rodzaju stosowanego koagulantu, w wyniku jego hydrolizy powstaje kwas siarkowy lub solny, w zależności od stosowanego związku (pkt 5.1). Ilość powstającego kwasu uwarunkowana jest rodzajem koagulantu, w przypadku koagulantów klasycznych (niezhydrolizowanych wstępnie) ilość powstającego kwasu jest równoważna (val:val) ilości dodanego koagulantu. Natomiast w przypadku stosowania koagulantów wstępnie zhydrolizowanych ilość powstającego kwasu jest mniejsza proporcjonalnie do stopnia wstępnego zhydrolizowania koagulantu.

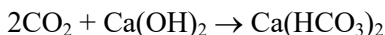
Powstający w wyniku hydrolizy kwas jest neutralizowany przez naturalną zasadowość wody, zgodnie z następującymi reakcjami, odpowiednio dla kwasu siarkowego i solnego:



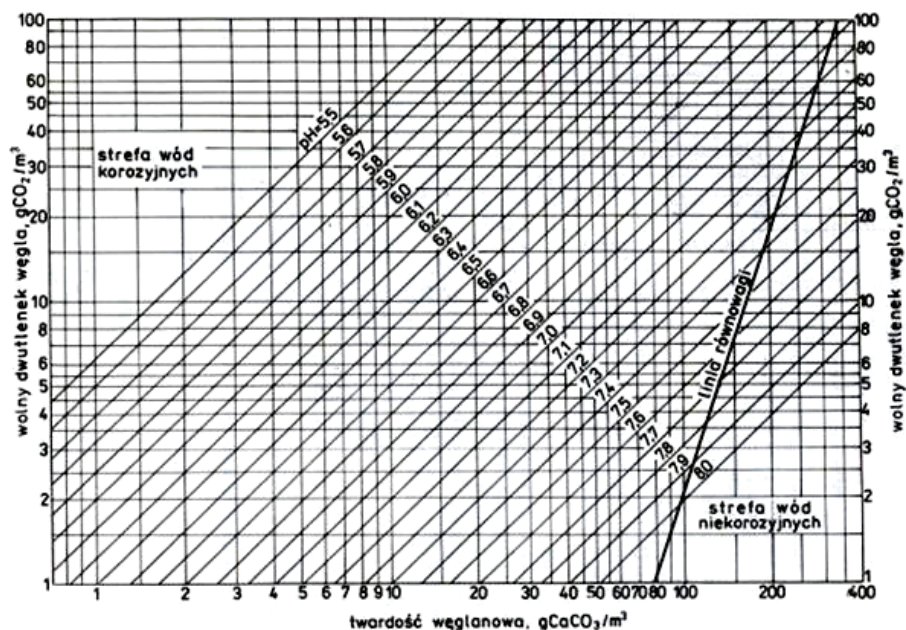
W wyniku tych reakcji powstaje ditlenek węgla, którego obecność powoduje zakwaszenie wody, wzrost jej agresywności oraz zaburzenie równowagi węglanowo-wapniowej wody:



Ilość ditlenku węgla niezbędna do utrzymania zasadowości w postaci wodorowęglanu wapnia odpowiada równowadze węglanowo-wapniowej. Jeżeli w wodzie obecny jest nadmiar ditlenku węgla, należy go związać chemicznie za pomocą substancji alkalizujących, jak wodorotlenki wapnia, sodu czy potasu, lub w złożach filtracyjnych alkalizujących, np. z dolomitu czy masy dofiltr. Ilość ditlenku węgla niezbędnego do utrzymania równowagi węglanowo-wapniowej można odczytać z nomogramu (rys. 17). W praktyce technologicznej do wiązania agresywnego ditlenku węgla wykorzystuje się wodorotlenek sodu i – znacznie rzadziej – wapno:



W przypadku stosowania wapna nie można założyć związania całej zawartości $\text{CO}_{2\text{agr}}$, ponieważ prowadzi to do przesylenia wody węglanem wapnia i zwiększenia prawdopodobieństwa wytrącania CaCO_3 . W praktyce oznacza to, że do przywrócenia równowagi węglanowo-wapniowej wystarczy związanie ok. 75–85% agresywnego ditlenku węgla. Dlatego dawkę wapna najczęściej dobiera się metodą kolejnych przybliżeń, tak aby po związaniu agresywnego ditlenku węgla jego zawartość była mniejsza od $2 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$. Natomiast w sytuacji stosowania, do wiązania agresywnego



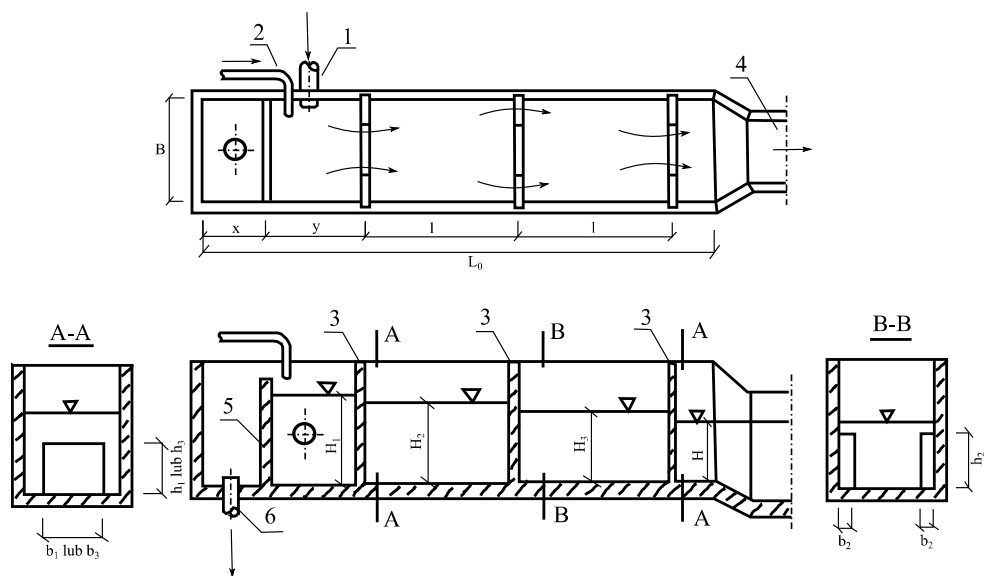
Rys. 17. Nomogram równowagi węglanowo-wapniowej (zawartość wolnego ditlenku węgla należy odczytać na przecięciu linii twardości węglanowej i pH wody; natomiast przynależny ditlenek węgla odczytuje się w punkcie przecięcia linii twardości węglanowej wody z linią równowagi)

ditlenku węgla, reagentów powodujących zasadowość alkaliczną, np. NaOH, KOH, należy założyć związanie całej ilości powstałego nadmiaru CO_2 . Dodanie takiego reagenta nie powoduje zmian w równowadze węglanowo-wapniowej.

5.3. Komory szybkiego mieszania

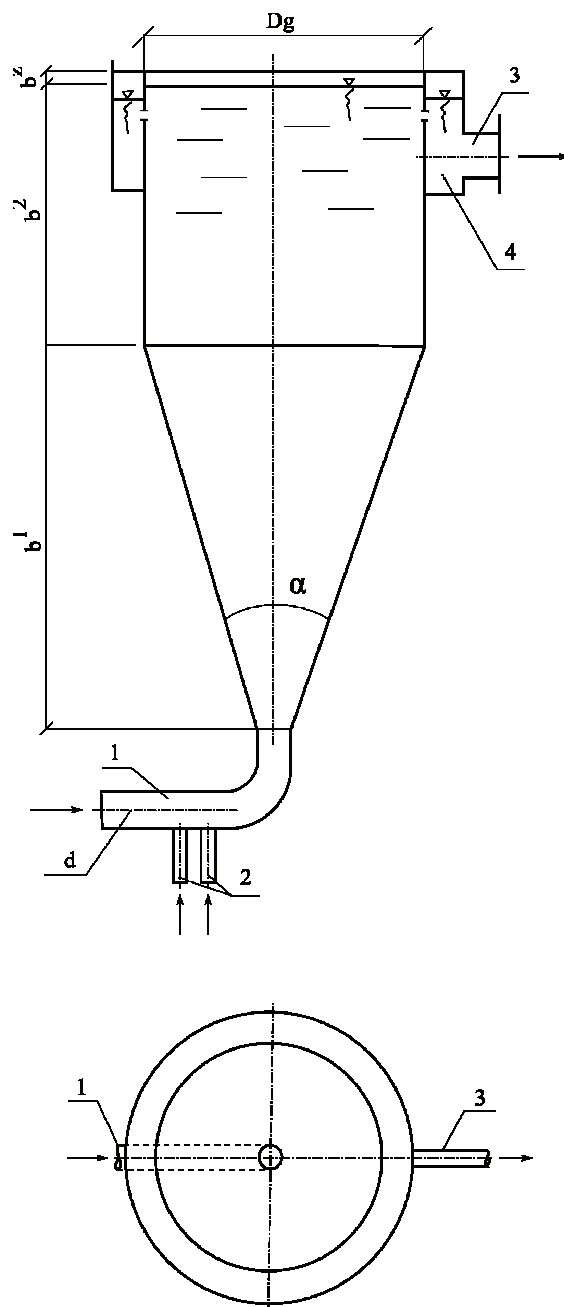
Prawidłowy przebieg różnych procesów oczyszczania wody zależy od odpowiednio zrealizowanego mieszania. Ma ono na celu roztwarzanie reagentów, ich dokładne rozpraszanie i wymieszanie w całej objętości wody w komorze (szybkie mieszanie), a także sprzyja aglomeracji kłaczków (wolne mieszanie). Najczęściej stosowanymi urządzeniami do szybkiego mieszania są komory:

- hydrauliczne – mieszanie odbywa się kosztem energii przepływającego strumienia wody; energia zużywana jest na zwiększenie turbulencji ruchu i wytworzenie zawirowań. Jest to wynik m.in.:
 - rozdzielania i łączenia strumienia wody podczas przepływu przez przegrody i przepusty; towarzyszy temu strata energii przejawiająca się w obniżeniu zwierciadła wody o ok. 0,1 m za każdą przegrodą (komora z przegrodami i przepustami, rys. 18);



Rys. 18. Hydrauliczna komora szybkiego mieszania z przegrodami i przepustami:

- 1 – doprowadzenie wody uzdatnianej, 2 – doprowadzenie koagulantu, 3 – przegrody z przepustami, 4 – odprowadzenie wody zmieszanej z koagulantem, 5 – przelew, 6 – odprowadzenie ewentualnego nadmiaru wody



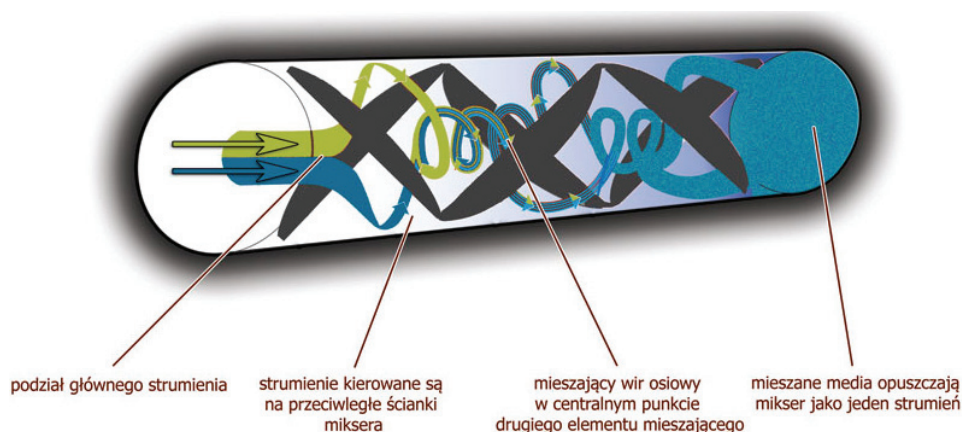
Rys. 19. Stożkowa komora szybkiego mieszania: 1 – doprowadzenie wody uzdatnianej, 2 – doprowadzenie koagulantu i/lub innych reagentów, 3 – odprowadzenie wody wymieszanej z reagentami, 4 – zbiorcze koryto obwodowe

Do projektowania tego rodzaju komór przyjmuje się:

- wydajność pojedynczego mieszacza hydraulicznego nieprzekraczającą:
 - ✓ $600 \text{ m}^3/\text{h}$ – w przypadku mieszaczy z przegrodami i przepustami,
 - ✓ $1000 \text{ m}^3/\text{h}$ – w przypadku mieszaczy z przegrodami perforowanymi,
- prędkość przepływu wody przez przepusty lub otwarki: $V = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$,
- czas szybkiego mieszania reagentów z wodą: $T = 120\text{--}180 \text{ s}$,
- stosunek powierzchni przepustów do powierzchni czynnej przekroju poprzecznego mieszacza: $a = 0,3\text{--}0,4$,
- odległość między przegrodami równą dwukrotnej szerokości koryta: $l = 2B$,
- w przypadku mieszaczy hydraulicznych należy projektować minimum 3 przegrody,
- średnicę otworków w mieszaczach z przegrodami perforowanymi: $d_o = 0,02\text{--}0,1 \text{ m}$,
- głębokość wody w korycie za ostatnią przegrodą: nie mniejszą niż $H = 0,4\text{--}0,5 \text{ m}$,
- konstrukcja komory nie powinna powodować napowietrzania wody, dlatego też najwyższe położone otwarki oraz górna krawędź otworu przepustowego w przegrodach otwartych powinny znajdować się na głębokości $0,1\text{--}0,15 \text{ m}$ pod zwierciadłem wody;
 - ruchu pionowo-wirowego strumienia wody podczas przepływu od dołu do góry przez komorę w kształcie ostrosłupa lub odwróconego stożka; strata energii jest równa stracie ciśnienia ok. $0,4\text{--}0,5 \text{ m H}_2\text{O}$ (komora stożkowa z wirowym ruchem wody, rys. 19);

Do projektowania komór z wirowym ruchem wody przyjmuje się:

- wydajność pojedynczego mieszacza hydraulicznego nieprzekraczającą $1500 \text{ m}^3/\text{h}$,
- prędkość wlotową do mieszacza pionowo-wirowego: $V_w = 1,0\text{--}1,2 \text{ m/s}$, prędkość w górnej jego części: $V = 0,025\text{--}0,028 \text{ m/s}$, kąt między tworzącymi stożka: $\alpha = 30\text{--}40^\circ$,
- prędkość przepływu w korycie zbiorczym: $V = 0,6 \text{ m/s}$,
- czas szybkiego mieszania: $T = 90\text{--}180 \text{ s}$;

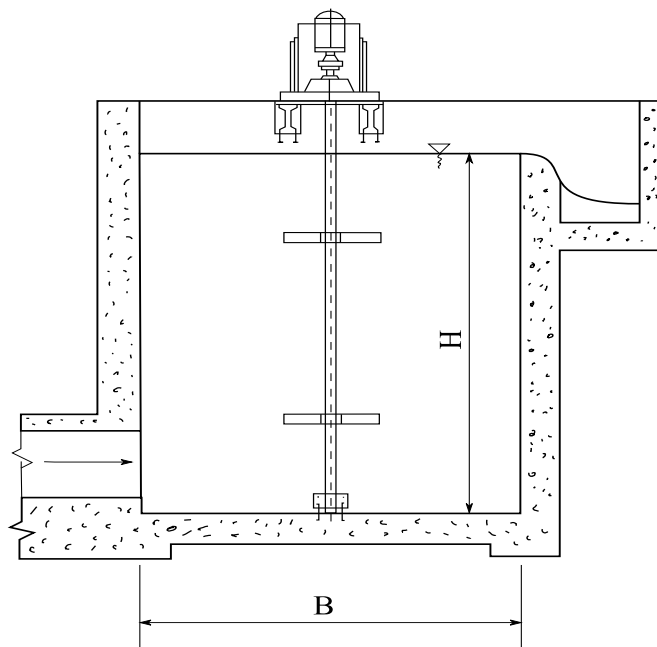


Rys. 20. Schemat mieszacza statycznego [MIKSTECH]

- zmiany kierunku przepływu wody w mieszaczach statycznych, montowanych w przewodzie wodociągowym, co zapewnia wymieszanie dwóch cieczy; mieszacze te są stosowane przed komorami szybkiego mieszania, aby wspomóc dobre wymieszanie roztworów, a w przypadku małych zakładów mogą być one wykorzystywane jako niezależne mieszacze szybkie (rys. 20);
- mieszacze statyczne dobiera się na podstawie natężenia przepływu oraz średnicy przewodu wodociągowego; doboru dokonuje się z typoszeregów proponowanych przez różnych producentów; przykładowy typoszereg przedstawiono w tabeli 8.

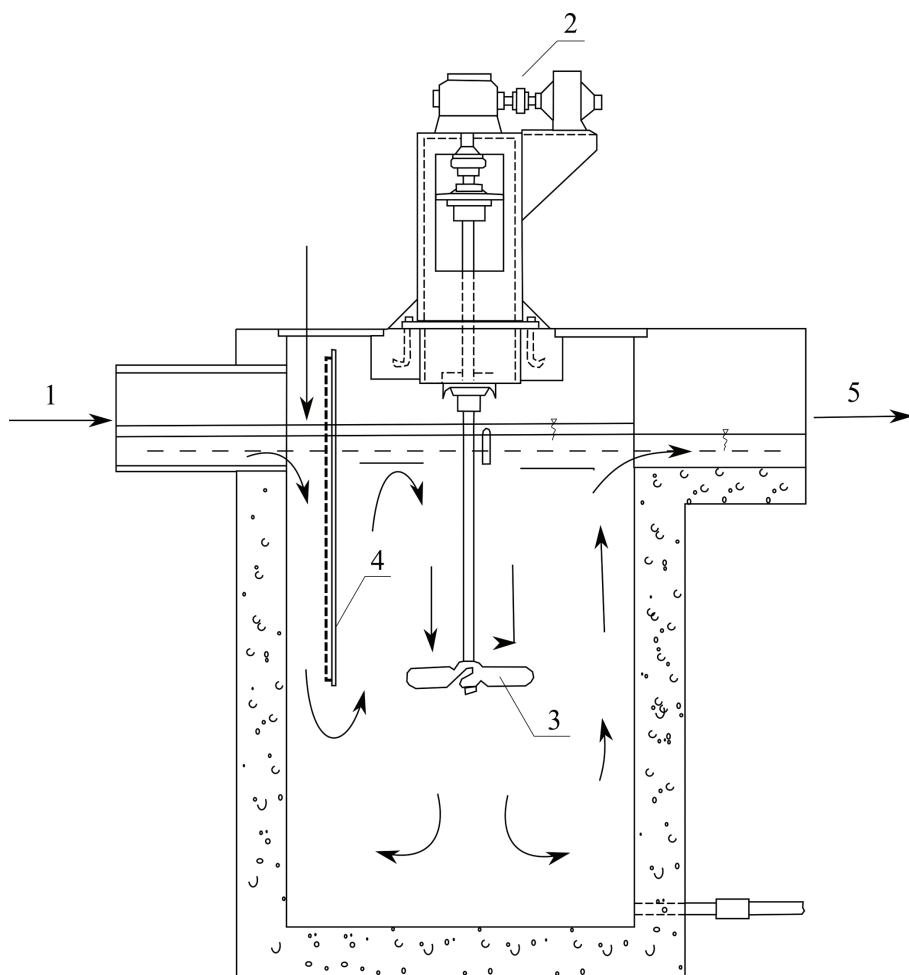
Tabela 8. Typoszereg mieszaczy statycznych
[MIKSTECH]

DN [mm]	L [mm]	Q , [m ³ /h]
50	420	10
80	550	20
100	650	50
125	770	80
150	1150	100
200	1450	150
250	1550	200
300	1600	300



Rys. 21. Komora szybkiego mieszania z mieszadłem mechanicznym systemu Dorra

- mechaniczne – mieszanie zachodzi dzięki użyciu różnego typu mieszadeł mechanicznych poruszanych silnikiem elektrycznym; w zależności od konstrukcji mieszadła, mogą one wytwarzać różne strumienie cieczy: mieszadła wysokoobrotowe (np. śmigłowe, turbinowe, tarczowe) wytwarzają strumienie promieniowe, osiowe lub promieniowo-osiowe, a niskoobrotowe (np. ramowe, łapowe) – strumienie okrężne (rys. 21 i 22).



Rys. 22. Komora szybkiego mieszania z mieszadłem śmigłowym:

1 – dopływ wody, 2 – silnik, 3 – mieszadło, 4 – przegroda cyrkulacyjna, 5 – odpływ wody

Do projektowania komór mechanicznych szybkiego mieszania oraz doboru mieszadeł przyjmuje się:

- wydajność pojedynczej komory do $2000 \text{ m}^3/\text{h}$,

- zalecaną prędkość obrotową mieszadła łopatkowego: $V_{obr} = 1,0\text{--}25,0$ obr/s,
- zapotrzebowanie mocy silnika mieszadła: 1,0–1,5 kW na 1000 m³/h wody dopływającej do mieszacza,
- prędkość przepływu wody w korycie obwodowym: 0,6 m/s,
- czas szybkiego mieszania: $T = 60\text{--}120$ s.

Generalnie w przypadku stosowania mieszaczy mechanicznych stosuje się mieszadła o osiach poziomych lub pionowych. Mieszadła składają się z osi (napędzanej silnikiem), na której mocuje się wał. Służy on do mocowania elementów powodujących mieszanie wody, tj. śmigieł, łopatek, wirników. Obecnie najczęściej stosuje się mieszadła mechaniczne o osi pionowej, a tendencja projektowa zmierza do zminimalizowania wymaganej powierzchni elementów mieszających. Rodzaj i wielkość mieszadła dobiera się na podstawie wielkości komory oraz jej wymiarów, tak aby zapewnić całkowite wymieszanie wody z koagulantem oraz aby całe mieszadło było zawieszone na wysokości ok. 15 cm powyżej dna i tej samej odległości poniżej zwierciadła wody. Wielkość elementów mieszających zależy od ich rodzaju i tylko w przypadku łopatek wymagane jest, aby ich powierzchnia stanowiła 10–25% przekroju komory. Przy doborze mieszadeł śmigłowych przyjmuje się, że iloraz średnicy mieszacza i średnicy mieszadła powinien mieścić się w zakresie 1,4–2,0.

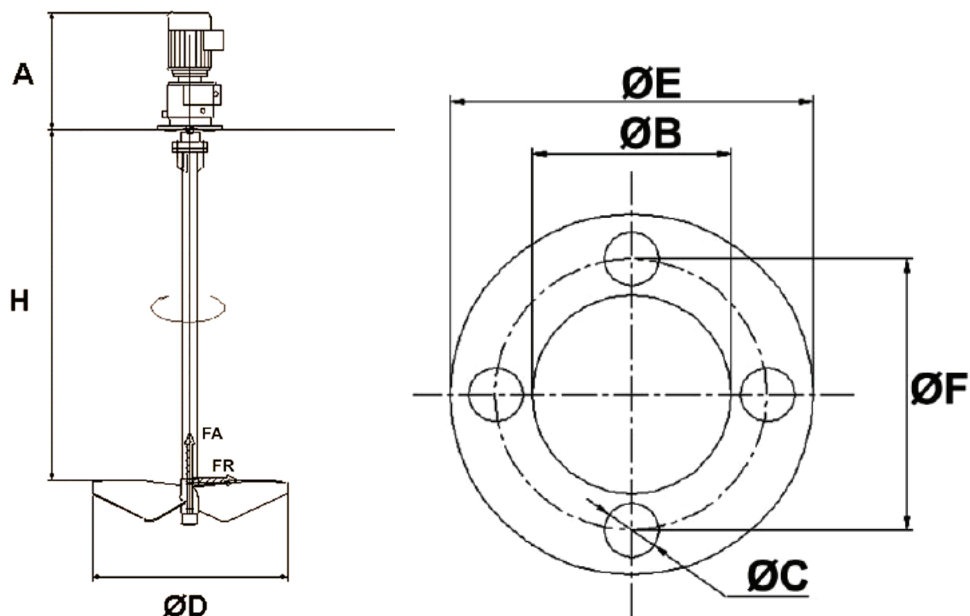
Do komór szybkiego mieszania należy dobierać mieszadła szybkoobrotowe zapewniające równomierne wymieszanie koagulantu z oczyszczaną wodą. Dla określonej wydajności pojedynczego urządzenia i jego wymiarów mieszadła dobiera się z typoszeregu. Mieszadła poszczególnych producentów różnią się co do wymiarów, prędkości obrotowych, maksymalnych wydajności i innych parametrów. Przykładowy typoszereg mieszadeł VRG firmy Milton Roy Mixing przedstawiono w tabeli 9, a wymiary w tabeli 10 i na rysunku 23. Określony typ mieszadeł niezależnie od dopuszczalnej wydajności stosowany jest w mieszaczach o określonej objętości.

Tabela 9. Typoszereg mieszadeł szybkoobrotowych VRG [DREM-EKO].
Mieszadła przeznaczone do mieszaczy o objętości 1–100 m³

Typ mieszadła	Moc [kW]	Prędkość obrotowa [rpm]	Zalecana średnica mieszadła [mm]	Zalecana wydajność [m ³ /h]	Wysokość mieszadła [mm]
0021S	0,37	184	200	95	1500
1041S	0,55	158	400	650	1500
2031S	0,75	293	300	509	1500
3061S	1,1	99	600	1379	2000
5082S	2,2	95	800	3135	2100
5101S	2,2	69,3	1000	4450	1900
7121S	4,0	63,7	1200	7065	2300
8141S	5,5	53,3	1400	9391	2700
9161S	7,5	47,7	1600	12549	2700
9182S	7,5	39,7	1800	14868	3800

Tabela 10. Wymiary mieszadeł typ VRG (oznaczenia zgodnie z rys. 23)

Typ mieszadła	<i>A</i> [mm]	<i>B</i> [mm]	<i>C</i> [mm]	<i>E</i> [mm]	<i>F</i> [mm]
0021S	370	130	11	200	165
1041S	387	180	13,5	250	215
2031S	398	130	11	200	165
3061S	417	180	13,5	250	215
5082S	516	180	13,5	250	215
5101S	546	230	13,5	300	265
7121S	599	250	17,5	350	300
8141S	701	250	17,5	350	300
9161S	91	350	17,5	450	400
9182S	91	350	17,5	450	400



Rys. 23. Schemat mieszadła typu VRG

Porównując różne rodzaje komór mieszania (mieszacze) pod względem efektywności ich pracy, uznaje się wyższość urządzeń mechanicznych nad hydraulicznymi, wynikającą z możliwości regulacji liczby obrotów mieszadła. Niestety odznaczają się one większą awaryjnością oraz koniecznością doprowadzania do układu energii elektrycznej.

5.3.1. Metoda obliczania mieszacza hydraulicznego z przegrodami i przepustami

Zaleca się projektowanie jednego przepustu w przegrodzie pierwszej i trzeciej (centralnie umieszczonego) oraz dwóch w przegrodzie środkowej (umieszczonych przy ścianach mieszacza).

Powierzchnię każdego z przepustów (f_p) określa wzór:

$$f_p = \frac{Q}{3600 V}, \text{ m}^2 \quad (5.7)$$

gdzie: Q – wydajność mieszacza, m^3/h , V – prędkość przepływu wody przez pojedynczy przepust, m/s .

Powierzchnię czynną przekroju koryta za ostatnią przegrodą (F) wyznacza wzór:

$$F = \frac{f_p}{a}, \text{ m}^2 \quad (5.8)$$

gdzie: f_p – powierzchnia przepustu wyznaczona ze wzoru (5.7), m^2 , a – wartość stosunku powierzchni przepustu w przegrodzie do czynnej powierzchni przegrody: $a = f_p/F = 0,3\text{--}0,4$.

Szerokość (B) koryta mieszacza jest równa:

$$B = \frac{F}{H}, \text{ m} \quad (5.9)$$

gdzie: F – powierzchnia czynna przekroju koryta za ostatnią przegrodą, m^2 , H – napełnienie mieszacza za ostatnią przegrodą, m ($H = 0,4\text{--}0,5 \text{ m}$).

Stratę ciśnienia podczas przepływu wody przez przepusty (h_s) oblicza się na podstawie wzoru:

$$h_s = \frac{V^2}{\mu^2 2g}, \text{ m H}_2\text{O} \quad (5.10)$$

gdzie: V – prędkość przepływu wody przez przepust, m/s , μ – współczynnik przepływu przez otwór przepustowy ($\mu = 0,62\text{--}0,7$), g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2 ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

Wysokość wypełnienia mieszacza (H_i) przed poszczególnymi przegrodami wyznacza się z następujących wzorów:

- przed pierwszą przegrodą:

$$H_1 = H + 3h_s, \text{ m} \quad (5.11)$$

gdzie: h_s – strata ciśnienia podczas przepływu wody przez przepust, m ,

- przed drugą przegrodą:

$$H_2 = H + 2h_s, \text{ m} \quad (5.12)$$

- przed trzecią przegrodą:

$$H_3 = H + h_s, \text{ m} \quad (5.13)$$

Wysokość przepustu (h_i) w każdej z przegród określają następujące wzory:

- w pierwszej przegrodzie:

$$h_1 = H_2 - h_z, \text{ m} \quad (5.14)$$

gdzie: h_z – wymagana wysokość zatopienia górnej krawędzi przepustu, m ($h_z = 0,1-0,15$ m)

- w drugiej przegrodzie:

$$h_2 = H_3 - h_z, \text{ m} \quad (5.15)$$

- w trzeciej przegrodzie:

$$h_3 = H - h_z, \text{ m} \quad (5.16)$$

Szerokość przepustów (b_i) w każdej z przegród wynosi:

- w pierwszej przegrodzie:

$$b_1 = \frac{f_p}{h_1}, \text{ m} \quad (5.17)$$

- w drugiej przegrodzie:

$$b_2 = \frac{f_p}{2h_2}, \text{ m} \quad (5.18)$$

- w trzeciej przegrodzie:

$$b_3 = \frac{f_p}{h_3}, \text{ m} \quad (5.19)$$

Odległość między przegrodami jest równa:

$$l = 2B, \text{ m} \quad (5.20)$$

5.3.2. Metoda obliczania mieszacza hydraulicznego z przegrodami perforowanymi

Sumaryczną powierzchnię otworków (f_o) w każdej z przegród wyznacza się ze wzoru:

$$f_o = \frac{Q}{3600 V_o}, \text{ m}^2 \quad (5.21)$$

gdzie: Q – wydajność mieszacza, m^3/h , V_o – prędkość przepływu przez otworki, m/s ($V_o = 1,0 \text{ m/s}$).

Powierzchnię czynną przekroju koryta (F) za ostatnią przegrodą, szerokość koryta mieszacza oraz stratę ciśnienia w przepływie przez przegrodę perforowaną należy obliczać zgodnie ze wzorami: (5.8)–(5.10), natomiast wysokość napełnienia mieszacza (H) przed poszczególnymi przegrodami ze wzorów: (5.11)–(5.13), a odległość między przegrodami ze wzoru (5.20).

Liczbę otworków (n) w każdej z przegród oblicza się na podstawie wzoru:

$$n = \frac{4f_o}{\pi d_o^2}, \text{ szt.} \quad (5.22)$$

gdzie d_o – średnica otworka, m ($d_o = 0,02\text{--}0,1 \text{ m}$).

5.3.3. Metoda obliczania mieszacza o przepływie pionowo-wirowym (stożkowa komora szybkiego mieszania)

Objętość czynną mieszacza (V) określa wzór:

$$V = \frac{Qt}{3600}, \text{ m}^3 \quad (5.23)$$

gdzie: Q – wydajność mieszacza, m^3/h , t – czas zatrzymania wody w mieszaczu, s .

Powierzchnię górnej cylindrycznej części mieszacza (f_g) wyznaczyć można ze wzoru:

$$f_g = \frac{Q}{3600 V_g}, \text{ m}^2 \quad (5.24)$$

gdzie V_g – pionowa prędkość przepływu wody w górnej części mieszacza, m/s .

Średnica cylindrycznej części mieszacza (D_g) jest równa:

$$D_g = \sqrt{\frac{4f_g}{\pi}}, \text{ m} \quad (5.25)$$

Wysokość dolnej części mieszacza w kształcie stożka (h_1) wyznacza wzór:

$$h_1 = \frac{1}{2}(D-d) \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2}, \text{ m} \quad (5.26)$$

gdzie: d – średnica przewodu doprowadzającego wodę do mieszacza wyznaczona z zależności:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{3600\pi V_p}}, \text{ m} \quad (5.27)$$

V_p – prędkość w przewodzie dopływowym, m/s ($V_p = 1,0\text{--}1,2$ m/s), α – kąt między tworzącymi stożka ($\alpha = 30\text{--}40^\circ$).

Wysokość górnej części mieszacza (h_2) określa wzór:

$$h_2 = \frac{V - V_d}{f_g}, \text{ m} \quad (5.28)$$

gdzie V_d – objętość stożkowej części mieszacza wyrażona wzorem:

$$V_d = \frac{1}{3}\pi h_1 \left[\left(\frac{D_g}{2} \right)^2 + \frac{D_g d}{4} + \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right], \text{ m}^3 \quad (5.29)$$

Całkowita zatem wysokość mieszacza jest sumą:

$$H = h_1 + h_2, \text{ m} \quad (5.30)$$

5.3.4. Metoda obliczania mieszacza mechanicznego

Objętość czynną komory mieszacza (V) należy obliczyć ze wzoru (5.23). Zaleca się przyjmować głębokość mieszacza w zakresie 3,0–4,0 m. Wymiary urządzenia należy zaprojektować na podstawie kształtu cylindrycznego lub (znacznie rzadziej) prostopadłościennego.

Dla wyliczonej objętości i założonej wysokości wyznacza się średnicę lub szerokość komory.

Powierzchnię koryta obwodowego wyznacza się z zależności:

$$F = \frac{Q_1}{V} \quad (5.31)$$

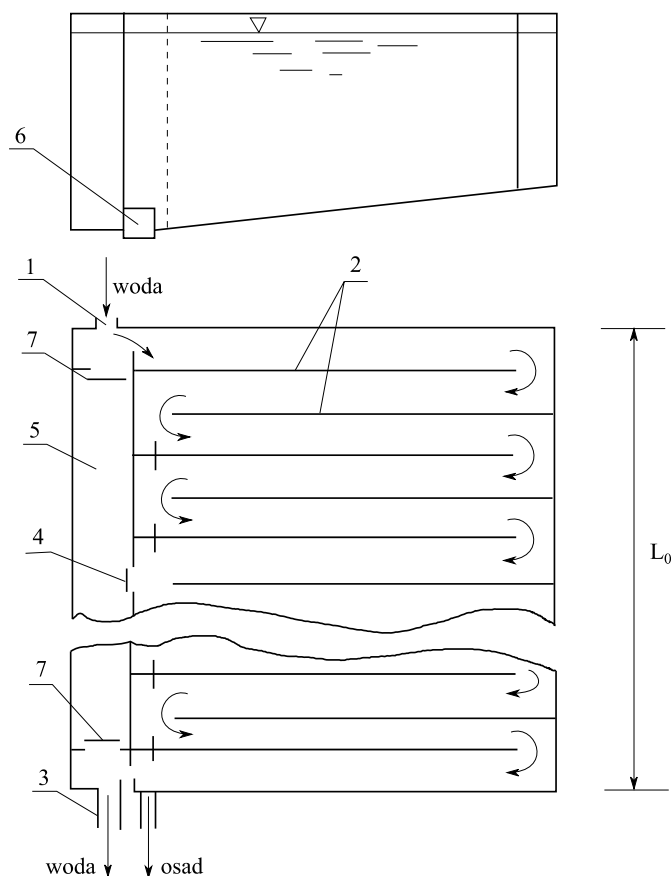
gdzie: Q_1 – natężenie przepływu wody dopływającej do pojedynczej komory; m^3/s , V – prędkość przepływu wody w korycie obwodowym, m/s.

Koryto obwodowe projektuje się tak, aby spełnić warunek: $b_k \approx h_k$ (b_k – szerokość kanału, h_k – głębokość kanału).

Dla przyjętych wymiarów i wydajności pojedynczego mieszacza dobiera się mieszadło mechaniczne szybkoobrotowe. Nadrzędnym kryterium doboru mieszadła są jego wymiary (w stosunku do wymiarów komory), a nie wydajność mieszadła. Zakłada się, że iloraz średnicy komory i średnicy mieszadła powinien wynosić 1,4–2,0.

5.4. Komory wolnego mieszania

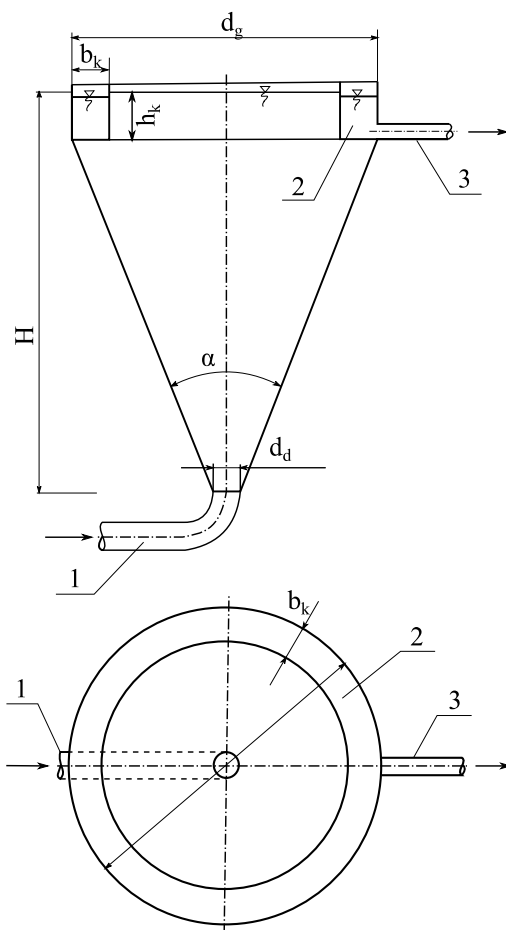
Urządzeniami, w których zachodzi aglomeracja zhydrolizowanych cząstek koagulantu z koagulowanymi cząstkami koloidalnymi zanieczyszczeń zawartych w wodzie, są komory flokulacji. Efektywność pracy tych urządzeń jest ściśle związana z wolnym mieszaniem i wymaga odpowiednio długiego czasu. Na szybkość procesu mają wpływ zarówno parametry technologiczne, takie jak rodzaj i dawka zastosowanego wcześniej koagulantu, jak i czas flokulacji, skład jonowy wody, jej mętność, zasadowość i temperatura. Aglomerację cząstek można przyspieszyć, dodając do układu flokulanty, co ma istotne znaczenie szczególnie w niekorzystnych warunkach, tj. przy niskiej temperaturze i zasadowości lub przy małej zawartości zawieszin dopływających do komór.



Rys. 24. Labiryntowa komora wolnego mieszania o przepływie poziomym:
 1 – kanał doprowadzający, 2 – przegrody, 3 – odprowadzenie wody, 4 – zastawka,
 5 – kanał obiegowy, 6 – kanał odprowadzenia osadu, 7 – zastawki

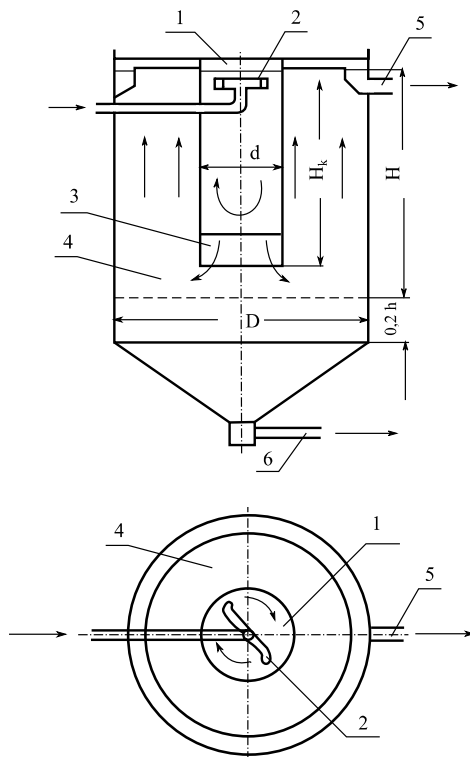
Zależnie od sposobu mieszania, przyjmuje się następujący podział komór flokulacji:

- komory hydrauliczne – mieszanie zachodzi dzięki zawirowaniom powodowanym zmianami kierunku przepływu wody lub jej prędkości:
 - ✓ korytarzowe z poziomym ruchem wody (rys. 24), dla których przyjmuje się parametry projektowe:
 - stosowanie przy wydajności zakładu $3000 < Q \leq 45\,000 \text{ m}^3/\text{d}$,
 - czas wolnego mieszania: $T = 1200\text{--}1800 \text{ s}$,
 - wysokość komory: $H = 2\text{--}3 \text{ m}$,
 - spadek dna komory w kierunku kanału obiegowego: $i = 1\text{--}1,5\%$,
 - prędkość przepływu: na początku ok. $0,3 \text{ m/s}$ i na końcu komory $0,1\text{--}0,15 \text{ m/s}$;
 - średnia prędkość przepływu: $V_s = 0,15\text{--}0,20 \text{ m/s}$.



Rys. 25. Hydrauliczna komora wolnego mieszania z wirowym ruchem wody:
1 – dopływ wody z mieszacza, 2 – koryto zbiorcze, 3 – odpływ wody z komory

- n – liczba zmian kierunku przepływu: $n = 8-10$,
- m – liczba korytarzy ($n + 1$),
- b – szerokość komory minimum 0,7 m.
- ✓ wirowe (rys. 25); Zalecane parametry projektowe dla tych komór obejmują:
 - stosowanie dla wydajności zakładu $Q \leq 3000 \text{ m}^3/\text{d}$,
 - czas wolnego mieszania: $T = 360-600 \text{ s}$,
 - pionową prędkość przepływu w części cylindrycznej: $V = 0,004-0,005 \text{ m/s}$,
 - prędkość dopływu: $V_o = 0,7 \text{ m/s}$,
 - kąt między tworzącymi stożka: $\alpha = 30-40^\circ$,
 - stratę ciśnienia: $h_s = 0,2-0,3 \text{ m H}_2\text{O}$ na 1 m wysokości komory;

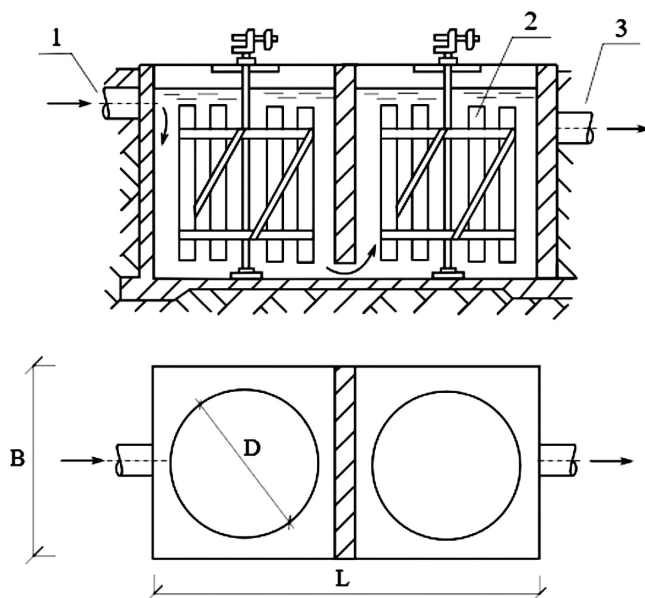


Rys. 26. Wodoskrętna hydrauliczna komora flokulacji zespolona z osadnikiem o przepływie pionowym:

- 1 – komora flokulacji, 2 – dopływ wody z mieszacza, 3 – kierownica, 4 – osadnik,
5 – odpływ wody z osadnika, 6 – przewód do usuwania osadu z osadnika

- ✓ wodoskrętne (rys. 26); Zalecane parametry projektowe dla tych komór obejmują:
 - stosowanie dla wydajności zakładu $Q \leq 3000 \text{ m}^3/\text{d}$,
 - czas wolnego mieszania: $T = 900-1200 \text{ s}$,

- wysokość komory: $H_k = 80\text{--}90\%$ wysokości części sedymentacyjnej osadnika pionowego,
- prędkość wypływu wody z przewodu doprowadzającego: $V_d = 2,0\text{--}3,0$ m/s,
- stratę ciśnienia na wypływie z przewodu doprowadzającego: $h_s = 0,06 \cdot V_d$.
- komory mechaniczne – mieszanie odbywa się dzięki pracy mieszadła o odpowiedniej konstrukcji (np. o osi pionowej lub poziomej (rys. 27)). Zalecane parametry projektowe:
 - wydajność zakładu: $Q > 20\,000$ m³/d,
 - czas wolnego mieszania: $T = 900\text{--}2700$ s,
 - głębokość komory: $H = 2,0\text{--}4,0$ m,
 - prędkość ruchu wody w komorze: $0,15\text{--}0,3$ m/s.



Rys. 27. Dwuczęściowa komora wolnego mieszania z mieszadłem mechanicznym łopatkowym o osi pionowej: 1 – dopływ wody z mieszacza, 2 – mieszadło, 3 – odpływ wody z komory

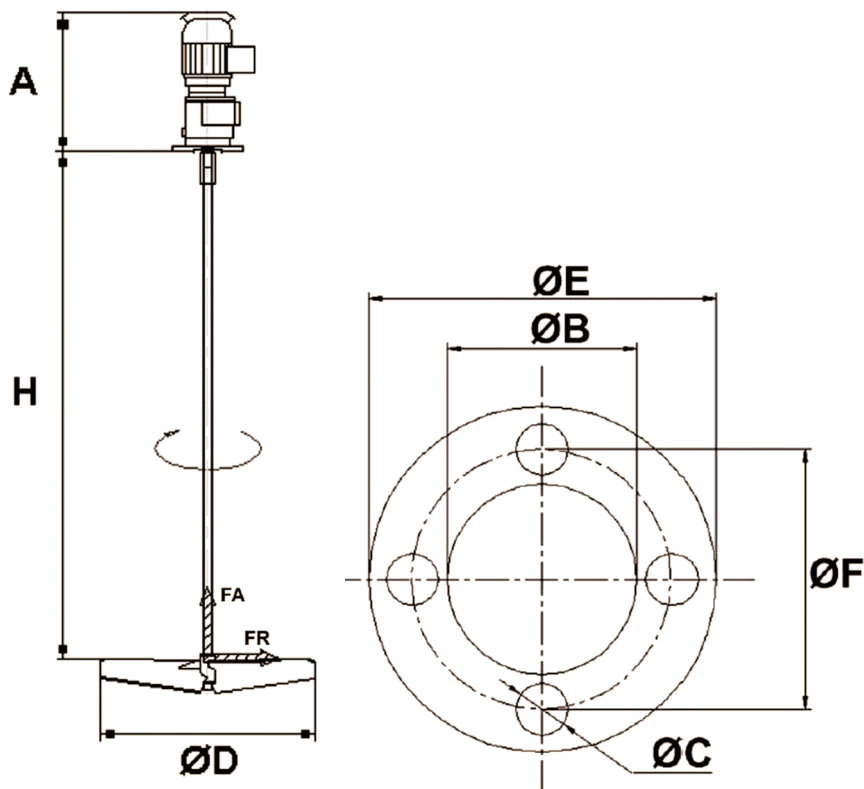
W każdej części komory powinno zostać zamontowane mieszadło wolnoobrotowe dostosowane do wymiarów komory. Wymiary komory należy dobierać tak, aby długość pojedynczej części komory była w przybliżeniu równa szerokości mieszacza. Przykładowy typoszereg mieszadeł wolnoobrotowych oraz ich wymiary przedstawiono w tabelach 11 i 12 oraz na rysunku 28. Podobnie jak w przypadku mieszadeł szybkoobrotowych, nadrzędnym kryterium doboru mieszacza jest zapewnienie wartości ilorazu szerokości mieszacza (B) i średnicy mieszadła w zakresie $1,6\text{--}2,5$. W przypadku stosowania cylindrycznych komór flokulacji iloraz średnicy mieszacza i średnicy mieszadła również powinien mieścić się w zakresie $1,6\text{--}2,5$.

Tabela 11. Typoszereg mieszadeł typu FRF firmy Hilton Roy Mixing [DREM-EKO].
Mieszadła stosowane dla mieszaczy o objętości 1–400 m³

Typ mieszadła	Moc [kW]	Prędkość obrotowa [rpm]	Zalecana średnica [mm]	Zalecana wydajność [m ³ /h]	Maksymalna wysokość mieszadła [mm]
0041S	0,37	70,3	400	217	1000
0051S	0,37	56,3	500	340	1200
0061S	0,37	49,3	600	515	1400
0081S	0,37	35,2	800	870	1800
0101S	0,37	28,7	1000	1386	1500
0102S	0,37	28,7	1000	1386	2200
0121S	0,37	23,7	1200	1976	1700
0122S	0,37	23,7	1200	1976	2600
0141S	0,37	19,2	1400	2543	1800
0142S	0,37	19,2	1400	2543	3000
0162S	0,37	16,7	1600	3308	3400
0203S	0,37	14,9	2000	5739	4200
0252S	0,55	11,0	2500	8269	3300
0302S	0,75	9,8	3000	12723	4500
0362S	1,1	8,0	3600	18076	7200

Tabela 12. Wymiary mieszadeł typ FRF (oznaczenia zgodnie z rys. 28)

Typ mieszadła	A [mm]	B [mm]	C [mm]	E [mm]	F [mm]
0041S	370	110	160	130	90
0051S	370	110	160	130	90
0061S	370	110	160	130	90
0081S	370	110	160	165	110
0101S	385	130	200	165	110
0102S	385	130	200	165	110
0121S	385	130	200	165	110
0122S	385	130	200	165	110
0141S	385	130	200	165	110
0142S	385	130	200	165	110
0162S	385	130	200	165	110
0203S	414	180	250	215	135
0252S	463	230	300	265	135
0302S	522	250	350	300	175
0362S	550	250	350	300	175



Rys. 28. Schemat mieszadła wolnoobrotowego typu FRF

5.4.1. Metoda obliczania korytarzowej komory flokulacji z poziomym ruchem wody (labiryntowej)

Według zaleceń projektowych, wysokość komory (mierzona w środku długości korytarza) powinna wynosić $H = 2,0\text{--}3,0$ m, należy ją jednak dopasować do wysokościowego układu stacji oczyszczania wody. Spadek dna komory w kierunku kanału obiegowego powinien być równy $i = 1\text{--}1,5\%$. Liczba zmian kierunku przepływu wody (n) powinna zawierać się w przedziale $n = 8\text{--}10$.

Objętość komory (V) wyznacza się ze wzoru:

$$V = \frac{Qt}{60}, \text{ m}^3 \quad (5.32)$$

gdzie: Q – wydajność komory flokulacji, m^3/h , t – czas przepływu wody przez komorę, min.

Przekrój poprzeczny korytarza komory (F_i) oblicza się ze wzoru:

$$F_i = \frac{Q}{3600 V_i}, \text{ m}^2 \quad (5.33)$$

gdzie V_i – prędkość przepływu przez komorę, m/s (przy wlocie do pierwszego korytarza $V_1 = 0,2\text{--}0,3$ m/s, przy odpływie z komory $V_n = 0,1\text{--}0,15$ m/s).

Szerokość korytarza (b_i) określa wzór:

$$b_i = \frac{Q}{3600 V_i H}, \text{ m} \quad (5.34)$$

gdzie H – średnia wysokość komory, m.

Należy policzyć szerokość korytarza dla prędkości przepływu przy wlocie do pierwszego korytarza oraz szerokość przy odpływie z komory. Połowa korytarzy ma pierwszą szerokość, a druga połowa drugą. Zaleca się, aby szerokość korytarza wynosiła co najmniej 0,7 m.

Liczba korytarzy (m) jest równa:

$$m = n + 1 \text{ szt.} \quad (5.35)$$

gdzie n – liczba zmian kierunku przepływu wody ($n = 8\text{--}10$).

Długość komory flokulacji (L_0):

$$L_0 = \sum_{i=1}^m b_i, \text{ m} \quad (5.36)$$

Wysokość straty ciśnienia podczas przepływu wody przez komorę (h_s) wyznacza się z zależności:

$$H_s = 0,15 \cdot V_s^2 n, \text{ m H}_2\text{O} \quad (5.37)$$

gdzie V_s – średnia prędkość przepływu wody w komorze, m/s.

5.4.2. Metoda obliczania wirowej komory flokulacji

Objętość komory wirowej oblicza się ze wzoru (5.32), natomiast powierzchnię górnej części (cylindrycznej) i części dolnej ze wzoru (5.33), zakładając prędkość w górnej części w granicach 0,004–0,005 m/s, a w części dolnej 0,7–1,0 m/s. Kąt, jaki tworzą ściany komory, zaleca się przyjmować w zakresie 30–45°. Stratę ciśnienia można orientacyjnie przyjmować 0,2–0,3 m H₂O na 1 m wysokości komory.

Wysokość stożkowej części komory (H) oblicza się na podstawie wzoru:

$$H = \frac{3V}{F_g + F_d + \sqrt{F_g F_d}}, \text{ m} \quad (5.38)$$

gdzie: V – objętość komory wirowej, obliczona według wzoru (5.32), m^3 , F_g – powierzchnia górnej części komory, obliczona według wzoru (5.33), m^2 , F_d – powierzchnia dolnej części komory, obliczona według wzoru (5.33), m^2 .

5.4.3. Metoda obliczania wodoskrętnej komory flokulacji

Tego typu komora najczęściej bywa zespolona z osadnikiem o przepływie pionowym. Jej objętość wyznacza się ze wzoru (5.32).

Powierzchnię komory wodoskrętnej (F) można wyznaczyć z zależności:

$$F = \frac{V}{H}, \quad \text{m}^2 \quad (5.39)$$

gdzie: V – objętość komory flokulacji, m^3 , H – wysokość komory, wynosząca 0,8–0,9 wysokości części sedymentacyjnej osadnika o przepływie pionowym.

Średnica komory jest równa:

$$D = \sqrt{\frac{4F}{\pi}}, \quad \text{m} \quad (5.40)$$

Zakłada się doprowadzenie wody z użyciem kołowego przewodu umieszczonego mimośrodowo i zakończonych dyszą. Średnica przewodu (d_p) jest równa:

$$d_p = \sqrt{\frac{4Q}{3600\pi V_d}}, \quad \text{m} \quad (5.41)$$

Rzeczywista zatem prędkość przepływu w przewodzie wynosi:

$$V_{rz} = \frac{4Q}{3600\pi d_{pz}^2}, \quad \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (5.42)$$

gdzie d_{pz} – rzeczywista średnica przewodu, m.

Przyjmując współczynnik $\mu = 0,908$ dla dyszy o kącie rozwarcia $\beta = 25^\circ$ oraz prędkość wypływu wody z dyszy $V_d = 2,0 \text{ m/s}$, średnica dyszy jest równa:

$$d_s = \sqrt{\frac{4Q}{3600\pi\mu V_d}}, \quad \text{m} \quad (5.43)$$

Długość dyszy (l_d) wynosi:

$$l_d = \frac{d_d}{2} \text{ctg} \frac{\beta}{2}, \quad \text{m} \quad (5.44)$$

Odległość osi dyszy od ściany komory (L) jest równa:

$$L = 0,2 D, \quad \text{m} \quad (5.45)$$

Stratę ciśnienia dla wypływu (h_s) można obliczyć zgodnie ze wzorem:

$$h_s = 0,06V_d^2, \text{ m H}_2\text{O} \quad (5.46)$$

Dalsze obliczenia osadnika sprzężonego z komorą flokulacji należy wykonywać tak, jak w punkcie 6.2.1 (uwzględniając fakt, że funkcję rury centralnej pełni komora wodoskrętna o obliczonej średnicy D i wysokości H). Całkowita powierzchnia urządzenia jest sumą powierzchni komory flokulacji oraz powierzchni osadnika.

5.4.4. Metoda obliczania mechanicznej komory flokulacji

Objętość mechanicznej komory flokulacji wyznaczyć należy ze wzoru (5.32), a jej powierzchnię ze wzoru (5.39), zakładając głębokość komory $H = 2,0\text{--}4,0$ m. Zalecana prędkość obrotowa mieszadła powinna mieścić się w zakresie $0,9\text{--}3,0$ obr/min. Zaleca się, aby prędkość ruchu wody w komorze wynosiła $0,15\text{--}0,30$ m/s.

Na podstawie wyznaczonej wymaganej powierzchni komór mieszania przyjmuje się ich liczbę lub liczbę części pojedynczej komory. Komory wolnego mieszania projektuje się w kształcie walca lub prostopadłościanu, tak aby dla każdej komory/części komory spełniony był warunek: $B = L$.

Wymaganą szerokość każdej części komory B (lub D) oblicza się ze wzoru:

$$B = \sqrt{\frac{V}{H}}, \text{ m} \quad (5.47)$$

gdzie: V – objętość komory flokulacji, obliczona według wzoru (5.32), m^3 , H – głębokość komory, m.

W każdej komorze/części komory montuje się mieszadło wolnoobrotowe dostosowane do wymiarów tej komory. W przypadku niespełnienia warunku ilorazu wymiarów komory do średnicy mieszadła należy przyjąć większą liczbę komór lub dobrać po dwa mieszadła w pojedynczej komorze.

5.5. Przykłady obliczeniowe

5.5.1. Wyznaczanie dawki koagulantu

Należy obliczyć dawkę koagulantu (chlorku poliglinu – PAX 16 o zasadowości 37%) dla wody o barwie 49 g Pt/m^3 , mętności 64 NTU , $\text{pH} = 7,3$ oraz zasadowości $3,0 \text{ val/m}^3$. Dla parametrów wody wyznaczono orientacyjną dawkę koagulantu w postaci uwodnionego siarczanu glinu:

$$D = 7 \cdot \sqrt{M} \quad \text{lub} \quad D = (6-8) \cdot \sqrt{B}$$

$$D = 7 \cdot \sqrt{64} = 56 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O} / \text{m}^3$$

lub

$$D = 8 \cdot \sqrt{49} = 56 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O} / \text{m}^3$$

Przyjęto dawkę $56 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O} / \text{m}^3$. Przyjętą dawkę siarczanu glinu przeliczono na dawkę w g $\text{Al}^{3+} / \text{m}^3$:

$$M_{\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}} = 666 \text{ g}$$

$$M_{\text{Al}} = 27 \text{ g}$$

$$666 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O} - 2 \cdot 27 \text{ g Al}$$

$$56 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O} - x \text{ g Al}$$

$$x = \frac{54 \cdot 56}{666} = 4,54 \text{ g Al}_2 / \text{m}^3$$

Tę dawkę należy przeliczyć na dawkę stosowanego koagulantu:

$$M_{\text{AlCl}_3} = 133,5 \text{ g}$$

$$133,5 \text{ g AlCl}_3 - 27 \text{ g Al}$$

$$x - 4,54 \text{ g Al}$$

$$x = \frac{133,5 \cdot 4,54}{27} = 22,45 \text{ g AlCl}_3 / \text{m}^3$$

5.5.2. Korekta pH wodorotlenkiem sodu

Należy obliczyć dawkę wodorotlenku sodu niezbędnego do przeprowadzenia korekty pH po procesie koagulacji wody o parametrach:

- barwa: $B = 100 \text{ g Pt} / \text{m}^3$,
- mętność: $Mt = 50 \text{ NTU}$,
- $\text{pH} = 7,0$,
- $M = 3,0 \text{ val} / \text{m}^3 = 3,0 \cdot 50 = 150 \text{ g CaCO}_3 / \text{m}^3$.

W sytuacji stosowania jako koagulantu: siarczanu glinu (podrozdz. 5.5.2.1), chlorku glinu (podrozdz. 5.5.2.2), wstępnie zhydrolizowanego chlorku poliglinu (60% zasadowości) (podrozdz. 5.5.2.3), dawka siarczanu glinu wynosi:

$$D_B = 8 \cdot \sqrt{B} = 8 \cdot \sqrt{100} = 80,0 \text{ g/m}^3$$

$$D_M = 7 \cdot \sqrt{M} = 7 \cdot \sqrt{50} = 49,5 \text{ g/m}^3$$

Przyjęto dawkę $80,0 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$, która w przeliczeniu na Al^{3+} wynosi:

$$666 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O} - 54 \text{ g Al}$$

$$80 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O} - x \text{ g Al}$$

$$x = \frac{80 \cdot 54}{666} = 6,5 \text{ g AlCl}_3 / \text{m}^3$$

5.5.2.1. Siarczan glinu

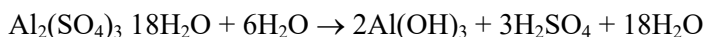
Dla parametrów wody surowej ($\text{pH} = 7,0$ i zasadowość $M = 3 \text{ val/m}^3 = 150 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$) odczytano z nomogramu równowagi węglanowo-wapniowej:

$$[\text{CO}]_{2w}^0 = 30 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2p}^0 = 7 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2agr}^0 = [\text{CO}]_{2w}^0 - [\text{CO}]_{2p}^0 = 30,0 - 7,0 = 23 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

W wyniku hydrolizy koagulantu powstaje kwas siarkowy, którego neutralizacja odbywa się przez zużycie zasadowości wody; w wyniku tej reakcji powstaje ditlenek węgla.

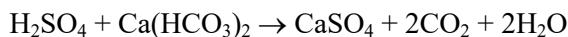


$$666 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{m}^3 - 294 \text{ g H}_2\text{SO}_4$$

$$80 \text{ g Al}_2(\text{SO}_4)_3/\text{m}^3 - x$$

$$x = \frac{80 \cdot 294}{666} = 35,3 \text{ g H}_2\text{SO}_4/\text{m}^3$$

W wyniku hydrolizy 80 g koagulantu powstaje $35,3 \text{ g}$ kwasu siarkowego, którego neutralizacja spowoduje zmniejszenie zasadowości oraz wzrost zawartości agresywnego ditlenku węgla.

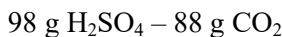


$$98 \text{ g H}_2\text{SO}_4 - 162 \text{ g Ca}(\text{HCO}_3)_2 - 88 \text{ g CO}_2$$

$$35,3 \text{ g H}_2\text{SO}_4 - x$$

$$x = \frac{35,3 \cdot 162}{98} = 58,3 \text{ g Ca(HCO}_4)_2/\text{m}^3 = \Delta M$$

35,3 g kwasu siarkowego powoduje zużycie zasadowości: 58,3 g $\text{Ca(HCO}_3)_2$, czyli 36 g CaCO_3 ($58,3/81 \cdot 50 = 36$, gdzie 81 g/val – gramorównoważnik wodorowęglanu wapnia, 50 g/val – gramorównoważnik węglanu wapnia). W wyniku reakcji neutralizacji powstaje ditlenek węgla:



$$x = \frac{35,3 \cdot 88}{98} = 31,7 \text{ g CO}_2/\text{m}^3 = \Delta \text{CO}_2$$

W wyniku dodania koagulantu nastąpił wzrost zawartości ditlenku węgla o 31,7 g.

Po procesie koagulacji woda charakteryzuje się zmniejszoną zasadowością, wynoszącą:

$$M_k = M - \Delta M = 150 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 - 36 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 = 114 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

Dla nowej zasadowości odczytano z nomogramu równowagi węglanowo-wapniowej zawartość przynależnego ditlenku węgla: 2,8 g CO_2/m^3 . W wodzie po koagulacji znajduje się:

$$[\text{CO}]_{2w}^k = 30 \text{ g/m}^3 + 31,7 \text{ g/m}^3 = 61,7 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

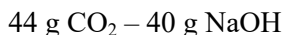
$$[\text{CO}]_{2p}^k = 2,8 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2agr}^k = [\text{CO}]_{2w}^k - [\text{CO}]_{2p}^k = 61,7 - 2,8 = 58,9 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

Nadmiar ditlenku węgla należy chemicznie związać za pomocą wodorotlenku sodu:



Należy związać całość CO_{2a} ($\approx 58 \text{ g/m}^3$), ponieważ powstająca zasadowość alkaliczna nie wymaga CO_{2p} . Zakłada się związanie agresywnego ditlenku węgla w ilości 58 g CO_2/m^3 (w wodzie pozostanie 0,9 g/m³ CO_{2a})



$$x = \frac{58 \cdot 40}{44} = 52,7 \text{ g NaOH/m}^3$$

W tym celu wymagana dawka wodorotlenku sodu wynosi $52,7 \text{ g NaOH/m}^3$. Dodanie do wody $52,7 \text{ g NaOH/m}^3$ spowoduje wzrost zasadowości:

$$\Delta M = \frac{52,7}{40} \cdot 50 = 65,9 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

gdzie: 40 g/val – gramorównoważnik wodorotlenku sodu, 50 g/val – gramorównoważnik węglanu wapnia.

Zasadowość po dodaniu do wody wodorotlenku sodu wynosi:

$$M' = 114 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 + 65,9 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 = 179,9 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

5.5.2.2. Chlorek glinu

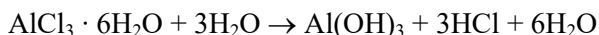
Dla parametrów wody surowej ($\text{pH} = 7,0$ i zasadowości $M = 3 \text{ val/m}^3 = 150 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$) odczytano z nomogramu równowagi węglanowo-wapniowej:

$$[\text{CO}]_{2w}^0 = 30 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2p}^0 = 7 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2agr}^0 = [\text{CO}]_{2w}^0 - [\text{CO}]_{2p}^0 = 30,0 - 7,0 = 23 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

W wyniku hydrolizy koagulantu następuje zmniejszenie zasadowości oraz wzrost stężenia ditlenku węgla.

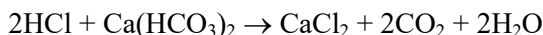


$$27 \text{ g Al/m}^3 - 109,5 \text{ g HCl}$$

$$6,5 \text{ g Al/m}^3 - x$$

$$x = \frac{6,5 \cdot 109,5}{27} = 26,4 \text{ g HCl/m}^3$$

W wyniku hydrolizy chlorku glinu ($6,5 \text{ g Al/m}^3$) powstaje $26,4 \text{ g}$ kwasu solnego, którego neutralizacja spowoduje zmniejszenie zasadowości oraz wzrost zawartości agresywnego ditlenku węgla



$$73 \text{ g HCl} - 162 \text{ g Ca}(\text{HCO}_3)_2 - 88 \text{ g CO}_2$$

$$26,4 \text{ g HCl} - x$$

$$x = \frac{26,4 \cdot 162}{73} = 58,6 \text{ g Ca}(\text{HCO}_3)_2/\text{m}^3 = \Delta M$$

26,4 g kwasu solnego powoduje zużycie zasadowości 58,6 g $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, czyli 36,2 g CaCO_3 . W wyniku reakcji neutralizacji powstaje ditlenek węgla:

$$\begin{aligned} 73 \text{ g HCl} &- 88 \text{ g CO}_2 \\ 26,4 \text{ g HCl} &- x \\ x &= \frac{26,4 \cdot 88}{73} = 31,8 \text{ g CO}_2 = \Delta \text{CO}_2 \end{aligned}$$

W wyniku dodania koagulantu nastąpił wzrost zawartości ditlenku węgla o 31,8 g. Po procesie koagulacji woda charakteryzuje się nową zasadowością, wynoszącą:

$$M_k = M - \Delta M = 150 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 - 36,2 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 = 113,8 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

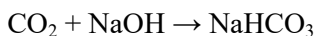
Dla nowej zasadowości odczytano z nomogramu równowagi węglanowo-wapniowej zawartość przynależnego ditlenku węgla: 3,0 g CO_2/m^3 . W wodzie po koagulacji znajduje się

$$[\text{CO}]_{2w}^k = 30 \text{ g/m}^3 + 31,8 \text{ g/m}^3 = 61,8 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2p}^k = 3,0 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2agr}^k = [\text{CO}]_{2w}^k - [\text{CO}]_{2p}^k = 61,8 - 3,08 = 58,8 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

Nadmiar ditlenku węgla należy chemicznie związać za pomocą wodorotlenku sodu:



Zakłada się związanie agresywnego ditlenku węgla w ilości 58 g CO_2/m^3 (w wodzie pozostanie 0,8 g CO_2/m^3).

$$\begin{aligned} 44 \text{ g CO}_2 &- 40 \text{ g NaOH} \\ 58 \text{ g CO}_2 &- x \\ x &= \frac{58 \cdot 40}{44} = 52,7 \text{ g NaOH/m}^3 \end{aligned}$$

W tym celu wymagana dawka wodorotlenku sodu wynosi 52,7 g NaOH/m^3 . Dodanie do wody 52,7 g NaOH/m^3 spowoduje wzrost zasadowości:

$$\Delta M = \frac{52,7}{40} \cdot 50 = 65,9 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

gdzie: 40 g/val – gramorównoważnik wodorotlenku sodu, 50 g/val – gramorównoważnik węglanu wapnia.

Zasadowość po dodaniu do wody wodorotlenku sodu wynosi:

$$M' = 113,8 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 + 65,9 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 = 179,9 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

5.5.2.3. Chlorek poliglinu (60% zasadowości)

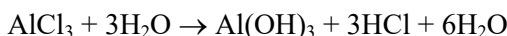
Dla parametrów wody surowej ($\text{pH} = 7,0$ i zasadowość $M = 3 \text{ val/m}^3 = 150 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$) odczytano z nomogramu równowagi węglanowo-wapniowej:

$$[\text{CO}]_{2w}^0 = 30 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2p}^0 = 7 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2agr}^0 = [\text{CO}]_{2w}^0 - [\text{CO}]_{2p}^0 = 30,0 - 7,0 = 23 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

W wyniku hydrolizy koagulantu następuje zmniejszenie zasadowości oraz wzrost stężenia ditlenku węgla.

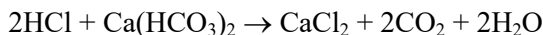


$$27 \text{ g Al/m}^3 - 109,5 \text{ g HCl}$$

$$6,5 \text{ g Al/m}^3 - x$$

$$x = \frac{6,5 \cdot 109,5}{27} = 26,4 \text{ g HCl/m}^3$$

W wyniku hydrolizy chlorku poliglinu ($6,5 \text{ g Al/m}^3$) powstaje $26,4 \text{ g}$ kwasu solnego, którego neutralizacja spowoduje zmniejszenie zasadowości oraz wzrost zawartości agresywnego ditlenku węgla. Ze względu na 60-procentowe wstępne zhydrolizowanie koagulantu, ilość powstającego kwasu będzie o 60% mniejsza, a więc w wyniku koagulacji wstępnie zhydrolizowanym chlorkiem poliglinu o dawce $6,5 \text{ g Al/m}^3$ powstanie $10,6 \text{ g HCl/m}^3$:



$$73 \text{ g HCl} - 162 \text{ g Ca}(\text{HCO}_3)_2 - 88 \text{ g CO}_2$$

$$10,6 \text{ g HCl} - x$$

$$x = \frac{10,6 \cdot 162}{73} = 23,5 \text{ g Ca}(\text{HCO}_3)_2/\text{m}^3 = \Delta M$$

$10,6 \text{ g}$ kwasu solnego powoduje zużycie zasadowości: $23,5 \text{ g Ca}(\text{HCO}_3)_2$, czyli $14,5 \text{ g CaCO}_3$. W wyniku reakcji neutralizacji powstaje ditlenek węgla:

$$73 \text{ g HCl} - 88 \text{ g CO}_2$$

$$10,6 \text{ g HCl} - x$$

$$x = \frac{10,6 \cdot 88}{73} = 12,8 \text{ g CO}_2 = \Delta \text{CO}_2$$

W wyniku dodania koagulantu nastąpił wzrost zawartości ditlenku węgla o 12,8 g. Po procesie koagulacji woda charakteryzuje się zasadowością:

$$M_k = M - \Delta M = 150 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 - 23,5 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 = 126,5 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

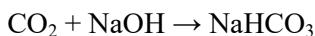
Dla nowej zasadowości odczytano z nomogramu równowagi węglanowo-wapniowej zawartość przynależnego ditlenku węgla: $3,5 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$. W wodzie po koagulacji znajduje się:

$$[\text{CO}]_{2w}^k = 30 \text{ g/m}^3 + 12,8 \text{ g/m}^3 = 42,8 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2p}^k = 3,5 \text{ g/m}^3$$

$$[\text{CO}]_{2agr}^k = [\text{CO}]_{2w}^k - [\text{CO}]_{2p}^k = 42,8 - 3,5 = 39,3 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$$

Nadmiar ditlenku węgla należy chemicznie związać za pomocą wodorotlenku sodu:



Zakłada się związanie agresywnego ditlenku węgla w ilości $39 \text{ g CO}_2/\text{m}^3$ (w wodzie pozostanie $0,3 \text{ g/m}^3 \text{ CO}_{2a}$).

$$44 \text{ g CO}_2 - 40 \text{ g NaOH}$$

$$39 \text{ g CO}_2 - x$$

$$x = \frac{39 \cdot 40}{44} = 35,5 \text{ g NaOH/m}^3$$

W tym celu wymagana dawka wodorotlenku sodu wynosi $35,5 \text{ g NaOH/m}^3$. Dodanie do wody $35,5 \text{ g NaOH/m}^3$ spowoduje wzrost zasadowości:

$$\Delta M = \frac{35,5}{40} \cdot 50 = 44,4 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

gdzie: 40 g/val – gramorównoważnik wodorotlenku sodu, 50 g/val – gramorównoważnik węglanu wapnia.

Zasadowość po dodaniu do wody wodorotlenku sodu wynosi:

$$M' = 126,5 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 + 44,4 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3 = 170,9 \text{ g CaCO}_3/\text{m}^3$$

5.5.3. Komora szybkiego mieszania z przegrodami i przepustami

Należy zaprojektować hydrauliczną komorę szybkiego mieszania z przegrodami i przepustami dla stacji uzdatniania wody o wydajności $Q = 700 \text{ m}^3/\text{h}$. Powierzchnię

każdego z przepustów, przy założeniu przepływu wody przez pojedynczy przepust, oblicza się zgodnie ze wzorem (5.7):

$$f_p = \frac{700}{3600 \cdot 1,0} = 0,19 \text{ m}^2$$

Powierzchnię czynną przekroju koryta za ostatnią przegrodą obliczono według wzoru (5.8):

$$F = \frac{0,19}{0,35} = 0,54 \text{ m}^2$$

Przyjęto $a = 0,35$.

Szerokość koryta mieszacza obliczona według wzoru (5.9) jest równa:

$$B = \frac{0,54}{0,5} = 1,08 \text{ m}$$

Przyjęto $H = 0,5 \text{ m}$.

Strata ciśnienia podczas przepływu wody przez przepusty jest obliczana zgodnie z zależnością (5.10):

$$h_s = \frac{1,0^2}{(0,62)^2 \cdot 2 \cdot 9,80665} = 0,13 \text{ m H}_2\text{O}$$

Wysokość napełnienia mieszacza przed poszczególnymi przegrodami wyznaczono, opierając się na wzorach (5.11–5.13):

- przed pierwszą przegrodą:

$$H_1 = 0,5 + 3 \cdot 0,13 \approx 0,9 \text{ m}$$

- przed drugą przegrodą:

$$H_2 = 0,5 + 2 \cdot 0,13 \approx 0,8 \text{ m}$$

- przed trzecią przegrodą:

$$H_3 = 0,5 + 0,13 \approx 0,6 \text{ m}$$

Wysokość przepustu w każdej z przegród, obliczona według wzorów (5.14)–(5.16), jest równa:

- w pierwszej przegrodzie:

$$h_1 = 0,8 - 0,1 = 0,7 \text{ m}$$

- w drugiej przegrodzie:

$$h_2 = 0,6 - 0,1 = 0,5 \text{ m}$$

- w trzeciej przegrodzie:

$$h_3 = 0,5 - 0,1 = 0,4 \text{ m}$$

Szerokość przepustów w każdej z przegród, obliczona zgodnie ze wzorami (5.17)–(5.19), wynosi:

- w pierwszej przegrodzie:

$$b_1 = \frac{0,19}{0,7} = 0,27 \text{ m}$$

- w drugiej przegrodzie:

$$b_2 = \frac{0,19}{2 \cdot 0,5} = 0,19 \text{ m}$$

- w trzeciej przegrodzie:

$$b_3 = \frac{0,19}{0,4} = 0,48 \text{ m}$$

Odległość między przegrodami należy wyznaczyć z zależności (5.20):

$$l = 2 \cdot 1,08 = 2,2 \text{ m}$$

Określając rzeczywiste, ostateczne wymiary komory, założono odległości $x = 0,5 \text{ m}$ i $y = 0,8 \text{ m}$ (patrz rys. 18). Zatem przyjęto komorę o wymiarach: $B = 1,08 \text{ m}$ i $L_0 = 0,5 + 0,8 + 2 \cdot 2,2 = 5,7 \text{ m}$.

5.5.4. Mechaniczna komora szybkiego mieszania

Należy zaprojektować mechaniczną komorę szybkiego mieszania z mieszadłem łopatkowym o osi pionowej dla stacji uzdatniania wody o wydajności $Q = 700 \text{ m}^3/\text{h}$. Zakładając czas mieszania równy $t = 50 \text{ s}$, ze wzoru (5.23) obliczono objętość czynną mieszacza:

$$V = \frac{700 \cdot 50}{3600} = 9,7 \text{ m}^3$$

Założono cylindryczny kształt mieszacza. Średnicę mieszacza wyznacza się z zależności:

$$\frac{H}{D} = \gamma$$

gdzie $\gamma = 0,8\text{--}1,3$.

Przyjęto $\gamma = 1,2$.

Stąd $H = \gamma \cdot D$:

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \gamma \cdot D = \frac{\pi D^3 \gamma}{4}$$

Średnica mieszacza zatem będzie równa:

$$D = \sqrt[3]{\frac{4V}{\pi \gamma}} = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 9,7}{3,14 \cdot 1,2}} = 2,18 \text{ m}$$

Przyjęto $D = 2,2 \text{ m}$.

Wysokość czynna mieszacza wyniesie:

$$H = \gamma D = 1,2 \cdot 2,2 = 2,6 \text{ m}$$

Powierzchnię koryta obwodowego, przy założeniu, że $b_k = h_k$, wyznacza się z zależności

$$F = \frac{Q}{V} = \frac{0,19}{0,6} = 0,32 \text{ m}^2$$

Przyjęto zatem: $b_k = h = 0,56 \text{ m}$.

Dla przyjętej wydajności komory i jej wymiarów wyznaczono zalecaną średnicę mieszałła, przyjmując:

$$\frac{D_K}{d} = 1,6$$

gdzie: D_K – średnica mieszacza, d – średnica mieszałła.

$$d = \frac{2,2}{1,6} = 1,37 \text{ m}$$

Dla wyznaczonej średnicy przyjęto mieszałło VRG 7121S o zalecanej średnicy 1,2 m i wysokości mieszałła 2,3 m. W zakładzie znajdować się będą dwa mieszacze o obliczonych wymiarach, pracujące naprzemiennie. Dzięki temu zostanie zapewniona ciągłość dostaw w przypadku awarii.

5.5.5. Komora flokulacji zespolona z osadnikiem

Należy zaprojektować wodoskrętną komorę flokulacji zespoloną z osadnikiem o przepływie pionowym dla stacji uzdatniania wody o wydajności $Q = 100 \text{ m}^3/\text{h}$.

Na podstawie wzoru (5.32) określono objętość komory, zakładając czas zatrzymania wody w komorze $t = 15 \text{ min}$:

$$V = \frac{100 \cdot 15}{60} = 25 \text{ m}^3$$

Zakładając, że wysokość części sedymentacyjnej osadnika pionowego wynosi $H_{os} = 4,5 \text{ m}$, ustalono wysokość wodoskrętnej komory flokulacji:

$$H_k = 0,8 \cdot 4,5 = 3,6 \text{ m}$$

Wymagana zatem powierzchnia komory, wyznaczona ze wzoru (5.39), wynosi:

$$F = \frac{25}{3,6} = 6,94 \text{ m}^2$$

Średnica komory jest równa (równanie (5.40)):

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,94}{3,14}} = 2,97 \text{ m}$$

Przyjęto komorę o średnicy 3,0 m. Średnica kołowego przewodu umieszczonego mimośrodowo i zakończzonego dyszą, przy założeniu prędkości przepływu $V = 1,0 \text{ m/s}$, zgodnie ze wzorem (5.41), jest równa:

$$d_p = \sqrt{\frac{4 \cdot 100}{3600 \cdot 3,14 \cdot 1,0}} = 0,188 \text{ m}$$

Przyjęto kołowy przewód o średnicy 200 mm. Rzeczywista prędkość przepływu wody w przewodzie wynosi:

$$V_{rz} = \frac{4 \cdot 100}{3600 \cdot 3,14 \cdot 0,2^2} = 0,88 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Przyjęto współczynnik $\mu = 0,908$ dla dyszy o kącie rozwarcia $\beta = 25^\circ$ oraz prędkość wypływu wody z dyszy $V_d = 2,0 \text{ m/s}$; wówczas średnica dyszy:

$$d_d = \sqrt{\frac{4Q}{3600\pi\mu V_d}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 100}{3600 \cdot 3,14 \cdot 0,908 \cdot 2}} = 0,14 \text{ m}$$

Przyjęto dyszę o średnicy 150 mm. Długość dyszy, zgodnie ze wzorem (5.44), wynosi:

$$l_d = \frac{150}{2} \text{ctg} \frac{25}{2} = 337,5 \text{ mm} = 0,35 \text{ m}$$

Odległość dyszy od ściany komory:

$$L = 0,2 \cdot 3,0 = 0,6 \text{ m}$$

Strata ciśnienia na wypływie z dyszy wyznaczona ze wzoru (5.46) jest równa:

$$h_s = 0,06 \cdot (2,0)^2 = 0,24 \text{ m H}_2\text{O}$$

5.5.6. Komora flokulacji z wirowym ruchem wody

Należy zaprojektować wirową komorę flokulacji dla stacji uzdatniania wody o wydajności $Q = 100 \text{ m}^3/\text{h}$. Zakładając, że czas przebywania wody w komorze $t = 10 \text{ min}$, zgodnie ze wzorem (5.32), obliczono objętość komory:

$$V = \frac{100 \cdot 10}{60} = 16,7 \text{ m}^3$$

Zakładając prędkość górną $V_g = 0,004 \text{ m/s}$, obliczono, według wzoru (5.33), wymaganą powierzchnię górnej części komory:

$$F_g = \frac{100}{3600 \cdot 0,004} = 6,94 \text{ m}^2$$

Zatem średnica górnej części komory:

$$d_d = \sqrt{\frac{4F_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,94}{3,14}} = 2,97 \text{ m}$$

Przyjęto średnicę górną komory $d_g = 3,0 \text{ m}$.

Zakładając prędkość dolną $V_d = 0,8 \text{ m/s}$, obliczono, według wzoru (5.33), wymaganą powierzchnię dolnej części komory:

$$F_d = \frac{100}{3600 \cdot 0,8} = 0,035 \text{ m}^2$$

Zatem średnica dolnej części komory jest równa:

$$d_d = \sqrt{\frac{4F_d}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,035}{3,14}} = 0,21 \text{ m}$$

Wyznaczona ze wzoru (5.38) wysokość stożkowej części komory wynosi:

$$H = \frac{3 \cdot 16,7}{6,94 + 0,035 + \sqrt{6,94 \cdot 0,035}} = 6,71 \text{ m}$$

5.5.7. Mechaniczna komora flokulacji

Należy zaprojektować mechaniczną komorę flokulacji z mieszadłem łopatkowym o osi pionowej dla stacji uzdatniania wody o wydajności $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{h}$. Zakładając czas przepływu wody przez komorę $t = 35 \text{ min}$, na podstawie wzoru (5.32) obliczono objętość komory:

$$V = \frac{2000 \cdot 35}{60} = 1167 \text{ m}^3$$

Zakładając głębokość komory $H = 4,0 \text{ m}$, powierzchnia komory (zgodnie ze wzorem (5.33)), wynosi:

$$F = \frac{1167}{4} = 292 \text{ m}^2$$

Przyjęto dwie trzyczęściowe komory o kształcie prostopadłościanu. Zatem powierzchnia jednej komory jest równa $F_1 = 146 \text{ m}^2$, a jednej części w komorze $F_{1c} = 49 \text{ m}^2$. Przy założeniu, że $B = L$ (dla pojedynczej części komory), szerokość komory wynosi:

$$B = \sqrt{49} = 7 \text{ m}$$

Zatem rzeczywista powierzchnia każdej części komory wynosi:

$$F_{1rz} = 7 * 7 = 49 \text{ m}^2$$

rzeczywista objętość czynna jednej części komory:

$$V_{1rz} = 49 \cdot 4,0 = 196 \text{ m}^3$$

Całkowita objętość użytkowa komór flokulacji wynosi:

$$V_c = 2 * 196 \cdot 3,0 = 1176 \text{ m}^3$$

W każdej części komory zamontowano mieszadło mechaniczne o osi pionowej. Dla wyznaczonych wymiarów pojedynczej części komory obliczono średnicę mieszadła (d), przyjmując:

$$\frac{B}{d} = 2,2$$

gdzie: B – długość krawędzi pojedynczej części w komorze mieszacza, m, d – średnica mieszadła, m.

$$d = \frac{7,0}{2,2} = 3,2 \text{ m}$$

Dobrano mieszadło wolnoobrotowe FRF 0252S o zalecanej średnicy 2,5 m i maksymalnej wysokości 3,3 m.

6. Osadniki

Podstawowym procesem wykorzystywanym w oczyszczaniu wody do usuwania cząstek opadających jest proces sedymentacji, realizowany w osadnikach. Ich zadanie to zatrzymywanie, dzięki działaniu sił grawitacji, znajdujących się w wodzie zawieszin, tak aby nie obciążały następnych obiektów układu technologicznego. Odpowiednia prędkość przepływu oraz czas zatrzymania wody w osadniku umożliwiają uzyskanie nawet 70% usunięcia zawieszin i bakterii oraz ponad 60% zwiększenie przezroczystości wody. Najczęściej osadniki stosowane są jako urządzenia do wstępnego oczyszczania wody, przed jej dalszym uzdatnianiem, np. na filtrach.

Osadniki wykonywane są jako zbiorniki żelbetowe o zróżnicowanych kształtach, związanych z ich typem i uwarunkowanym kierunkiem przepływu wody. Z tego względu można wyróżnić następujące rodzaje osadników:

- osadniki o przepływie poziomym, a w tym:
 - poziome zwykłe – o przepływie poziomym strug wody teoretycznie równoległych,
 - poziome radialne (odśrodkowe) – o przepływie poziomym strug wody rozchodzących się promieniście od środka ku obwodowi osadnika;
- osadniki o przepływie pionowym wody od dołu do góry,
- osadniki poziomo-pionowe o przepływie w kierunku ukośnym od dołu ku górze, a w tym:
 - wielokomorowe,
 - dośrodkowe.

Wśród wymienionych rodzajów osadników najczęściej stosowane są osadniki poziome zwykłe i osadniki pionowe.

Osadniki poziome są wykonywane na ogół w postaci prostokątnych zbiorników o długości do kilkudziesięciu metrów oraz szerokości i głębokości do kilku metrów. Dopływ wody do osadnika znajduje się na jednym z krótszych boków, a odpływ – po przeciwległej stronie w stosunku do dopływu. Aby zapewnić równomierne rozprowadzenie wody w poprzecznym przekroju osadnika oraz wyeliminować w jak największym stopniu zawirowania i martwe przestrzenie, stosuje się różne konstrukcje wlotów i wylotów. Osad, zatrzymywany w osadnikach i gromadzony w leju osadowym, musi być okresowo usuwany. Uzyskuje się to za pomocą ruchomych zgarniaczy napę-

dzanych silnikiem elektrycznym lub (rzadziej) przez okresowe opróżnianie osadnika oraz spłukiwanie osadu z dna. W obu przypadkach stosuje się odmienne konstrukcje osadnika, różniące się między sobą głównie ukształtowaniem dna i wyposażeniem mechanicznym. Aby uzyskać równomierny rozdział wody w całym przekroju osadnika, jego szerokość nie może być zbyt duża. Mając to na uwadze, dla większej ilości wody należy stosować większą liczbę osadników, wykonanych w postaci zbiorników równolegle ustawionych, przystających do siebie dłuższymi bokami.

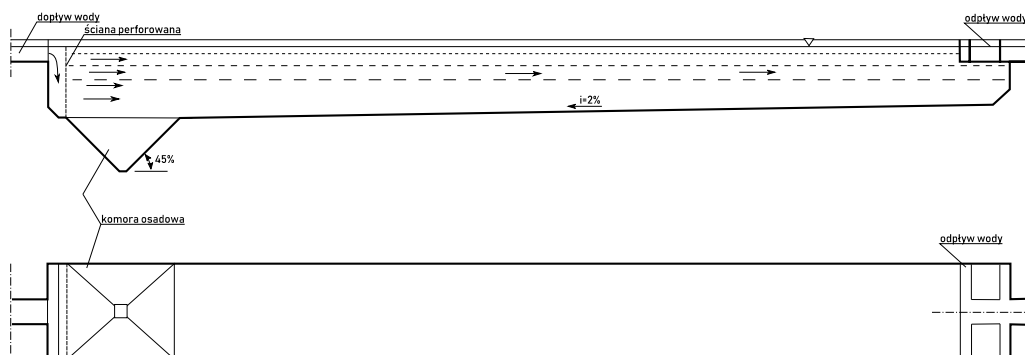
Osadniki pionowe są wykonywane w postaci głębokich cylindrycznych, żelbetowych zbiorników ze środkową rurą doprowadzającą wodę do osadnika i ze stożkowym dnem na osad. Urządzenia te stosuje się tylko do wody poddawanej koagulacji, płynącej w osadniku pionowo od dołu do góry z małą prędkością. Woda odpływa z osadnika za pomocą koryta zbiorczego, znajdującego się na obwodzie osadnika przy jego górnej części, a z niego – na zewnątrz. Często stosuje się dodatkowe koryta położone promieniście na tym samym poziomie co koryto obwodowe i połączone z tym ostatnim. Warunkiem prawidłowej pracy osadnika jest zapewnienie odpowiednio małej pionowej prędkości przepływu wody w osadniku. Osad zbiera się w dolnej, stożkowej części osadnika, stamtąd jest usuwany rurą osadową z wykorzystaniem ciśnienia wody znajdującej się w osadniku lub za pomocą pomp osadowych zanurzeniowych. W przypadku stosowania wodoskrętnej komory flokulacji zespolonej z osadnikiem i umieszczonej w jego środku konieczne jest stosowanie osadników o przepływie pionowym, ze względu na konstrukcję obu urządzeń [Heidrich 1987]. Dodatkowo osadniki z przepływem pionowym są zalecane do stosowania w małych ewentualnie średnich zakładach oczyszczania wody, co wynika z ich ograniczonej wielkości (dopuszczalna maksymalna średnica wewnętrzna to 10 m).

6.1. Parametry projektowe – osadniki o przepływie poziomym

- czas przetrzymania wody: $T = 2\text{--}4\text{ h}$,
- prędkość pozioma przepływu wody: $V_p = 5\text{--}12\text{ mm/s}$,
- głębokość przy ręcznym okresowym usuwaniu osadów: $H = 3\text{--}3,5\text{ m}$,
- głębokość przy mechanicznym zgarnianiu osadów: $H = 2\text{--}3\text{ m}$,
- szerokość pojedynczego osadnika: $B = 3\text{--}6\text{ m}$,
- pożądany stosunek długości do szerokości: $L:B = 3\text{--}10$,
- stosunek długości do głębokości: $L:H > 10$,
- obciążenie hydrauliczne przelewów: $O_p = 15\text{ m}^3/\text{mh}$,
- spadek dna osadnika z ręcznym okresowym usuwaniem osadów: 1–3% w kierunku dopływu, spadek boczny: 5–10%,

- dno osadnika z osadem usuwanym mechanicznie może mieć dno o niewielkim spadku: 2–5‰ oraz musi mieć lej na zgarniany osad,
- zastosowanie, gdy: $Q \geq 20\,000\text{ m}^3/\text{d}$ [Kowal et al. 1998].

Schemat osadnika o przepływie poziomym przedstawiono na rysunku 29.



Rys. 29. Osadnik o przepływie poziomym

6.1.1. Metoda obliczania osadników o przepływie poziomym wg powierzchni

Powierzchnię osadników określa wzór:

$$F = \alpha \frac{Q}{3,6V_o}, \text{ m}^2 \quad (6.1)$$

gdzie: Q – przepływ oczyszczanej wody, m^3/h , V_o – prędkość opadania cząstek zawieszonych, mm/s (dla wód zabarwionych o zawartości zawiesin po koagulacji do 200–250 g/m^3 : $V_o = 0,35\text{--}0,45\text{ mm/s}$): α – współczynnik sprawności osadnika:

$$\alpha = \frac{V_o}{V_o - \frac{V_k}{30}} \quad (6.2)$$

V_k – prędkość przepływu wody w osadniku

$$V_k = kV_o, \text{ mm/s} \quad (6.3)$$

k – współczynnik zależny od stosunku $L:H$ osadnika,

jeśli $L:H = 10$, to $k = 7,5$,

jeśli $L:H = 15$, to $k = 10$,

jeśli $L:H = 20$, to $k = 12$,

jeśli $L:H = 25$, to $k = 13,5$.

Liczbę osadników oblicza się na podstawie wzoru:

$$n = \frac{F}{BL}, \text{ szt.} \quad (6.4)$$

gdzie: B – szerokość osadnika, m, L – długość osadnika, m.

Objętość osadników wyznacza się ze wzoru:

$$V = QT, \text{ m}^3 \quad (6.5)$$

Wymaganą długość krawędzi przelewowych w osadniku określa wzór:

$$L_p = \frac{Q}{O_p n}, \text{ m} \quad (6.6)$$

gdzie O_p – obciążenie krawędzi przelewowych; przyjęto $O_p = 15 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{h}$.

Całkowita długość osadnika jest równa:

$$L_c = L + L_o, \text{ m} \quad (6.7)$$

gdzie L_o – długość osadnika zajęta przez przelewy.

Czas przetrzymania wody w osadniku określa wzór:

$$T = \frac{nV_1}{Q}, \text{ h} \quad (6.8)$$

gdzie: V_1 – objętość jednego osadnika, m^3 .

Sprawdzenie warunków stabilności:

$$\frac{L}{H} \geq 10; \quad 3 > \frac{L}{B} < 10 \quad (6.9)$$

Objętość osadów magazynowanych w leju jednego osadnika w okresie eksploatacji oblicza się na podstawie wzoru:

$$V_o = \frac{Q(c_0 - c)T_e}{n\rho}, \text{ m}^3 \quad (6.10)$$

gdzie: V_o – objętość osadów, m^3 , Q – przepływ oczyszczanej wody, m^3/h , T_e – czas między kolejnym usuwaniem osadu z osadnika, h ($T_e \geq 8$ h, zwykle: $T_e = 24$ h), c_0 , c – stężenie zawiesin w dopływie i odpływie z osadnika, g/m^3 , n – liczba osadników, szt., ρ – stężenie osadów w strefie osadowej, g/m^3 (należy przyjmować $30\,000\,g/m^3$ przy zawartości zawiesin w dopływie do osadnika do $100\,g/m^3$).

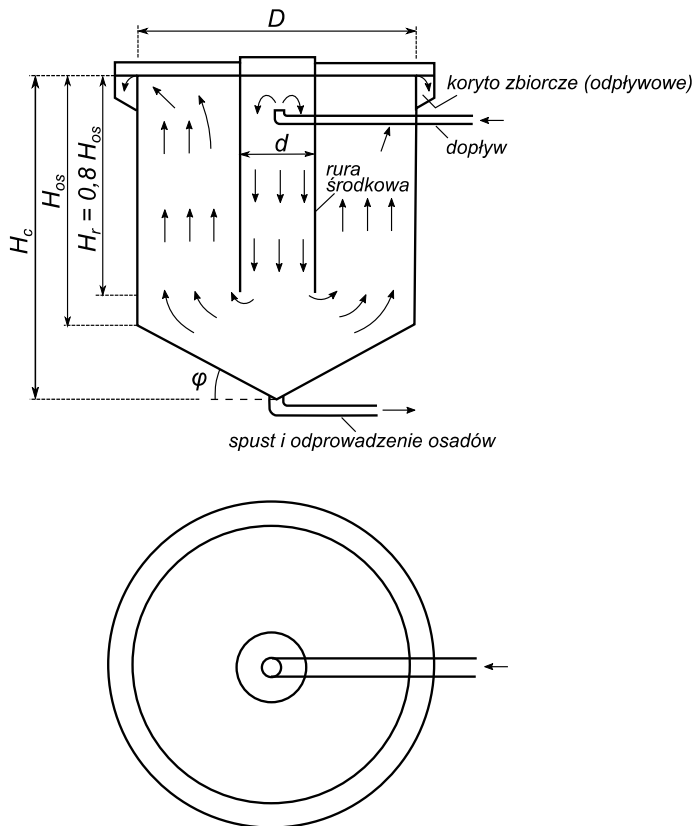
Stężenie zawiesin po koagulacji w wodzie dopływającej do osadnika wyznacza wzór:

$$c_0 = c_z + K D + 0,25 B + N, \quad \frac{g}{m^3} \quad (6.11)$$

gdzie: c_z – stężenie zawiesin w wodzie surowej, g/m^3 , K – współczynnik, (dla siarczanu glinu $K = 0,55$, dla zanieczyszczonego siarczanu glinu $K = 1$, dla chlorku i siarczanu żelaza(III) $K = 0,8$), D – dawka koagulantu, g/m^3 , B – barwa wody, $g\,Pt/m^3$, N – ilość nierozpuszczalnych związków w reagentie dodawanym do wody w przeliczeniu na g/m^3 ($N = 0$).

6.2. Parametry projektowe – osadniki o przepływie pionowym

- czas przepływu wody: $T = 1,5\text{--}2$ h,
 - czas zatrzymania w komorze flokulacji (jeśli występuje w osadniku): $T_f = 15\text{--}20$ min; w przypadku rury centralnej jej średnicę dobiera się na podstawie średnicy osadnika, a nie na podstawie zalecanego czasu przetrzymania,
 - prędkość pionowego przepływu wody: $V_p = 0,4\text{--}0,8$ mm/s (średnio $0,5\text{--}0,6$ mm/s),
 - wysokość całkowita: $H_c < 8,0$ m,
 - wysokość części sedymentacyjnej: $H_{os} = 4\text{--}5$ m,
 - średnica rury centralnej: $d \geq 0,1\,D$,
 - prędkość przepływu w rurze centralnej: $V_r = 0,15\text{--}0,3$ m/s,
 - wysokość rury centralnej: $H_r = 0,8\,H_{os}$,
 - obciążenie hydrauliczne przelewów: $O_p = 5\,m^3/mh$,
 - prędkość przepływu wody w korytach przelewowych: $V_p \leq 0,6$ m/s,
 - czas przetrzymania osadów w leju osadowym: $T_e \geq 8$ h,
 - średnica rurociągu odprowadzającego osad: $d_{os} \geq 150$ mm,
 - spadek dna osadnika: $45\text{--}55^\circ$ (pozioma płaska część dna osadnika powinna mieć powierzchnię $\leq 1,0\,m^2$),
 - powierzchnia jednego osadnika nie powinna przekraczać $100\,m^2$, a wysokość strefy sedymentacji powinna wynosić: $H_{os} = 4\text{--}5$ m [Kowal i in. 1998].
- Schemat osadnika o przepływie pionowym przedstawiono na rysunku 30.



Rys. 30. Osadnik o przepływie pionowym

6.2.1. Metoda obliczania osadników o przepływie pionowym

Powierzchnię osadnika określa wzór:

$$F_{os} = \frac{Q}{3,6 \cdot V_p}, \text{ m}^2 \quad (6.12)$$

gdzie: Q – przepływ oczyszczanej wody, m^3/h , V_p – prędkość przepływu pionowego, mm/s ($V_p = 0,5\text{--}0,6 \text{ mm/s}$), n – liczba osadników, szt.

Powierzchnia jednego osadnika jest równa:

$$F_{os1} = \frac{F_{os}}{n}, \text{ m}^2 \quad (6.13)$$

gdzie n – liczba osadników, szt.

Średnicę osadnika wyznacza się ze wzoru:

$$D_{os} = \sqrt{\frac{4F_{osl}}{\pi}}, \text{ m} \quad (6.14)$$

Średnica rury centralnej wynosi:

$$d \geq 0,1 D \quad (6.15)$$

Całkowitą powierzchnię osadnika wyznacza się ze wzoru:

$$F_{\text{całk}} = F_{os} + f_r, \text{ m}^2 \quad (6.16)$$

$$f_r = \frac{d^2 \pi}{4}, \text{ m} \quad (6.17)$$

Objętość części sedymentacyjnej osadnika określa wzór:

$$V = \frac{QT}{n} \quad (6.18)$$

gdzie T – czas przepływu wody przez osadnik ($T = 1,5\text{--}2$ h).

Wysokość strefy sedymentacyjnej osadnika określa wzór:

$$H_{os} = \frac{V}{F_{\text{całk}}}, \text{ m} \quad (6.19)$$

Wysokość rury centralnej jest równa:

$$H_r = 0,8H_{os}, \text{ m} \quad (6.20)$$

Wymaganą długość krawędzi przelewowych wyznacza się ze wzoru:

$$L_p = \frac{Q}{O_p n}, \text{ m} \quad (6.21)$$

$$O_p = 5 \frac{\text{m}^3}{\text{mh}}$$

Objętość osadu V_o powstającego podczas sedymentacji należy obliczyć tak, jak dla osadnika o przepływie poziomym.

6.3. Przykłady obliczeniowe

6.3.1. Osadnik o przepływie poziomym

Należy zaprojektować osadnik o przepływie poziomym do usuwania zawiesiny kłaczkowatej z wody dla następujących danych:

- obliczeniowa wydajność stacji uzdatniania: $Q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$,
- barwa wody surowej: $B = 30 \text{ g Pt/m}^3$,
- mętność wody surowej: $Mt = 15 \text{ NTU}$,
- $\text{pH} = 7,2$,
- zasadowość wody surowej: $M = 4,0 \text{ val/m}^3$,
- stężenie zawiesiny ogólnej w wodzie surowej: $c_z = 10 \text{ g/m}^3$.

Jako koagulant zastosowano uwodniony siarczan glinu $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$, dla którego $K = 1$. Przyjęto $N = 0$. Obliczona wcześniej D_{koag} jest równa 44 g/m^3 . Przyjęto prędkość opadania zawiesin $V_0 = 0,4 \text{ mm/s}$. Dla stosunku $L:H = 15$ przyjęto $k = 10$.

Współczynnik sprawności osadnika wynosi zatem:

$$\alpha = \frac{0,4}{0,4 - \frac{10 \cdot 0,4}{30}} = 1,5$$

Na podstawie wzoru (6.1) powierzchnia osadników wynosi:

$$F = 1,5 \frac{500}{3,6 \cdot 0,4} = 520 \text{ m}^2$$

Przyjęto głębokość osadnika $H = 3,0 \text{ m}$. Dla $L:H = 15$ długość osadnika wynosi $L = 15 \cdot H = 15 \cdot 3 = 45 \text{ m}$.

Szerokość osadnika $B = 6,0 \text{ m}$, stąd liczba osadników wyznaczona ze wzoru (6.4):

$$n = \frac{520}{6 \cdot 45} = 1,92 \text{ szt.}$$

Przyjęto: $n = 2$ osadniki. Powierzchnia rzeczywista jednego osadnika zatem jest równa:

$$F_{rz1} = 6 \cdot 45 = 270 \text{ m}^2$$

Sprawdzenie warunków geometrycznych i przepływowych zaprojektowanego osadnika:

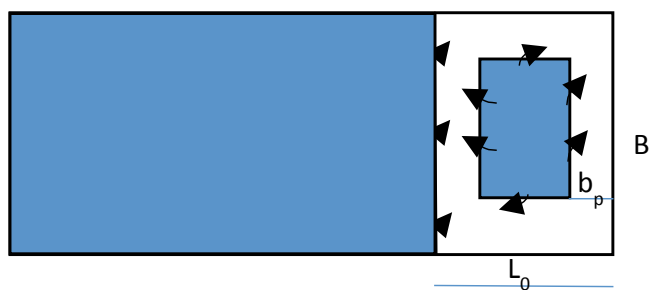
$$\frac{L}{H} = \frac{45}{3} = 15 \geq 10; \quad 3 < \frac{L}{B} = \frac{45}{6} = 7,5 < 10$$

Odprowadzenie wody z osadnika

Zaprojektowano koryta przelewowe zaopatrzone w przelewy. Obciążenie krawędzi przelewowej nie powinno przekroczyć wartości $O_p = 15 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{h}$, a szerokość koryta przelewowego będzie mieścić się w zakresie $b_p = 0,3\text{--}0,5 \text{ m}$. Wymagana długość krawędzi przelewowych w jednym osadniku, obliczona ze wzoru (6.6), jest równa:

$$L_p = \frac{500}{15 \cdot 2} = 17 \text{ m}$$

Długość osadnika zajęta przez przelewy L_0 wyznaczono z rysunku 31.



Rys. 31. Schemat krawędzi przelewowych w osadniku

Przyjęto $b_p = 0,5 \text{ m}$.

$$L_{prz} = B + 2(B - 2b_p) + 2 \cdot 1 \geq L_p$$

$$L_{prz} = 6 + 2 \cdot 5 + 2 \cdot 1 = 18 \text{ m} \geq L_p$$

Warunek jest spełniony, co oznacza, że przelewy zostały poprawnie zaprojektowane. Wtedy:

$$L_0 = 2b_p + 1,0 = 2 \cdot 0,5 + 1,0 = 2,0 \text{ m}$$

gdzie: 1,0 m – założona szerokość pomiędzy przelewami, maksymalnie 2,0 m.

$$L_c = 45 + 2,0 = 47 \text{ m}$$

Jeżeli warunek nie jest spełniony, należy zaprojektować dwa lub więcej przelewów, zgodnie z rysunkiem 32.

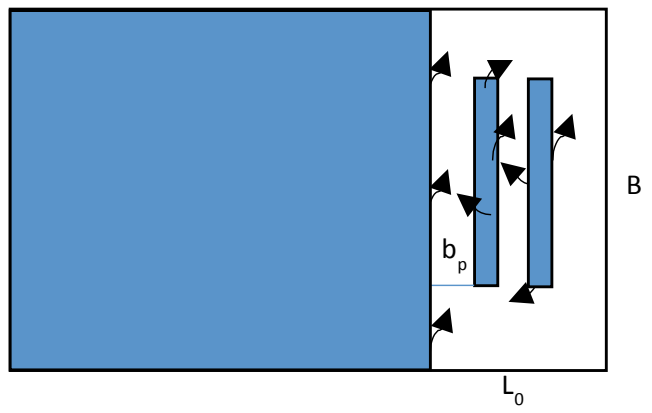
W takiej sytuacji:

$$L_{prz} = B + 4(B - 2b_p) + 4 \cdot 0,5$$

$$L_0 = 3b_p + 2 \cdot 1,0 = 3 \cdot 0,5 + 2,0 = 3,5 \text{ m}$$

Całkowita długość osadnika, obliczona ze wzoru (6.7):

$$L_c = 45 + 3,5 = 48,5 \text{ m}$$



Rys. 32. Schemat krawędzi przelewowych w osadniku z wieloma przelewami

Objętość jednego osadnika, obliczona ze wzoru (6.5):

$$V_1 = 270 \cdot 3 = 810 \text{ m}^3$$

Tak więc czas przetrzymania wody w osadniku, wyznaczony ze wzoru (6.8):

$$T = \frac{2 \cdot 810}{500} = 3,24 \text{ h}$$

Wymiarowanie leja osadowego

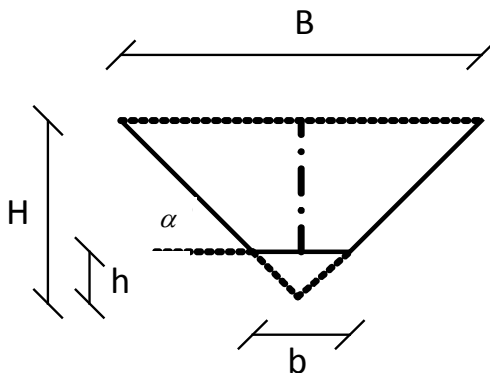
Lej osadowy osadnika powinien być wymiarowany na podstawie zależności (6.10), przy założonym kształcie leja. Przewiduje się lej w postaci odwróconego ostrosłupa prawidłowego ściętego. Stężenie zawiesin po procesie koagulacji w wodzie dopływającej do osadnika (c_o) wyznaczono ze wzoru (6.11):

$$c_o = 10 + 44 \cdot 1 + 0,25 \cdot 30 + 0 = 61,5 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}$$

Objętość osadów V_o magazynowanych w leju osadnika w okresie eksploatacji (1 d) obliczono według (6.10):

$$V_o = \frac{500 \cdot (61,5 - 10) \cdot 24}{2 \cdot 30000} = 10,3 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Wymiary leja osadowego przedstawiono na rysunku 33.



Rys. 33. Schemat do obliczania wymiarów leja osadowego w osadniku poziomym

Przyjęto $\alpha = 45^\circ$, $B = 6$ m, $b = 1$ m. A więc:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{\frac{1}{2}B}$$

$$H = \frac{1}{2}B \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 1 = 3 \text{ m}$$

$$h = \frac{1}{2}b \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1 = 0,5 \text{ m}$$

Objętość leja osadowego napełnionego do $2/3$ głębokości:

$$V_{\frac{2}{3}(H-h)} = V_{\frac{2}{3}(H-h)+h} - V_h$$

gdzie: $V_{\frac{2}{3}(H-h)+h}$ – objętość ostrosłupa prawidłowego o podstawie kwadratu, o boku:

$2 \cdot [2/3(H-h) + h]$ i wysokości $2/3(H-h) + h$:

$$\begin{aligned} V_{\frac{2}{3}(H-h)+h} &= \frac{1}{3} \cdot \left[2 \cdot \frac{2}{3}(H-h) + h \right]^2 \cdot \left[\frac{2}{3}(H-h) + h \right] \\ &= \frac{1}{3} \cdot \left[2 \cdot \frac{2}{3}(3-0,5) + 0,5 \right]^2 \cdot \left[\frac{2}{3}(3-0,5) + 0,5 \right] = 10,61 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

V_h – objętość ostrosłupa prawidłowego o podstawie kwadratu, o boku b i wysokości h :

$$V_h = \frac{1}{3}b^2h = \frac{1}{3} \cdot 1^2 \cdot \frac{1}{2} = 0,167 \text{ m}^3$$

A więc:

$$V_{\frac{2}{3}(H-h)} = V_{\frac{2}{3}(H-h)+h} - V_h = 10,61 - 0,167 = 10,44 \text{ m}^3$$

Krotność usuwania osadów wynosi:

$$k = \frac{V_o}{V_{\frac{2}{3}(H-h)}} = \frac{10,3}{10,44} \cong 1 \text{ d}^{-1}$$

6.3.2. Osadnik o przepływie pionowym

Należy zaprojektować osadnik o przepływie pionowym do usuwania zawiesiny kłaczkowatej z wody dla następujących danych:

- obliczeniowa wydajność stacji uzdatniania: $Q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$,
- barwa wody surowej: $B = 30 \text{ g Pt/m}^3$,
- mętność wody surowej: $Mt = 15 \text{ NTU}$,
- $\text{pH} = 7,2$,
- zasadowość wody surowej: $M = 4,0 \text{ val/m}^3$,
- stężenie zawiesiny ogólnej w wodzie surowej: $c = 10 \text{ g/m}^3$.

Jako koagulant zastosowano uwodniony siarczan glinu $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$, dla którego $K = 1$. Przyjęto $N = 0$. Obliczona wcześniej D_{koag} jest równa 44 g/m^3 . Przyjęto prędkość przepływu pionowego $V_p = 0,6 \text{ mm/s}$ oraz liczbę osadników $n = 4$. Zatem powierzchnia osadnika wyznaczona ze wzoru (6.12) wynosi:

$$F_{os} = \frac{500}{3,6 \cdot 0,6 \cdot 4} = 58 \text{ m}^2$$

Średnica osadnika wyznaczona według wzoru (6.14) jest równa:

$$D_{os} = \sqrt{\frac{4 \cdot 58}{3,14}} = 8,6 \text{ m}$$

Przyjęto $D_{os} = 9,0 \text{ m}$. Średnica rury centralnej według wzoru (6.15) wynosi:

$$d \geq 0,1 \cdot 9 = 0,9 \text{ m}$$

Całkowita powierzchnia osadnika, wyznaczona ze wzoru (6.16), jest równa:

$$f_r = \frac{0,9^2 \cdot 3,14}{4} = 0,64 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{całk}} = 58,9 + 0,64 = 59,54 \text{ m}^2$$

Przyjęto czas przepływu wody przez osadnik $T = 2,0$ h. Objętość części sedymentacyjnej osadnika, wyznaczona ze wzoru (6.18), wynosi:

$$V = \frac{500 \cdot 2,0}{4} = 250 \text{ m}^3$$

Wysokość strefy sedymentacyjnej osadnika, obliczona na podstawie wzoru (6.19), jest równa:

$$H_{os} = \frac{250}{58,64} = 4,3 \text{ m}$$

Zatem wysokość rury centralnej jest równa:

$$H_r = 0,8 \cdot 4,3 = 3,4 \text{ m}$$

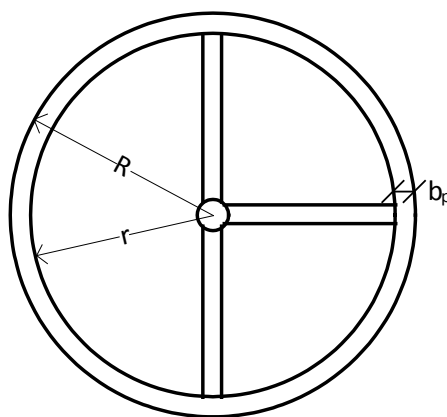
Odrowadzenie wody z osadnika

Zaprojektowano koryta przelewowe zaopatrzone w przelewy. Obciążenie krawędzi przelewowej nie powinno przekroczyć wartości $O_p = 5 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{h}$, a szerokość koryt przelewowych będzie mieścić się w zakresie $b_p = 0,3\text{--}0,5 \text{ m}$.

Wymagana długość krawędzi przelewowych, obliczona ze wzoru (6.6), jest równa:

$$L_p = \frac{500}{5 \cdot 4} = 25,0 \text{ m}$$

Rzeczywistą długość krawędzi przelewowych wyznaczono na podstawie rysunku 34.



Rys. 34. Schemat do obliczania rzeczywistej długości krawędzi przelewowych w osadniku pionowym

Przyjęto $b_p = 0,5$ m, $D_{os} = 9,0$ m. A więc:

$$R = 4,5 \text{ m}$$

$$r = R - b_p = 4,5 - 0,5 = 4 \text{ m}$$

Zatem, dla pojedynczego koryta obwodowego:

$$L_{kp} = 2\pi r = 2\pi \cdot 4 = 25,1 \text{ m}$$

Warunek $L_{kp} \geq L_p$ – warunek został spełniony. Jeśli:

$$L_{kp} < L_p$$

to:

$$L_{kp} = 2\pi r + 4r$$

(lub: $2\pi r + 6r$ – patrz schemat)

Wymiarowanie leja osadowego

Lej osadowy powinien być wymiarowany na podstawie zależności (6.10), z założeniem kształtu komory. Przewiduje się lej w postaci odwróconego stożka prostego ściętego.

Ilość zawiesin po procesie koagulacji w wodzie dopływającej do osadnika (c_o) wyznaczono ze wzoru (6.11):

$$c_o = 10 + 44 \cdot 1 + 0,25 \cdot 30 + 0 = 61,5 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}$$

Objętość osadów V_o magazynowanych w okresie eksploatacji (1 d) obliczono według wzoru (6.10):

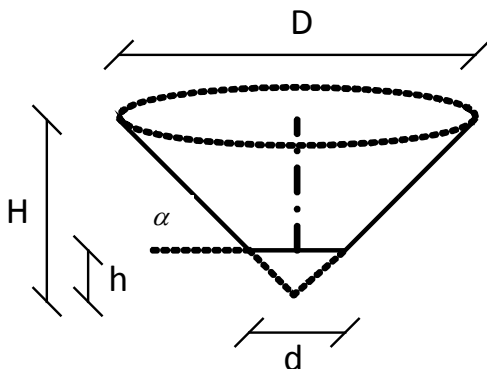
$$V_o = \frac{500 \cdot (61,5 - 10) \cdot 24}{4 \cdot 30000} = 5,15 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Wymiary leja osadowego przedstawiono na rysunku 35.

Przyjęto $\alpha = 45^\circ$, $D = 9$ m, $d = 1$ m. Tak więc:

$$H = \frac{1}{2} D \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2} \cdot 9 \cdot 1 = 4,5 \text{ m}$$

$$h = \frac{1}{2} d \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1 = 0,5 \text{ m}$$



Rys. 35. Schemat do obliczania wymiarów leja w osadniku pionowym

Objętość napełnienia leja osadowego do $2/3$ głębokości:

$$V_{\frac{2}{3}(H-h)} = V_{\frac{2}{3}(H-h)+h} - V_h$$

gdzie: $V_{\frac{2}{3}(H-h)+h}$ – objętość stożka prostego z podstawą o średnicy $2 \cdot [2/3 (H - h) + h]$

i wysokości $2/3 (H - h) + h$:

$$\begin{aligned} V_{\frac{2}{3}(H-h)+h} &= \frac{1}{3} \cdot \frac{\left[2 \cdot \left[\frac{2}{3}(H-h) + h \right] \right]^2}{4} \cdot \left[\frac{2}{3}(H-h) + h \right] = \\ &= \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot \left[\frac{2}{3}(3-0,5) + 0,5 \right]^2 = 10,65 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

V_h – objętość stożka prostego z podstawą o średnicy d i wysokości h :

$$V_h = \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot h = \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} \cdot \frac{1}{2} = 0,13 \text{ m}^3$$

A więc:

$$V_{\frac{2}{3}(H-h)} = V_{\frac{2}{3}(H-h)+h} - V_h = 10,65 - 0,13 = 10,52 \text{ m}^3$$

Krotność usuwania osadów wynosi:

$$k = \frac{V_o}{V_{\frac{2}{3}(H-h)}} = \frac{5,15}{10,52} = 0,49 \text{ d}^{-1}$$

Oznacza to możliwość spustu osadów co 2 d. Przyjęto: $k = 1 \text{ d}^{-1}$ (1 raz/d).

7. Klarowniki

Efektywne uzdatnianie wód charakteryzujących się zarówno dużą zawartością zawieszin, jak i podwyższoną barwą i mętnością może przebiegać w urządzeniach zwanych klarownikami lub osadnikami kontaktowymi z osadem zawieszonym. W urządzeniach tych możliwe jest usuwanie domieszek dzięki zachodzącym procesom koagulacji i sedymentacji. Po wymieszaniu z odpowiednio dobranym koagulantem oczyszczana woda doprowadzana jest do klarownika, a następnie przepływa równomiernie w kierunku od dołu ku górze przez warstwę osadu zawieszonego. Warstwę tę tworzą zawiesziny, zawarte w wodzie poddawanej oczyszczaniu, oraz kłaczkii wodorotlenku glinu lub żelaza. Poza tym drobne zanieczyszczenia zawarte w wodzie sorbuja się na powierzchni kłaczkków, przyczyniając się w ten sposób do zwiększenia ich rozmiarów. Niemniej jednak, powiększenie kłaczkków na skutek aglomeracji jest niwelowane przez działanie wody będącej w ciągłym ruchu. Pomimo chaotycznego ruchu poszczególnych kłaczkków, warstwa osadu pozostaje nieruchoma, w stanie równowagi dynamicznej [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompor 1992]. Zjawisko to występuje dzięki jednostajnej sedymentacji kłaczkków. Ze względu na to, iż objętość warstwy zawieszonej nie może ulegać zwiększeniu, konieczne jest usuwanie nadmiaru osadu. Aby klarowniki działały prawidłowo, niezbędne jest:

- utrzymanie stałej wydajności urządzenia (możliwe są powolne zmiany wydajności w granicach $\pm 10\%$),
- utrzymanie stałej temperatury klarowanej wody (możliwe są wahania nie większe niż $\pm 1\text{ }^{\circ}\text{C/h}$),
- doprowadzenie do klarownika wody dobrze odpowietrzonej (np. w odgazowaczii, w kierunku z góry na dół, z prędkością ok. $0,05\text{ m/s}$, w czasie $\geq 60\text{ s}$),
- zapewnienie warunków powstawania odpowiedniej ilości świeżego osadu zawieszonego.

Niespełnienie wyżej wymienionych wymagań może powodować wynoszenie drobnych cząstek z warstwy osadu zawieszonego, a tym samym – pogorszenie efektu klarowania. Zastosowanie klarowników pozwala na [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompor 1992]:

- pełne wykorzystanie zdolności sorpcyjnej kłaczkków tworzących warstwę osadu zawieszonego,
- przyspieszenie procesu koagulacji w wodzie dopływającej do urządzenia,

- przeprowadzenie w jednym urządzeniu procesów koagulacji i sedymentacji,
- utrzymanie stałej objętościowo warstwy osadu zawieszonego z jednoczesnym usuwaniem jego nadmiaru.

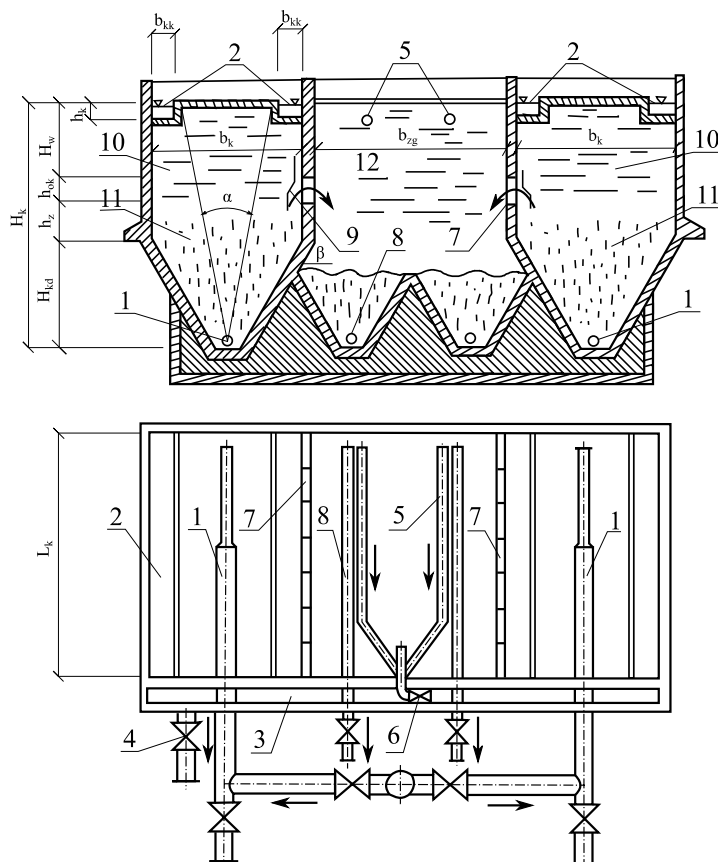
Urządzenia te powinny być stosowane, gdy wydajność stacji uzdatniania wody wynosi od 3000 do 500 000 m³/d, przy czym powierzchnia pojedynczego klarownika powinna mieścić się w zakresie 100–150 m². Obliczeniową wydajność klarownika należy wyznaczyć dla skrajnych wartości parametrów obliczeniowych: wymaganej wydajności zakładu oczyszczania wody (maksymalnej i minimalnej) oraz mętności i barwy uzdatnianej wody, tj. dla okresu lata i zimy.

7.1. Parametry projektowe

- prędkość przepływu wody: $V = 0,5\text{--}1,2$ mm/s z zastosowaniem soli glinu jako koagulantu (dopuszcza się 10-procentowy wzrost prędkości po zastosowaniu soli żelaza lub 20–30-procentowy w przypadku stosowania środków wspomagających w postaci elektrolitów),
- zalecaną prędkość pionową przepływu wody oraz wartości współczynnika rozdziału, będącego stosunkiem natężenia przepływu wody przez strefę klarowania do obliczeniowej wydajności klarownika, przedstawiono w tabeli 13,
- wysokość warstwy osadu zawieszonego: $H_o = 2,0\text{--}2,5$ m (ustalana od dolnego poziomu warstwy osadu do dolnej krawędzi okien przelewowych osadu),
- wysokość warstwy wody sklarowanej nad osadem zawieszonym: $H_w = 1,5\text{--}2,0$ m,
- doprowadzenie wody do klarownika należy projektować z prędkością przepływu w przewodach rozprowadzających: $V_r = 0,4\text{--}0,6$ m/s na całej ich długości, a prędkość wypływu z otworów: $V_n = 1,5\text{--}2,0$ m/s,
- średnica otworów: $d_o = 15\text{--}25$ mm, powinny one być umieszczone w dolnej części przewodu, najczęściej w dwóch rzędach, ich osie powinny tworzyć z pionową osią przewodu kąt 45°,
- rozstaw otworów: nie większy niż 0,5 m,
- odprowadzenie wody ze strefy klarowania odbywa się za pomocą koryt zbiorczych zaopatrzonych w przelewy trójkątne o kącie rozwarcia 90° (rozstaw osi przelewów: $a = 0,15\text{--}0,30$ m, wysokość trójkątnego wycięcia: $h = 0,04\text{--}0,06$ m) lub w otwory zatopione (średnica otworów zatopionych: $d = 0,02\text{--}0,03$ m, prędkość przepływu przez te otwory: $V = 1$ m/s),
- zalecana prędkość przepływu w korytach zbiorczych: $V_k = 0,6\text{--}0,7$ m/s,
- nadmiar osadu ze strefy klarowania należy odprowadzać do strefy zagęszczania przez okna przelewowe osadu (otwory o kształcie prostokątnym, przysłonięte od strony komory klarowania wyprofilowaną osłoną, rozmieszczone równomiernie wzdłuż ściany dzielącej obie komory), z prędkością przepływu: $V = 10\text{--}15$ mm/s,

Tabela 13. Zalecane prędkości pionowego przepływu wody (V) oraz wartości współczynnika rozdziłu (K) w klarowniku korytarzowym, w zależności od stężenia zawieszin w dopływie i pory roku [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompór 1992]

Stężenie zawieszin w wodzie doprowadzanej do klarownika c_o [g/m ³]		10–100	100–400	400–1000	1000–2500
Pionowa prędkość przepływu wody w strefie klarowania ponad warstwą osadu zawieszonego V , [mm/s]	w okresie zimowym	0,5–0,6	0,6–0,8	0,8–1,0	1,0–1,2
	w okresie letnim	0,7–0,8	0,8–1,0	1,0–1,1	1,1–1,2
Współczynnik rozdziłu K		0,80–0,75	0,70–0,70	0,70–0,65	0,65–0,60



Rys. 36. Klarownik korytarzowy z osadem zawieszonym: 1 – perforowane rury doprowadzające wodę do klarownika, 2 – koryto odpływowe, 3 – koryto zbiorcze, 4 – przewód odprowadzający wodę z klarownika, 5 – przewody odprowadzające wodę sklarowaną z komory zagęszczania, 6 – zasuw, 7 – szczeliny w ścianie do wymuszonego odprowadzenia nadmiernego osadu, 8 – przewody perforowane do odprowadzania osadu, 9 – okna przelewowe, 10 – strefa wody sklarowanej, 11 – strefa zawieszonego osadu, 12 – komora zagęszczania nadmiernego osadu

- osady z komory zagęszczania należy odprowadzić za pomocą rur perforowanych o średnicy ≥ 150 mm, z założeniem czasu odprowadzania: $t = 15\text{--}20$ min, z prędkością nieprzekraczającą 3,0 m/s. Odległość między osiami rur nie może być większa niż 0,5 m, a średnica otworów powinna wynosić minimum 20 mm,
- prędkość przepływu osadu na końcu przewodu osadowego nie powinna być mniejsza niż 1,0 m/s, zakładając rozstaw przewodów mniejszy niż 3,0 m,
- wodę sklarowaną ze strefy zagęszczania należy odprowadzać z użyciem przewodów perforowanych, zanurzonych na głębokości 30 cm pod zwierciadłem wody, w odległości nie mniejszej niż 1,5 m od okien przelewowych,
- prędkość przepływu w przewodach odprowadzających wodę sklarowaną nie powinna przekraczać 0,5 m/s, natomiast prędkość w otworach – co najmniej 1,5 m/s, zakładając średnicę otworów 15–20 mm.

Schemat klarownika korytarzowego przedstawiono na rysunku 36.

7.2. Metoda obliczania klarownika korytarzowego

Obliczeniową wydajność klarownika korytarzowego (Q_{obl}) określa wzór:

$$Q_{obl} = Q_u \left(1 + \frac{c_o}{c_{os} - c_o} \right), \quad \frac{m^3}{h} \quad (7.1)$$

gdzie: Q_u – użyteczna wydajność klarownika, m^3/h , c_o – stężenie zawiesin w wodzie doprowadzanej do klarownika, wyznaczone ze wzoru (6.11), g/m^3 , c_{os} – stężenie zawiesin w osadzie odprowadzanym z komory zagęszczania, przyjmowane z tabeli 14, g/m^3 .

Wydajność obliczeniową oraz wymaganą powierzchnię klarownika należy zaprojektować dla okresu lata i zimy. Powierzchnia klarownika (F_u) jest równa:

$$F_u = F_k + F_{zg}, \quad m^2 \quad (7.2)$$

gdzie F_k – powierzchnia strefy klarowania, m^2 ; F_{zg} – powierzchnia strefy zagęszczania, m^2 .

$$F_k = \frac{K Q_{obl}}{3,6V}, \quad m^2 \quad (7.3)$$

K – współczynnik rozdziału według tabeli 13, V – pionowa prędkość przepływu wody według tabeli 13, mm/s.

$$F_{zg} = \frac{(1-K) Q_{obl}}{3,6\alpha V}, \quad m^2 \quad (7.4)$$

α – współczynnik zmniejszający pionową prędkość przepływu wody w komorze zagęszczania ($\alpha \approx 0,9$).

Tabela 14. Stężenie zawiesin w osadzie odprowadzanym z klarownika

Charakterystyka osadu	Stężenie zawiesin w osadzie c_{os} , [kg/m ³], w zależności od czasu zagęszczania						Stężenie zawiesin w warstwie osadu zawieszonego c_{zo} , kg/m ³	Współczynnik rozszerzalności osadu, m
	2 h	3 h	4 h	6 h	8 h	12 h		
Osad podczas uzdatniania wód barwnych o niskiej mętności	10	12	14	15	16	18	0,8–1,8	20
Osad podczas uzdatniania wód o stężeniu zawiesin $c_o = 100\text{--}400 \text{ g/m}^3$	30	36	41	46	48	52	1,8–3,6	15
Jak wyżej, lecz $c_o = 400\text{--}1000 \text{ g/m}^3$	34	45	47	52	55	60	2,5–5,0	9
Jak wyżej, lecz $c_o > 1000 \text{ g/m}^3$	40	50	53	58	62	66	5,0–17	8
Osad podczas zmiękczenia wody o małej twardości magnezowej (do 25%)	60	66	72	75	78	80	6,0–20	5
Osad podczas zmiękczenia wody o wysokiej twardości magnezowej	20	23	26	28	30	32	4,0–20	10

Do dalszych obliczeń należy przyjąć większą wartość powierzchni klarownika wyznaczoną ze wzoru (7.2) dla lata i zimy.

Wysokość klarownika, od górnej krawędzi przewodów rozpraszających wodę surową do górnej krawędzi koryt zbiorczych w strefie klarowania (H_k), oblicza się z zależności:

$$H_k = \frac{b_k - 2b_{kk}}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}, \text{ m} \quad (7.5)$$

gdzie: b_k – szerokość jednej strefy klarowania, m, b_{kk} – szerokość koryta zbiorczego odprowadzającego sklarowaną wodę, m, α – kąt między prostymi poprowadzonymi od osi przewodu rozpraszającego wodę w klarowniku do górnej krawędzi koryt zbiorczych ($\alpha \leq 30^\circ$).

Wysokość dolnej części strefy klarowania (H_{kd}) określa wzór:

$$H_{kd} = \frac{b_k - a}{2 \operatorname{tg} \frac{\beta}{2}}, \text{ m} \quad (7.6)$$

gdzie: a – szerokość dna dolnej części strefy klarowania, m ($a = 0,4 \text{ m}$), β – kąt nachylenia ścian dolnej części komory względem poziomu ($\beta = 60\text{--}90^\circ$).

Szerokość koryta zbiorczego (b_{kk}) jest równa:

$$b_{kk} = 0,9q_k^{0,4}, \text{ m} \quad (7.7)$$

gdzie q_k – natężenie przepływu wody przez koryta zbiorcze, m^3/s .

Sumaryczną powierzchnię otworów ($\sum f$), w przypadku zastosowania otworów zatopionych do odprowadzania wody sklarowanej ze strefy klarowania, określa wzór:

$$\sum f = \frac{q_k}{\mu \sqrt{2gh}}, \text{ m}^2 \quad (7.8)$$

gdzie: μ – współczynnik wypływu ($\mu = 0,62\text{--}0,65$), h – różnica poziomów wody w klarowniku i korycie zbiorczym, m ($h = 0,05 \text{ m}$), g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2 .

Objętość komory osadowej w strefie zagęszczania oblicza się ze wzoru (6.10), wstawiając w miejsce Q wartość Q_{obl} oraz przyjmując czas: $T_e = 2\text{--}6 \text{ h}$ dla wód o $c_o \geq 400 \text{ g/m}^3$ lub $T_e = 6\text{--}12 \text{ h}$ dla wód o $c_o < 400 \text{ g/m}^3$. Ilość osadu zagęszczonego (V_{oz}) odprowadzanego z komory zagęszczania określa się z zależności:

$$V_{oz} = \frac{Q_u(c_o - c)K_r}{nc_{os}}, \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (7.9)$$

gdzie: K_r – współczynnik uwzględniający rozcieńczenie usuwanego osadu ($K_r = 1,2$), c_{os} – stężenie zawiesin w osadzie odprowadzanym z komory zagęszczania, g/m^3 (tab. 14), n – liczba klarowników, szt.

Ilość osadu nadmiernego odpływającego z komory klarowania do komory zagęszczania (Q_{os}) oblicza się ze wzoru:

$$Q_{os} = \frac{(1 - K)Q_u}{2n}, \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (7.10)$$

Oznaczenia jak poprzednio.

7.3. Przykład obliczeniowy – klarownik korytarzowy

Zaprojektować klarownik korytarzowy dla następujących danych:

- wymagana użyteczna wydajność klarownika: $500 \text{ m}^3/\text{h}$,
- barwa wody surowej latem: $B_l = 40 \text{ g Pt/m}^3$, zimą: $B_z = 30 \text{ g Pt/m}^3$,
- stężenie zawiesin w wodzie surowej latem: $c_{zl} = 25 \text{ g/m}^3$, zimą: $c_{zz} = 15 \text{ g/m}^3$,
- dawka koagulantu w okresie letnim: $D_{kl} = 35 \text{ g/m}^3$, w okresie zimowym: $D_{kz} = 20 \text{ g/m}^3$.

Jako koagulant zastosowano uwodniony siarczan glinu $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{ H}_2\text{O}$, dla którego $K = 1$ i $N = 0$.

Stężenie zawiesin w wodzie dopływającej do klarownika (c_o) wyznaczono ze wzoru (6.11):

- dla okresu lata:

$$c_{ol} = 25 + 1 \cdot 35 + 0,25 \cdot 40 + 0 = 70 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}$$

- dla okresu zimowego:

$$c_{oz} = 15 + 1 \cdot 20 + 0,25 \cdot 30 + 0 = 42,5 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}$$

Na podstawie tabeli 14, przy założonym czasie zagęszczania $T = 6$ h, przyjęto średnie stężenie zawiesin w osadzie odprowadzanym z klarownika c_{os} :

- w okresie zimowym: $c_{os} = 46 \text{ kg/m}^3 = 46\,000 \text{ g/m}^3$. Stężenie to przyjęto ze względu na wartość mętności wody, pomimo stężenia zawiesin w wodzie mniejszego od 100 g/m^3 .

Obliczeniowa wydajność klarownika korytarzowego według (7.1), wyniesie:

- w okresie letnim:

$$Q_{obl} = 500 \left(1 + \frac{70}{46000 - 70} \right) = 500,8 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

- w okresie zimowym:

$$Q_{obl} = 500 \left(1 + \frac{42,5}{46000 - 42,5} \right) = 500,5 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

Z tabeli 13 przyjęto pionową prędkość przepływu wody w klarowniku oraz współczynnik rozdziału K :

- dla okresu letniego:

$$V = 0,7\text{--}0,8 \text{ mm/s}; K = 0,75\text{--}0,80 - \text{przyjęto: } V = 0,75 \text{ mm/s}; K = 0,80$$

- dla okresu zimowego:

$$V = 0,5\text{--}0,6 \text{ mm/s}; K = 0,75\text{--}0,80 - \text{przyjęto: } V = 0,55 \text{ mm/s}; K = 0,80$$

Zatem powierzchnia strefy klarowania, wyznaczona ze wzoru (7.3), będzie wynosić:

- w lecie:

$$F_{kl} = \frac{0,8 \cdot 500,8}{3,6 \cdot 0,75} = 148,4 \text{ m}^2$$

- w zimie:

$$F_{kz} = \frac{0,8 \cdot 500,5}{3,6 \cdot 0,55} = 202,2 \text{ m}^2$$

Natomiast powierzchnia strefy zagęszczania, wyznaczona ze wzoru (7.4), będzie równa:

- w lecie:

$$F_{zg_l} = \frac{(1-0,8) \cdot 500,8}{3,6 \cdot 0,9 \cdot 0,75} = 41,2 \text{ m}^2$$

- w zimie:

$$F_{zg_z} = \frac{(1-0,8) \cdot 500,5}{3,6 \cdot 0,9 \cdot 0,55} = 56,2 \text{ m}^2$$

Całkowita powierzchnia klarownika wyznaczona ze wzoru (7.2):

- w lecie:

$$F_{u_l} = 148,4 + 41,2 = 189,6 \text{ m}^2$$

- w zimie:

$$F_{u_z} = 202,2 + 56,2 = 258,4 \text{ m}^2$$

Do dalszych obliczeń przyjęto większą z wyznaczonych powierzchni, tj. $258,4 \text{ m}^2$ i skorzystano z wielkości dobranych i obliczonych dla okresu zimowego. Ze względu na to, że powierzchnia klarownika powinna być $\leq 100\text{--}150 \text{ m}^2$, przyjęto $n = 2$ klarowniki korytarzowe, każdy o powierzchni $F_1 = 130 \text{ m}^2$. Powierzchnia każdej z dwóch części klarowania wynosi:

$$F_{k_1} = \frac{F_k}{2n} = \frac{202,2}{4} = 50,55 \text{ m}^2$$

Zakładając szerokość komory klarowania $b_k = 3,0 \text{ m}$, długość klarownika będzie równa:

$$L = \frac{F_{k_l}}{b_k} = \frac{50,55}{3,0} = 16,85 \approx 17 \text{ m}$$

Powierzchnia strefy zagęszczania w jednym klarowniku wyniesie:

$$F_{zg_l} = \frac{F_{zg}}{n} = \frac{56,2}{2} = 28,1 \text{ m}^2$$

a szerokość strefy zagęszczania:

$$b_{zg} = \frac{F_{zg_l}}{L} = \frac{28,1}{17} = 1,65 \text{ m}$$

Zaprojektowano doprowadzenie wody do klarownika za pomocą rur perforowanych, ułożonych 0,2 m nad dnem strefy klarowania. W każdej z dwóch stref umieszczony będzie jeden przewód rozpraszający.

Dopływ wody do pojedynczego przewodu rozdzielczego wynosi:

$$q = \frac{Q_{ob}}{2n} = \frac{500,5}{2 \cdot 2} = 125,1 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,03476 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Aby utrzymać prędkość przepływu na całej długości przewodu w granicach 0,4–0,6 m/s, przewiduje się przewód o zmiennej średnicy:

$l_1 = 4,25 \text{ m}$, $d_1 = 300 \text{ mm}$, $V_1 = 0,49 \text{ m/s}$ (wyznaczone dla $q = 0,03476 \text{ m}^3/\text{s}$),

$l_2 = 4,25 \text{ m}$, $d_2 = 250 \text{ mm}$, $V_2 = 0,53 \text{ m/s}$ (wyznaczone dla $q = 0,02606 \text{ m}^3/\text{s}$),

$l_3 = 4,25 \text{ m}$, $d_3 = 200 \text{ mm}$, $V_3 = 0,55 \text{ m/s}$ (wyznaczone dla $q = 0,01738 \text{ m}^3/\text{s}$),

$l_4 = 4,25 \text{ m}$, $d_3 = 150 \text{ mm}$, $V_4 = 0,49 \text{ m/s}$ (wyznaczone dla $q = 0,00869 \text{ m}^3/\text{s}$).

Przepływ wody do strefy klarowania odbywać się będzie przez otwory o średnicy $d_o = 0,02 \text{ m}$ z prędkością wypływu $V_o = 1,7 \text{ m/s}$. Otwory te wykonane zostaną w przewodzie rozdzielczym. Wymagana liczba otworów będzie równa:

$$n_o = \frac{4q}{\pi d^2 V_o} = \frac{4 \cdot 0,03476}{3,14 \cdot (0,02)^2 \cdot 1,7} = 65,5 \text{ szt.}$$

Przyjęto 65 otworów.

Zakładając, że otwory będą rozmieszczone w dwóch rzędach, rozstaw ich osi będzie wynosił:

$$e_o = \frac{2L}{n_o} = \frac{2 \cdot 17}{65} = 0,52 \text{ m} > 0,5 \text{ m}$$

Założono 70 otworów:

$$e_o = \frac{2L}{n_o} = \frac{2 \cdot 17}{70} = 0,48 \text{ m} < 0,5 \text{ m}$$

Do odprowadzania wody uzdatnionej ze strefy klarowania zaprojektowano koryta zbiorcze zaopatrzone w przelewy, umieszczone wzdłuż ścian komory klarowania (po 2 na każdą komorę). Ilość wody dopływającej do koryta wynosi:

$$q_{K_2} = \frac{KQ_u}{2 \cdot 2n} = \frac{0,8 \cdot 500}{2 \cdot 2 \cdot 2} = 50,0 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,0139 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Wymagany przekrój koryta, zakładając, że prędkość przepływu 0,6 m/s w korycie będzie równy:

$$f_k = \frac{q_{K_2}}{V_k} = \frac{0,0139}{0,6} = 0,02 \text{ m}^2$$

Zgodnie ze wzorem (7.7), szerokość koryta wynosi:

$$b_{kk} = 0,9 \cdot (0,0139)^{0,4} = 0,16 \text{ m}$$

Wysokość czynna koryta zatem jest równa:

$$h_k = \frac{f_k}{b_{kk}} = \frac{0,02}{0,16} = 0,125 \text{ m}$$

Liczba przelewów w jednej krawędzi przelewowej, po założeniu odległości między osiami przelewów $a = 0,2 \text{ m}$, będzie równa:

$$l_p = \frac{L}{a} = \frac{17}{0,2} = 85 \text{ szt.}$$

Obciążenie jednego przelewu będzie wynosić:

$$q_1 = \frac{q_{k_2}}{l_p} = \frac{50,0}{85} = 0,59 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 1,63 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Napełnienie przelewu zgodnie z poniższą zależnością, wyniesie:

$$h_p = 0,87 \cdot q_1^{0,4} = 0,87 \cdot (1,63 \cdot 10^{-4})^{0,4} = 0,03 \text{ m}$$

Przyjęto $h_p = 0,05 \text{ m}$.

Całkowita wysokość koryta zbiorczego wynosi:

$$h = h_k + h_p = 0,125 + 0,05 = 0,175 \text{ m} \approx 0,18$$

Do odprowadzania nadmiaru osadu do strefy zagęszczania zaprojektowano otwory przelewowe. Ilość wody odprowadzanej wraz z osadem (z każdej komory klarownia), zgodnie ze wzorem (7.10), wyniesie:

$$q_{os_l} = \frac{(1-0,8) \cdot 500}{2 \cdot 2} = 25 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,007 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Wymagana powierzchnia otworów w jednej ścianie, po założeniu prędkości przepływu przez okna przelewowe $V_{ok} = 36 \text{ m/h}$, jest równa:

$$f_{ok} = \frac{q_{os_l}}{V_{ok}} = \frac{25}{36} = 0,70 \text{ m}^2$$

Łączna szerokość okien, po założeniu wysokości okien przelewowych $h_{ok} = 0,30 \text{ m}$ wyniesie:

$$\sum b = \frac{f_{ok}}{h_{ok}} = \frac{0,70}{0,30} = 2,33 \text{ m}$$

Założono 10 okien przelewowych o wymiarach $0,35 \times 0,30$ m umieszczonych w ścianie oddzielającej strefę klarowania i zagęszczania.

Łączna zatem powierzchnia okien: $f_{rz} = 10 \cdot 0,35 \cdot 0,30 = 1,05 \text{ m}^2$.

Rzeczywistą prędkość przepływu przez okna wyznacza się z zależności:

$$V_{rz_1} = \frac{q_{os_1}}{f_n} = \frac{25}{1,05} = 23,9 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Rozstaw osi otworów przelewowych będzie równy:

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{17}{10} = 1,7 \text{ m}$$

Przyjęto 20 okien przelewowych, po 10 w każdej ścianie. W celu odprowadzenia wody sklarowanej ze strefy zagęszczania, zaprojektowano przewody perforowane, zlokalizowane 0,3 m pod zwierciadłem wody. Ilość wody dopływającej do przewodów w strefie zagęszczania:

$$q_{sz} = \frac{(1-K)Q_u}{n} \cdot 0,98 = \frac{(1-0,8) \cdot 500}{2} \cdot 0,98 = 49,0 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,0136 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Zakładając 2 przewody perforowane, ilość wody dopływającej do jednego przewodu:

$$q_{1_z} = \frac{q_{sz}}{2} = \frac{49,0}{2} = 24,5 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,007 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Średnica przewodu przy założonej prędkości przepływu w przewodzie $V_p = 0,4 \text{ m/s}$ wyniesie:

$$d_p = \sqrt{\frac{4q_{1_z}}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,007}{3,14 \cdot 0,4}} = 0,149 \text{ m}$$

Do dalszych obliczeń przyjęto $d_p = 0,15 \text{ m}$.

Prędkość rzeczywista zatem w przewodzie:

$$V_{rz} = \frac{4q_{1_z}}{\pi d_p^2} = \frac{4 \cdot 0,007}{3,14 \cdot (0,15)^2} = 0,40 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Przyjęto otwory o średnicy $d = 0,02 \text{ m}$. Stąd powierzchnia pojedynczego otworu wyniesie $f_1 = 0,000314 \text{ m}^2$.

Wymagana sumaryczna powierzchnia otworów, zakładając prędkość wypływu $V_o = 1,5 \text{ m/s}$:

$$\sum f_o = \frac{q_{1_z}}{V_o} = \frac{0,007}{1,5} = 0,0047 \text{ m}^2$$

a wymagana liczba otworów w jednym przewodzie:

$$n_o = \frac{\Sigma f_o}{f_1} = \frac{0,004}{0,000314} = 15 \text{ szt.}$$

Rozstaw osi otworów umieszczonych w jednym rzędzie wyniesie:

$$e_o = \frac{L}{15} = \frac{17}{15} = 1,13 \text{ m}$$

Wysokość klarownika, po założeniu kąta $\alpha = 25^\circ$, zgodnie ze wzorem (7.5) wynosi:

$$H_k = \frac{3,0 - 2 \cdot 0,16}{2 \operatorname{tg} \frac{25}{2}} = 6,05 \text{ m}$$

Zgodnie ze wzorem (7.6), wysokość dolnej części klarownika po założonej szerokości podstawy $a = 0,4 \text{ m}$ i kącie $\beta = 70^\circ$, będzie równa:

$$H_{kd} = \frac{3,0 - 0,4}{2 \operatorname{tg} \frac{70}{2}} = 1,86, \text{ m}$$

Przyjęto wysokość warstwy wody ponad osadem zawieszonym $H_w = 1,8 \text{ m}$. Wysokość warstwy osadu zawieszonego:

$$h_z = H_k - (H_w + H_{kd} + h_{ok}) = 6,05 - (1,8 + 1,86 + 0,3) = 2,09 \text{ m}$$

Objętość strefy zagęszczania:

$$\begin{aligned} V_{zg} &= L \left(b_{zg} \left(h_z + \frac{H_{kd}}{2} \right) + 2 \frac{H_{kd} 0,5 b_{zg}}{2} \right) = \\ &= 17 \left(1,65 \left(2,09 + \frac{1,86}{2} \right) + 2 \frac{1,86 \cdot 0,5 \cdot 1,65}{2} \right) = 110,8 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Zaprojektowano odprowadzenie osadu z komory zagęszczania z użyciem przewodu perforowanego. Objętość osadu zagęszczonego odprowadzanego z klarownika obliczona z zależności (7.9), wyniesie:

$$V_{oz} = \frac{500(42,5 - 10) \cdot 1,2}{2 \cdot 46000} = 0,21 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 5,09 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Przyjęto odprowadzanie osadu raz na dwa dni. Dlatego jednorazowo osad będzie odprowadzany w ilości:

$$V_1 = 2 * 5,09 = 10,18 \text{ m}^3$$

Wymagana przepustowość przewodu, przy założeniu czasu odprowadzania osadu z komory $t_p = 0,5$ h, będzie równa:

$$q_p = \frac{V_1}{t_p} = \frac{10,18}{0,5} = 20,36 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,006 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Zakładając przewód o średnicy 200 mm, prędkość przepływu osadu wyniesie $V = 1,46$ m/s. Przyjmując prędkość w otworach $V_o = 5$ m/s i ich średnicę $d = 0,02$ m. z poniższej zależności oblicza się wymaganą liczbę otworów:

$$n_o = \frac{4qp}{\pi d_o^2 V_o} = \frac{4 \cdot 0,006}{3,14 \cdot (0,02)^2 \cdot 5} = 3,8 \approx 4$$

Zatem rozstaw osi otworów w przewodzie osadowym wyniesie:

$$e_o = \frac{L}{n_o} = \frac{17}{4} = 4,25 \text{ m}$$

Zgodnie ze wzorem (7.10) ilość osadu nadmiernego odpływającego z komory klarowania do komory zagęszczania będzie równa:

$$Q_{os} = \frac{500}{2 \cdot 2} \cdot (1 - 0,8) = 25 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,007 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

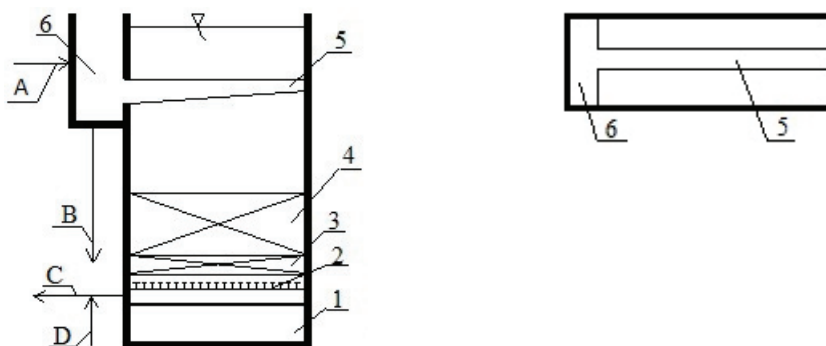
8. Filtracja

Proces filtracji wykorzystywany jest powszechnie w zakładach oczyszczania wody powierzchniowej, podziemnej i infiltracyjnej. W zależności od rodzaju stosowanych złóż filtracyjnych spełnia w układach technologicznych oczyszczania wody różne funkcje. Najczęściej proces ten służy klarowaniu wody z zawieszin, ale również wykorzystywany jest do adsorpcji, alkalizacji czy wymiany jonowej. Polega na przepływie wody przez porowaty materiał, którego właściwości i charakterystyka decydują o rodzaju, przebiegu i skuteczności procesu.

8.1. Konstrukcja i przeznaczenie filtrów

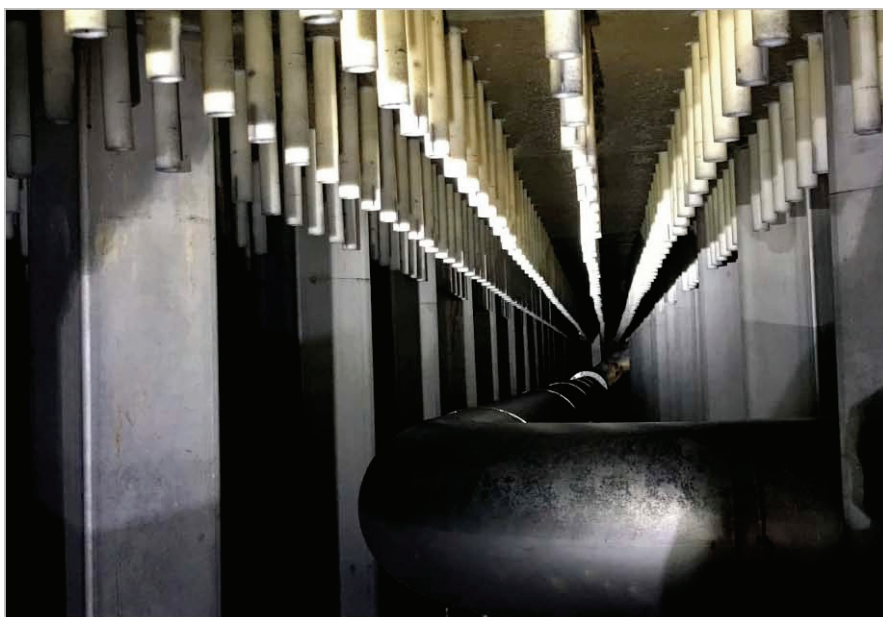
8.1.1. Budowa filtrów

Filtry mogą być konstrukcjami stalowymi lub żelbetowymi, w zależności od wielkości i typu filtra. Każdy filtr, niezależnie od typu, składa się ze strefy podfiltrowej, drenażu i/lub warstwy podtrzymującej, złoża filtracyjnego, koryta popłuczyn oraz kanału zbiorczego lub dyszy rozprowadzającej (rys. 37).



Rys. 37. Schemat filtra grawitacyjnego: 1 – strefa podfiltrowa, 2 – drenaż grzybkowy, 3 – warstwa podtrzymująca, 4 – złożo filtracyjne, 5 – koryto popłuczyn, 6 – kanał zbiorczy; A – dopływ wody, B – odpływ popłuczyn, C – odpływ filtratu, D – dopływ wody do płukania

Powyżej dna znajduje się strefa podfiltrowa – jest to pusta przestrzeń filtra, w której może znajdować się woda nieodebrana przez drenaż (przecieki, nieszczelności itp.). Wysokość tej strefy zależy od konstrukcji filtra i najczęściej mieści się w zakresie 0,4–1,2 m (rys. 38). Przestrzeń ta pozwala na przeglądy oraz naprawy płyt drenażowych. Zlokalizowane są w niej rurociągi rozprowadzające wodę i/lub powietrze oraz odprowadzające filtrat. Powyżej tej strefy znajduje się drenaż filtra. Jest to element odpowiedzialny za odebranie przefiltrowanej wody oraz równomierne rozprowadzenie wody/powietrza do płukania złoża filtracyjnego. W zależności od konstrukcji i wielkości stosowanych filtrów, rozróżnia się drenaże niskooporowe i wysokooporowe (patrz pkt 8.4.1). Ze względu na perforowaną budowę płyt drenażowych powinny one być chronione przed zatkanie materiałem filtracyjnym oraz przed uszkodzeniami mechanicznymi. Funkcje te w filtrach najczęściej pełni warstwa podtrzymująca, której wysokość mieści się w zakresie 0,2–0,5 m.



Rys. 38. Strefa podfiltrowa filtra grawitacyjnego
z drenażem niskooporowym grzybkowym (materiały własne)

Obecnie, czasami, w konstrukcji budowy drenażu znajdują się elementy chroniące sam drenaż, co umożliwia pominięcie warstwy podtrzymującej i zwiększenie wysokości warstwy filtracyjnej. Warstwę podtrzymującą stanowią żwir i grys o granulacji znacznie większej od uziarnienia złoża filtracyjnego – najczęściej (dla złoża piaskowych) o średnicy ziaren 2–8 mm lub większej. Zasadniczą część filtra stanowi złoże filtracyjne, którego rodzaj oraz granulacja zależą od pełnionej funkcji filtra oraz od

wymaganej skuteczności oczyszczenia wody. Zwykle złoża filtracyjne zasypywane są na wysokość 0,7–2,0 m. Powyżej warstwy złoża znajduje się warstwa wody oraz koryto popłuczyn lub dysza rozprowadzająca.

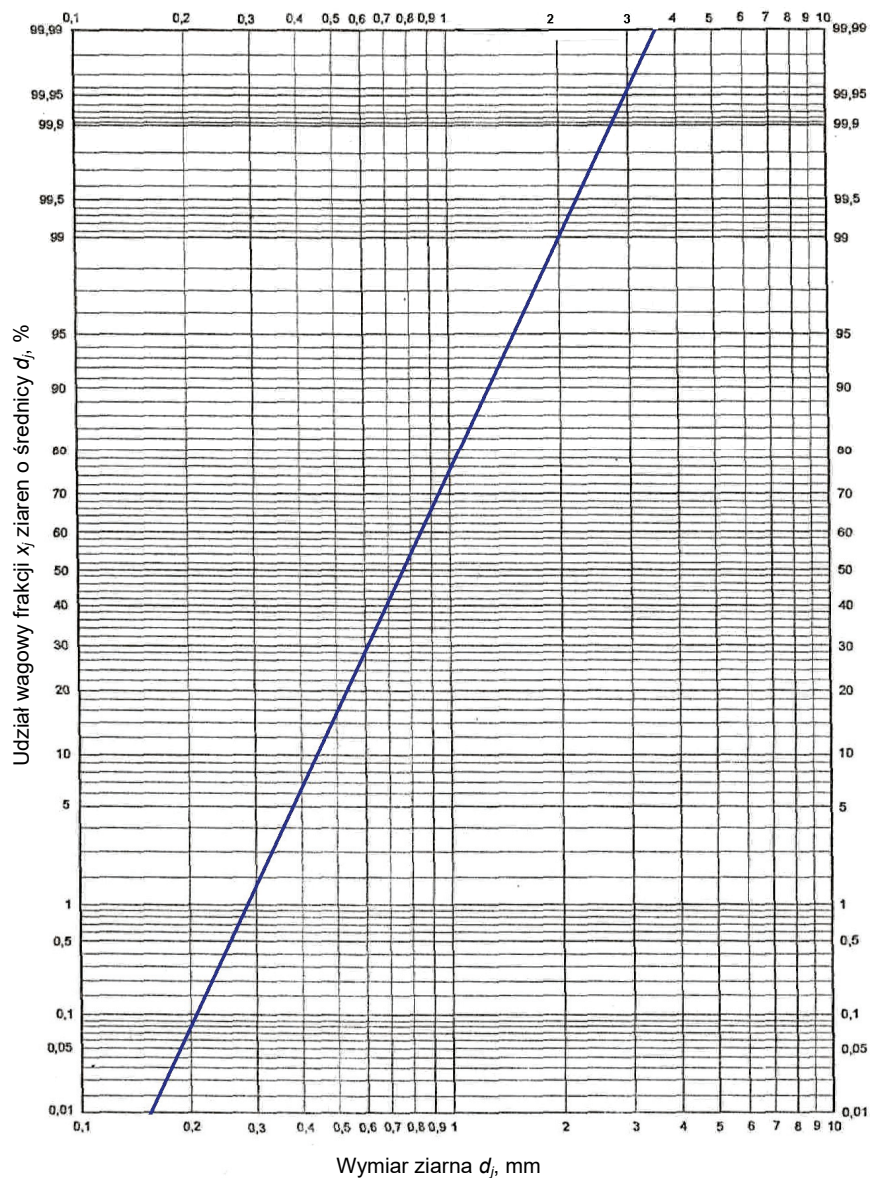
Usytuowanie koryt popłuczyn zależy od rodzaju i wysokości materiału filtracyjnego oraz od stosowanej intensywności płukania filtrów wodą. W konsekwencji, krawędź przelewowa koryt popłuczyn powinna znajdować się powyżej wysokości złoża ekspandującego, tak aby zapewnić odbiór wypłukiwanych zanieczyszczeń bez wypłukania złoża. Koryta popłuczyn/dysze rozprowadzające powinny zebrać popłuczyny z całej powierzchni filtra i zapewnić ich odprowadzenie z filtra przez kanał zbiorczy lub rurociąg odprowadzający. Każdy filtr wyposażony jest w armaturę zapewniającą jego poprawną eksploatację i realizację procesu filtracji i płukania filtrów. Poza zaworami regulacyjnymi/odcinającymi, zlokalizowanymi na każdym z rurociągów, filtry powinny być wyposażone w regulatory prędkości przepływu wody oraz pomiar ciśnienia wody przed i za filrami.

Najczęściej proces filtracji prowadzi się podczas przepływu wody z góry na dół, co oznacza, że filtrat odbierany jest dołem na wysokości drenażu filtracyjnego. Podczas pracy filtra zawory na rurociągach wody dopływającej i filtratu są otwarte, natomiast na pozostałych – zamknięte. Podczas płukania filtrów zamykane są zawory na rurociągu doprowadzającym oczyszczaną wodę oraz na odpływie filtratu. Natomiast otwierane są zawory na rurociągach doprowadzających wodę i/lub powietrze do płukania oraz rurociągu odprowadzającym popłuczyny. Po zakończeniu płukania i rozpoczęciu filtracji pierwszą porcję filtratu odprowadza się do kanalizacji (rurociągiem odprowadzającym popłuczyny). Wynika to z niezadowalającej jakości pierwszego filtratu. Czas odprowadzania pierwszego filtratu do kanalizacji określa się doświadczalnie. Najczęściej mieści się on w zakresie od kilku do kilkunastu minut.

8.1.2. Złoża filtracyjne

Jako złoża filtracyjne stosuje się materiały porowate o różnej granulacji, ciężarze właściwym i innych właściwościach decydujących o przydatności tych materiałów w oczyszczaniu wody. Wszystkie stosowane materiały muszą charakteryzować się dużą odpornością na ścieranie i dużą wytrzymałością mechaniczną. Wśród materiałów filtracyjnych najczęstsze zastosowanie znalazły: piasek kwarcowy, węgiel antracytowy, węgle aktywne oraz złoża zeolitowe i katalityczne do usuwania żelaza i manganu. Rzadziej stosowane są złoża z dolomitu (alkalizacja wody) i żywice jonowymienne (usuwanie mineralnych substancji rozpuszczonych). Do klarowania wody w oczyszczaniu wód powierzchniowych powszechnie stosuje się piasek kwarcowy oraz węgiel antracytowy. Natomiast jako sorbent najczęściej wykorzystywany jest granulowany lub formowany węgiel aktywny. O skuteczności procesu filtracji oraz długości cyklu filtracyjnego (okres pomiędzy kolejnymi płukaniami filtra) decyduje wybór rodzaju

materiału filtracyjnego, jego charakterystyka granulometryczna, wysokość warstwy filtracyjnej oraz jakość oczyszczanej wody. Skuteczność separacji zawiesin zależy przede wszystkim od zastosowanego uziarnienia złoża.



Rys. 39. Charakterystyka granulometryczna złoża filtracyjnego

Powszechnie stosuje się złoża o zróżnicowanej wielkości ziaren, a ich charakterystykę wyznacza się na podstawie dwóch charakterystycznych średnic uziarnienia D_{10} i D_{60} . Są to wielkości średnic ziaren materiału filtracyjnego, które wraz z mniejszymi stanowią, odpowiednio, 10% i 60% udziału masowego. Dla ilorazu tych średnic (D_{60}/D_{10}) wyznacza się współczynnik równomierności rozkładu wielkości ziaren WR . Na podstawie wielkości tych dwóch średnic sporządza się graficzną charakterystykę uziarnienia (rys. 39), z której można odczytać średnicę ziaren o dowolnym udziale wagowym w złożu. Na podstawie znajomości tych wartości można scharakteryzować każde złożo filtracyjne, niezależnie od zastosowanego materiału filtracyjnego.

8.1.2.1. Piasek kwarcowy

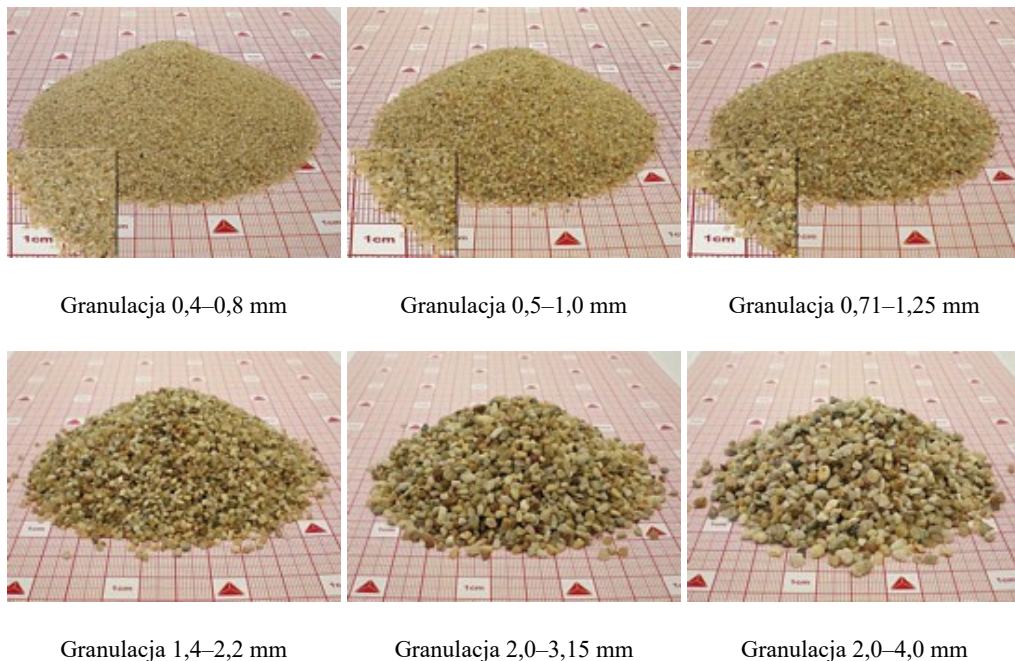
Piasek kwarcowy jest najczęściej wykorzystywanym materiałem filtracyjnym, ponieważ charakteryzuje się dużą wytrzymałością na ścieranie oraz dużą gęstością (ok. 2,6 g/cm³). Stosowany jest w celu separacji zawieszin, a na skuteczność klarowania wpływa przyjęta granulacja. Wielkość ziaren piasku wykorzystywana w filtrach zależy od przeznaczenia filtra oraz od pełnionej funkcji w układzie technologicznym. Najczęściej wykorzystywane zakresy wartości D_{10} i WR przedstawiono w tabeli 15.

Tabela 15. Zakresy wartości WR , D_{10} i wysokości złożów filtracyjnych [Kowal i in. 2007]

Rodzaj filtrów	WR (D_{60}/D_{10})	D_{10} [mm]	Wysokość złoża [m]
Filtry pospieszne po koagulacji, płukane wodą	1,25–1,75	0,35–0,5	0,7–1,0
Filtry pospieszne po koagulacji płukane wodą i powietrzem	1,25–1,75	0,5–0,75	0,7–1,2
Filtry piaskowe do usuwania żelaza i manganu, płukane wodą i powietrzem	1,25–1,75	0,75–1,0	1,0–1,5
Filtry kontaktowe	2,5	0,55–0,65	2,0
Filtry ze złożem z antracytu	1,2–1,7	1,0–1,2	
Filtry ze złożem piaskowo-antracytowym	1,25–1,75	piasek 0,6–1,0 antracyt 1,0–2,0	H_a min 0,3 $H_a = 1/3H_p$
Filtry ze złożem piaskowo-węglowym	1,25–1,75	piasek 0,6–1,0 węgiel 2,0–4,0	$H_p = 0,7$ $H_w = 0,5$

Powszechność wykorzystania złożów piaskowych wynika nie tylko z małych kosztów zakupu piasku, ale również z potwierdzonej skuteczności w klarowaniu i w usuwaniu związków żelaza i manganu. Mają one zdolność do wpracowywania, tzn. w obecności związków żelaza i manganu w wodzie piasek pokrywa się tlenkami manganu i żelaza, stanowiąc złożo katalityczne do skuteczniejszego usuwania tych związków.

Zakres stosowanych granulacji zależy od przeznaczenia, ale w praktyce do filtracji przez złożo piaskowe wykorzystuje się zakres granulacji 0,4–4,0 mm (rys. 40). Dostępne są również piasek i żwir o większej granulacji 4,0–32,0 mm. Jednak stosuje się je częściej jako warstwy podtrzymujące.



Rys. 40. Stosowane zakresy granulacji piasku w filtrach [AQUAGRAN]

Podstawowe parametry charakteryzujące piasek wykorzystywany w technologii oczyszczania wody [Ecopol]:

- ciężar nasypowy: $1,6 \text{ t/m}^3$,
- gęstość: $2,62\text{--}2,65 \text{ g/cm}^3$,
- zawartość SiO_2 : ok. 96%,
- jamistość: ok. 35%,
- zawartość pyłów mineralnych: 0,1%,
- łączna zawartość CaO i MgO : ok. 0,2%.

Mineralny charakter materiału i brak modyfikacji jego powierzchni powodują, że nie ma on dużej powierzchni właściwej, a więc nie wykazuje właściwości adsorpcyjnych.

W zależności od zastosowanej granulacji złoża piaskowego dobiera się warstwę podtrzymującą tak, aby zabezpieczyć płyty drenażowe. Dlatego uziarnienie warstwy podtrzymującej mieści się w bardzo szerokich zakresach i jest zróżnicowane również w obrębie każdego filtra. Za warstwę podtrzymującą najczęściej przyjmuje się żwir o granulacji 8,0–32,0 mm.

8.1.2.2. Antracyt

Antracyt rzadko stosowany jest jako samodzielny materiał filtracyjny, najczęściej wykorzystuje się go jako drugą warstwę filtracyjną wraz z piaskiem. Jego przydatność w oczysz-

czaniu wody wynika z większej pojemności tego materiału na zanieczyszczenia (wymaga rzadszego płukania). Typowe właściwości antracytu przedstawiono w tabeli 16.

Tabela 16. Właściwości antracytu [Ecopol, WIGO]

Chemicznie naturalny	nie reaguje z zasadami ani z kwasami
Rozpuszczalność w kwasach (AWWA B 100-89)	<1,0%
Rozpuszczalność w zasadach (1% NaOH@88 oC)	<1,0%
Ciężar właściwy g/cm ³	1,65+/-0,05
Ciężar nasypowy t/m ³	0,73
Twardość (skala Mosha)	3,0–4,0
Kulistość – luźno pakowany	0,61
Ubity	0,60
Punkt zapłonu	510 °C
Typowa analiza (wolny od wilgoci i popiołu):	
BTU	14 828
Węgiel	90,0–94,7%
Azot	0,8%
Tlen	1,6%
Wodór	2,1%
Siarka	89%

Podobnie jak w przypadku stosowania piasku, warstwę antracytu stanowi materiał o różnej granulacji; najczęściej stosowane zakresy to: 0,8–1,6 mm, 1,4–2,5 mm i 2,0–4,0 mm [Ecopol].

W sytuacji stosowania antracytu jako drugiej warstwy filtracyjnej, jego granulację należy dobrać na podstawie prędkości opadania ziaren pierwszej z warstw (patrz pkt 8.4).

W technologii oczyszczania wody obecnie wykorzystuje się antracyt o modyfikowanych właściwościach, które wynikają ze sposobu obróbki materiału oraz jego pochodzenia. Antracyt wytworzony z węgla brunatnego wykazuje mniejszą odporność na kruszenie i ścieranie, jednak – ze względu na wstępną obróbkę termiczną – ma zwiększone właściwości adsorpcyjne, co znacząco poprawia jego skuteczność w usuwaniu zanieczyszczeń rozpuszczonych. Antracyt wytworzony z węgla kamiennego dodatkowo wykazuje dużą wytrzymałość na ścieranie i większą porowatość [AQUAGRAN].

8.1.2.3. Węgiel aktywny

Węgłe aktywne są najpowszechniej wykorzystywanymi sorbentami w technologii oczyszczania wody, co wynika z ich właściwości adsorpcyjnych oraz znacznej wytrzymałości na ścieranie i kruszenie.

Właściwości węgla aktywnych [Sarbak 2000], decydujące o skuteczności i przydatności w oczyszczaniu wody, to między innymi: pojemność adsorpcyjna, wielkość po-

wierzchni właściwej, wielkość i rozkład porów, chemiczna natura powierzchni, tj. liczba i rodzaj grup funkcyjnych, uziarnienie, wytrzymałość na ścieranie i kruszenie.

Zdolność adsorpcyjną węgla aktywnych określa np. liczba jodowa, która wskazuje na zdolność adsorpcji jodu w mg/g. Mimo że nie jest to wskaźnik uniwersalny i określa tylko właściwości adsorpcyjne w odniesieniu do jednego jonu, liczba jodowa jest powszechnie wykorzystywana do określenia stopnia wyczerpania pojemności sorpcyjnej węgla, a tym samym – konieczności regeneracji złóż.

Obecnie w technologii oczyszczania wody wykorzystuje się węgiel aktywny: pylisty, granulowany, formowany lub ziarnisty. Pylisty węgiel aktywny najczęściej stosowany jest okresowo jako substancja wspomagająca koagulację. Dlatego dawkuje się go przed lub po procesie koagulacji w celu zwiększenia skuteczności usuwania substancji organicznych w okresach pogorszenia jakości wody. Taki węgiel wykorzystywany jest jednorazowo i usuwany z osadem pokoagulacyjnym i/lub z popłuczynami z filtrów. Natomiast granulowane, formowane i ziarniste węgle aktywne stosowane są jako warstwa złoża filtracyjnego lub jako oddzielny stopień filtracji.

Granulowane węgle aktywne charakteryzują się zróżnicowanym uziarnieniem cząstek, jego dobór jest analogiczny do doboru uziarnienia piasku. Natomiast ziarniste i formowane węgle aktywne charakteryzują się brakiem zróżnicowania uziarnienia (rys. 41).



Rys. 41. Węgle aktywne: granulowany, formowany, ziarnisty i pylisty [Gryfskand]

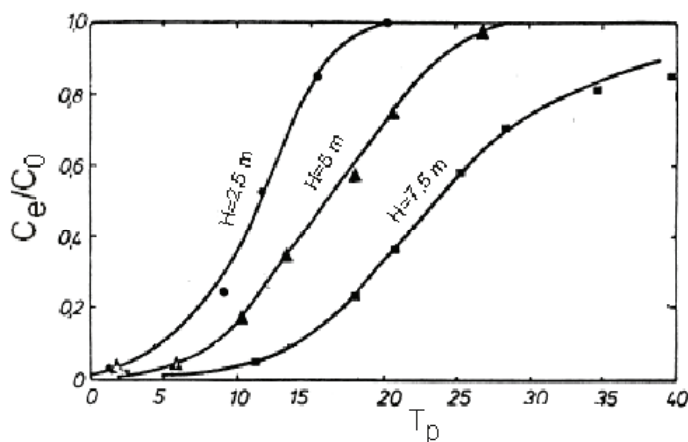
Obecnie wykorzystywanych jest wiele rodzajów węgla aktywnych, które różnią się właściwościami i przeznaczeniem. Czasami węgle aktywne są dodatkowo impregnowane w celu zwiększenia ich powinowactwa w odniesieniu do niektórych zanieczyszczeń. W celu doboru odpowiedniego węgla aktywnego, wymaga się przeprowadzenia badań technologicznych. Wstępnego doboru można dokonać jednak na podstawie analizy właściwości węgla i jego charakterystyki. Ze względu na różnorodność cech, jakie mają węgle (w zależności od materiału, z którego są wytwarzane), oraz warunków aktywacji, na rynku dostępne są różne węgle aktywne do oczyszczania wody, a przykładowe wartości charakterystycznych parametrów węgla firmy Gryfskand przedstawiono w tabeli 17.

Zastosowanie jedynie warstwy z węgla aktywnego w złożu filtracyjnym jest uzasadnione w sytuacji stwierdzenia nieznacznie podwyższonej zawartości substancji organicznych w wodzie, ponieważ ten zabieg umożliwia zwiększenie skuteczności usuwania substancji organicznych od kilkunastu do maksymalnie 30% (skuteczność ta zależy od rodzaju węgla, stopnia wyczerpania jego pojemności sorpcyjnej i wysokości warstwy węgla).

Tabela 17. Charakterystyka węgla aktywnych [Gryfskand]

Węgiel \ Parametr	Liczba jodowa [mg/g]	Wytrzymałość [%]	Zawartość popiołu [%]	Gęstość nasypowa [kg/m ³]	Uziarnienie [mm]
DTX (granulowany)	>560	–	–	440–520	0,385–0,75
DTO (ziarnisty)	>750	–	–	360–480	0,385–0,75
WG12 (formowany)	950	95	<15	400–500	>0,5
WD ekstra (formowany)	>950	90	–	–	0,75–2,00
Pylisty	>1000	–	<10	–	<0,12

Zastosowanie wystarczająco wysokiej warstwy złoża z węgla aktywnego zwiększa skuteczność usuwania organicznych i nieorganicznych domieszek wody i utrzymuje ich na założonym poziomie. Wymaganą wysokość złoża adsorpcyjnego można wyznaczyć na podstawie izoplan adsorpcji (rys. 42), które przedstawiają zależność pomiędzy ilością zaadsorbowanych zanieczyszczeń, wysokością złoża i czasem pracy złoża adsorpcyjnego. Wymagana wysokość złoża zależy bowiem od założonego stopnia zmniejszenia stężenia OWO oraz od założonego czasu cyklu adsorpcji (czas pomiędzy kolejnymi regeneracjami węgla).



Rys. 42. Izoplany adsorpcji [Kowal i in. 1996]

8.1.2.4. Złoża katalityczne

Złoża katalityczne charakteryzują się dużą powierzchnią właściwą i wykazują zdolności adsorpcyjne/ionowymienne. Dzięki temu mają zwiększoną, w porównaniu z piaskiem, pojemność na zanieczyszczenia. Ich zastosowanie umożliwia wydłużenie cyklu filtracyjnego i zmniejszenie wymaganej wysokości złoża. W zależności od materiału, z którego są wytworzone, mogą być wykorzystywane do różnych

celów: kłarowania, zmniejszenia barwy, usuwania jonów amonowych oraz związków żelaza i manganu. Przykładem złóż katalitycznych są złoża *Filtralite® Pure*, wytworzone z keramzytu. Znalazły one zastosowanie w usuwaniu różnych domieszek z wody. Na rynku znajduje się kilka rodzajów tego złoża, które różnią się granulacją, gęstością nasypową i sposobem wytwarzania [Filtralite]. Producent deklaruje ich dużą odporność na ścieranie oraz podatność na rozwój błony biologicznej na powierzchni ziaren tych złóż. Dostępne uziarnienia to: 0,8–1,6 mm, 1,5–2,5 mm i 2,5–5,0 mm. Ich gęstość nasypowa mieści się w zakresie 1100–1700 kg/m³ [Filtralite].

Ze względu na swoje właściwości adsorpcyjne, jako złożo katalityczne, wykorzystywana jest również krzemionka, a charakterystykę przykładowego złoża przedstawia tabela 18.

Tabela 18. Charakterystyka złoża katalitycznego z krzemionki
[Dynamic Filter]

Wygląd	szaro-biały granulat
Granulacja	0,8–2,0 mm
Ciężar nasypowy	0,85–1,1 Mg/m ³
Ciężar właściwy	2,65 Mg/m ³
Zawartość SiO ₂	>94%
Porowatość	do 30%
Stosowane prędkości filtracji	7–20 m/h
Ekspansja złoża	25%
Zawartość Fe	do 15 mg Fe/dm ³
Zawartość NH ₄ ⁺	do 3 mg NH ₄ ⁺ /dm ³

Najwięcej złóż katalitycznych wytwarza się z naturalnego braunsztynu, którego właściwości katalityczne w utlenianiu manganu są wykorzystywane od dawna w technologii oczyszczania wody. W tabelach 19 i 20 przedstawiono charakterystykę przykładowych złóż braunsztynowych dostępnych na polskim rynku.

Tabela 19. Parametry fizyczno-chemiczne mas katalitycznych G-1 i G-2 [Ecopol]

Parametr	Masa G-1	Masa G-2
Postać	granulat brązowo-czarny	granulat brązowo-czarny
Pochodzenie	złoża MOANDA-GABON	złoża MOANDA-GABON
Zawartość MnO ₂	ok. 75%	ok. 83%
Ciężar nasypowy	2,0 t/m ³	2,0 t/m ³
Granulacja	0,5–2,0 mm	0,5–2,0 mm

Ze względu na różne właściwości złóż katalitycznych przed ich zastosowaniem należy przeprowadzić testy ich skuteczności w wodzie, która ma być oczyszczana.

Tabela 20. Charakterystyka złoża braunsztynowego [Dynamic Filter]

Nazwa zwyczajowa	braunsztyn, złożo katalityczne, odmanganiacz, piroluzyt
Wygląd	brunatno-czarny granulat, nieregularny kształt, chropowata powierzchnia, ostre krawędzie
Granulacja	standard: 1,0–3,0 mm oraz 0,8–2,5 mm; inne uziarnienie według potrzeb klienta, na indywidualne zamówienie
Ciężar nasypowy	ok. 2,0 Mg/m ³
Ciężar właściwy	4,0–4,2 Mg/m ³
Zawartość MnO ₂	min. 80%
Wilgotność	max. 4%
Opakowanie	worki 25, 50 kg, pakowane na paletach
Stosowane prędkości filtracji	7–15 m/h
Ekspansja złoża	25%
pH wody	min. 7,0 (zalecamy >7,4)
Max zawartość Fe	do 15 mg Fe/dm ³
Max zawartość Mn	do 1,5 mg Mn/dm ³

8.2. Rodzaje filtrów

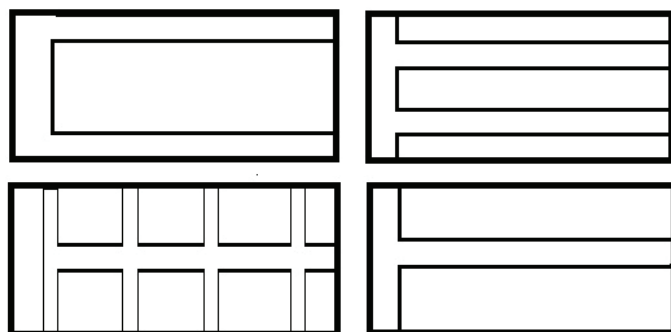
Ze względu na warunki pracy filtrów dzieli się je na otwarte (grawitacyjne) oraz ciśnieniowe. Właśnie warunki pracy filtrów decydują o innych parametrach ich pracy, np. o prędkości filtracji (tab. 21).

Tabela 21. Zakresy prędkości filtracji [Kowal i in. 2007]

Rodzaj filtra	Grawitacyjne				Ciśnieniowe	
	powolne	pospieszne jedno-warstwowe	pospieszne wielo-warstwowe	super-pospieszne	jedno-warstwowe	wielo-warstwowe
Prędkość filtracji [m/h]	0,1–0,3	6–10	8–12	15–40	8–20	12–30

W filtrach grawitacyjnych widoczne jest swobodne zwierciadło, które najczęściej znajduje się na wysokości 1,0–2,5 m powyżej złoża filtracyjnego. Podczas pracy filtrów zwierciadło wody jest usytuowane powyżej koryt popłuczyn. Natomiast podczas płukania koryta popłuczyn odbierają popłuczyny, a więc zwierciadło wody kształtuje się na wysokości górnej krawędzi koryta.

Filtry grawitacyjne są konstrukcjami żelbetowymi, przeznaczonymi do oczyszczania dużych ilości wody. Charakteryzuje je duża powierzchnia filtracyjna oraz duża wysokość. W widoku z góry konstrukcja pojedynczego filtra jest prostokątem długości około dwa razy większej od szerokości (rys. 43), a koryta popłuczyn rozmieszcza się tak, aby odebrać popłuczyny z całej powierzchni filtra.



Rys. 43. Sposoby rozmieszczenia koryt popłuczyn [Kowal i in. 1996]

Powierzchnia filtracyjna pojedynczego filtra mieści się w bardzo szerokim zakresie: 12–100 m², a kolejne filtry umieszcza się jeden obok drugiego – bez przerwy, z podwójną ścianą żelbetową między nimi. Powierzchnię pojedynczego filtra projektuje się tak, aby ich liczba była ≥ 3 i zachowane były warunki przepływu wody (maksymalna prędkość filtracji). Dzieje się tak nawet w sytuacji wyłączenia z eksploatacji jednego z filtrów. Koryta popłuczyn są umieszczane na wysokości zapewniającej odbiór popłuczyn z uwzględnieniem ekspansji złoża. Minimalną odległość krawędzi przelewowej koryta od warstwy podtrzymującej określa zależność:

$$H_{\min} = (1 + \text{Exp})H_{\text{zl}} + 0,5 \text{ m} \quad (8.1)$$

gdzie: $H_{\min}$ – minimalna wysokość usytuowania krawędzi koryta popłuczyn, m, Exp – ekspansja złoża (wyrażona jako: Exp, %/100), H_{zl} – wysokość złoża filtracyjnego, m.

Wielkość ekspansji złoża należy wyznaczyć empirycznie (patrz pkt 8.4) lub założyć na podstawie gęstości materiału filtracyjnego. Zakresy najczęściej stosowanych ekspansji dla złóż filtracyjnych przedstawiono w tabeli 26.

Filtry ciśnieniowe są zwykle konstrukcjami stalowymi, rzadziej żeliwnymi. Kupuje się je jako gotowe, wolno stojące urządzenia wraz z armaturą i osprzętem. W zależności od producenta, urządzenia te mogą nieznacznie różnić się konstrukcją i dostępnymi średnicami. Obecnie dostępne są zbiorniki o średnicach 0,8–3,0 m, a w niektórych przypadkach do 3,8 m [Eko-woda]. Powierzchnia filtracyjna wynika z dostępnych na rynku zbiorników, a liczbę filtrów przyjmuje się tak, aby wyłączenie jednego z nich nie spowodowało wzrostu prędkości filtracji powyżej wartości dopuszczalnej (tab. 21).

W tabeli 22 przedstawiono zalecane parametry pracy filtrów ciśnieniowych typoszerogu OPTIMO, a typoszeręg oferowanych wielkości zestawiono w tabeli 23 [Eko-woda], natomiast filtrów DF FWP – w tabeli 24 [Dynamic Filter]. Filtry ciśnieniowe (rys. 44) poza armaturą muszą być wyposażone w odpowietrznik, dzięki czemu usuwa się nadmiar zgromadzonego powietrza i można regulować ciśnienie w zbiorniku.

Woda do zbiorników doprowadzana jest pod ciśnieniem (brak swobodnego zwierciadła) i rozprowadzana nad złożem z użyciem dysz, które również służą do odbioru popłuczyn.

Tabela 22. Parametry pracy filtrów typu Optimo [Eko-woda]

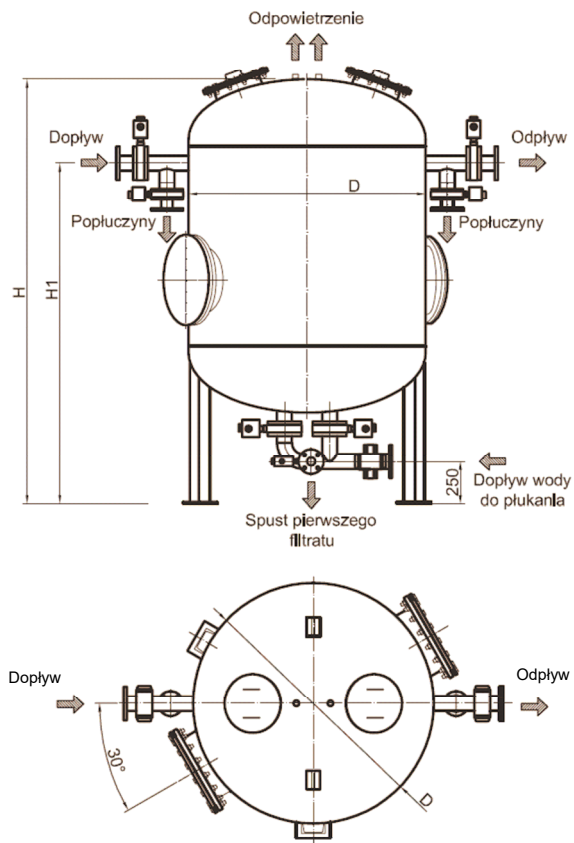
Model	Powierzchnia filtracji [m ²]	Wydajność nominalna [m ³ /h] Przy prędkości filtracji ⁽¹⁾ [m/h]			Dopuszczalny przepływ przy płukaniu [m ³ /h] ⁽²⁾		Objętość złoża [m ³]
		8	12	20	min	max	
OPTIMO 800	0,50	4,8	7,2	12,1	17,6	35,2	0,60
OPTIMO 1000	0,79	6,32	9,48	15,8	27,5	55,0	0,31
OPTIMO 1200	1,13	10,9	16,3	27,1	39,6	79,2	1,36
OPTIMO 1400	1,54	14,8	22,2	36,9	53,9	107,8	1,85
OPTIMO 1600	2,01	19,3	29,0	48,3	70,4	140,7	2,41
OPTIMO 1800	2,54	24,4	36,6	61,1	89,1	178,1	3,05
OPTIMO 2000	3,14	30,2	45,2	75,4	110,0	219,9	3,77
OPTIMO 2400	4,52	43,4	65,1	108,6	158,3	316,7	5,43
OPTIMO 2800	6,16	59,1	88,7	147,8	215,5	431,0	7,39
OPTIMO 3000	7,07	67,9	101,8	169,6	247,4	494,8	8,48
OPTIMO 3400	9,08	87,2	130,7	217,9	317,8	635,5	10,90
OPTIMO 3800	11,34	108,9	163,3	272,2	396,9	793,9	13,61

⁽¹⁾ – wybór prędkości filtracji zależy od składu wody i rodzaju złoża,

⁽²⁾ – przepływ podczas płukania zależy od rodzaju złoża.

Tabela 23. Wymiary typoszeregu filtrów typu Optimo [Eko-woda]

Model	D	D_z	H_c	Przyłącze D_n	h	M
	[mm]					[kg]
OPTIMO 800	800	810	2290	400	1500	327
OPTIMO 1000	1000	1010	2560	400	1500	428
OPTIMO 1200	1200	1212	2690	400	1500	624
OPTIMO 1400	1400	1412	2800	400	1500	713
OPTIMO 1600	1600	1614	3040	400	1500	970
OPTIMO 1800	1800	1814	3140	400	2000	1113
OPTIMO 2000	2000	2020	3700	400	2000	1900
OPTIMO 2400	2400	2420	4200	600	2000	3007
OPTIMO 2800	2800	2820	4200	600	2000	3460
OPTIMO 3000	3000	3024	4400	600	2000	4202
OPTIMO 3400	3400	3428	4800	600	2000	5500
OPTIMO 3800	3800	3832	5200	600	2000	7200



Rys. 44. Schemat konstrukcji filtra ciśnieniowego [Dynamic Filter]

Tabela 24. Typoszereg filtrów ciśnieniowych DF FWP [Dynamic Filter]

TYP	F [m ²]	F_{komory} [m ²]	D [mm]	H [mm]	H_1 [mm]	Króćce przyłączeniowe			Masa [kg]
						Dopływ/ odpływ [mm]	Woda do płukania Popłuczyny [mm]	Spuśt [mm]	
DF FWP1400	1,54	0,77	1400	2650	2050	65	100	80	1100
DF FWP1600	2,00	1,00	1600	2750	2100	80	100	80	1300
DF FWP1800	2,54	1,27	1800	2850	2150	80	100	80	1600
DF FWP2000	3,14	1,57	2000	3050	2300	80	150	100	2100
DF FWP2200	3,80	1,90	2200	3150	2350	100	150	100	2400
DF FWP2400	4,52	2,26	2400	3250	2400	100	150	100	2700
DF FWP2600	5,30	2,65	2600	3350	2450	100	150	100	3500
DF FWP2800	6,16	3,08	2800	3450	2500	100	150	100	4000
DF FWP3000	7,07	3,53	3000	3550	2550	125	150	100	4400

8.3. Parametry pracy filtrów

Proces filtracji najczęściej prowadzony jest podczas przepływu wody z góry do dołu, co wymaga zamknięcia zaworów doprowadzania wody do płukania i odprowadzania popłuczyn, natomiast otwarte są zawory na rurociągach doprowadzających wodę oczyszczaną i odprowadzających filtrat (rys. 44). Wymagana powierzchnia filtracyjna zależy od założonego obciążenia hydraulicznego powierzchni filtrów.

$$F = \frac{Q}{O_h}, \quad \text{m}^2 \quad (8.2)$$

gdzie: F – wymagana powierzchnia filtracyjna, m^2 , Q – wydajność nominalna zakładu, m^3/h , O_h – obciążenie hydrauliczne powierzchni filtrów, $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ (odpowiada prędkości filtracji, m/h).

Obciążenie hydrauliczne powierzchni filtracyjnej zależy od rodzaju stosowanego złoża oraz od rodzaju filtra. Właśnie ze względu na wartość tego parametru, wyróżnia się filtry: powolne, pospieszne i superpospieszne (tab. 21). Zalecane zakresy obciążenia hydraulicznego (prędkości filtracji) w istotny sposób różnią się od siebie w zależności od rodzaju złoża filtracyjnego. Dla wyliczonej wymaganej powierzchni filtracyjnej należy przyjąć wymiary/średnicę pojedynczego filtra. Na tej podstawie przyjmuje się liczbę filtrów, zgodnie z zależnością:

$$n = \frac{F}{F_1} \quad (8.3)$$

gdzie: F – wymagana powierzchnia filtracyjna, m^2 , F_1 – przyjęta rzeczywista powierzchnia pojedynczego filtra, m^2 .

Dla przyjętej liczby filtrów i rzeczywistej powierzchni filtrów konieczne jest sprawdzenie rzeczywistego obciążenia hydraulicznego oraz obciążenia hydraulicznego filtrów podczas płukania jednego z nich (wyłączenia z eksploatacji):

$$O_{hrz} = \frac{Q}{nF_1} \leq O_{h\max} \quad (8.4)$$

$$O_{h(n-1)} = \frac{Q}{(n-1)F_1} \quad (8.5)$$

W trakcie przepływu wody przez złoże filtracyjne obserwowane są straty ciśnienia wody, wynikające z oporów związanych z jej przepływem przez złoże filtracyjne. Ze względu na zmiany warunków przepływu wody na różnych głębokościach złoża, straty ciśnienia wylicza się dla mniejszych warstw złoża i sumuje się je w celu określenia całkowitych strat. Warstwy te dobiera się na podstawie charakterystyki granu-

lometrycznej określonej warstwy złoża. Wyliczone straty określone są dla czystego złoża, nie uwzględniają one wzrostu oporów związanego z zatrzymywaniem zanieczyszczeń w przestrzeniach międzyziarnowych złoża.

Całkowitą stratę ciśnienia w złożu wylicza się z zależności:

$$\Delta h = H 0,178 \frac{v^2 \frac{\alpha}{\beta}}{g p^4} \sum \frac{\lambda_i x_i}{d_i} \quad (8.6)$$

gdzie: H – wysokość warstwy złoża, m, V – rzeczywista prędkość filtracji, m/s, α/β – współczynnik zależny od kształtu ziaren, dla ziaren okrągłych: $\alpha/\beta = 6,1$, p – porowatość warstwy piasku: $p_p = 0,4$; węgla aktywnego: $p_w = 0,5$; antracytu: $p_a = 0,45$, λ_i – newtonowski współczynnik oporu frakcji i -tej, x_i – udział wagowy frakcji i -tej, d_i – średnica ziarna i -tej frakcji, m.

Newtonowski współczynnik oporu zależy od warunków przepływu, a więc liczby Reynoldsa:

$$\lambda = \frac{24}{Re \frac{3}{\sqrt{Re}}} \quad (8.7)$$

Natomiast liczbę Reynoldsa wyznacza się z zależności:

$$Re = \frac{v d}{\nu} \quad (8.8)$$

gdzie: Re – liczba Reynoldsa, V – prędkość filtracji, m/s, ν – kinematyczny współczynnik lepkości, $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (dla temperatury 10°C).

Sekwencje obliczeń wykonuje się dla każdej z i -tej warstwy złoża i zestawia się tabelarycznie (tab. 25) w celu obliczenia sumarycznych strat. Jeżeli stosowane złożo jest wielowarstwowe, obliczenia należy wykonać dla każdej warstwy oddzielnie, a ich suma jest stratą w całym złożu.

Tabela 25. Tabelaryczne zestawienie parametrów
 i -tej warstwy złoża

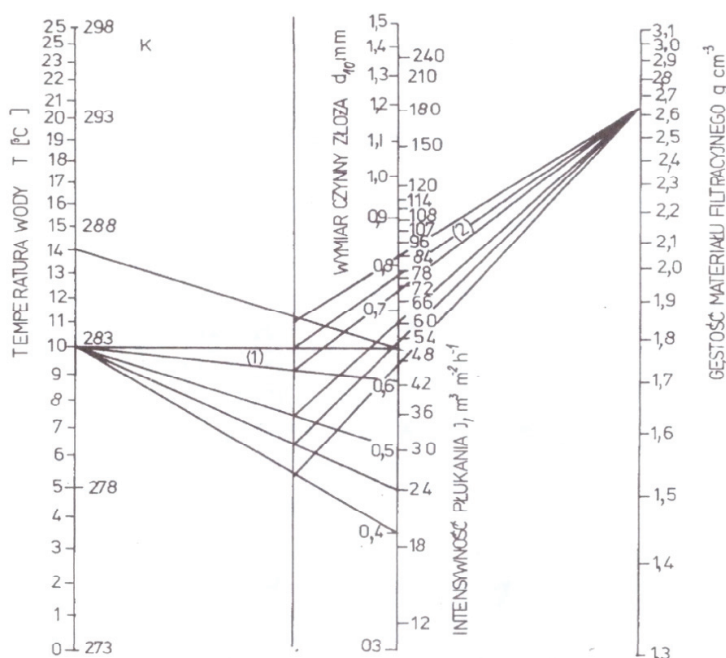
d_i	d	x	x/d	Re	λ	$\lambda (x/d)$
	m		1/m			1/m
D_5						
D_i						
...						
Σ		1,00			Σ	

8.4. Parametry płukania filtrów

Płukanie filtrów realizuje się w odstępach czasowych lub po osiągnięciu maksymalnych strat ciśnienia lub pogorszenia jakości filtratu. Operacja ta prowadzona jest z użyciem wody lub wody i powietrza. Celem wspomaganie płukania filtrów wodą przez zastosowanie powietrza jest spulchnienie złoża i ułatwienie wypłukania zanieczyszczeń za pomocą wody. Ilość wody wykorzystywanej do jednorazowego płukania zależy od rodzaju materiału filtracyjnego i jego charakterystyki granulometrycznej. Dlatego intensywność płukania dobierana jest w zależności od tych parametrów (rys. 45). Intensywność płukania określa ilość wody zużywanej do płukania na jednostkę powierzchni filtra w jednostce czasu ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$), natomiast natężenie przepływu wody płuczącej wyznacza się na podstawie intensywności płukania:

$$Q_{pl} = I_{pl} F_1, \quad \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (8.9)$$

gdzie: Q_{pl} – natężenie przepływu wody płuczącej, m^3/s , I_{pl} – intensywność płukania, $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$, F_1 – powierzchnia pojedynczego filtra, m^2 .



Rys. 45. Nomogram doboru intensywności płukania: 1 – Wartość temperatury należy połączyć linią prostą z wartością D_{10} analizowanego złoża, 2 – Punkt przecięcia wyznaczonej linii z prostą pionową połączyć z wartością gęstości materiału filtracyjnego, 3 – Odczytać wartość intensywności płukania

Dla przyjętego natężenia przepływu wody płuczącej należy zaprojektować koryto popłuczyn. Szerokość koryta popłuczyn wyznacza się z zależności:

$$B = 0,98Q_{pl}^{0,4}, \text{ m} \quad (8.10)$$

gdzie: B – szerokość koryta popłuczyn, m, Q_{pl} – natężenie przepływu wody płuczącej, m^3/s .

Maksymalna szerokość koryta powinna być mniejsza niż 0,6 m. Dlatego dla równomiernego odbioru popłuczyn projektuje się dwa lub więcej koryt popłuczyn rozmieszczonych równomiernie na powierzchni filtra, o sumarycznej szerokości równej bądź większej od wyliczonej. Powierzchnia koryt popłuczyn powinna stanowić do 30% powierzchni filtrów.

Z tego założenia wylicza się wymaganą powierzchnię koryt popłuczyn:

$$f_{pl} = (0,1 \div 0,3)F_1, \text{ m}^2 \quad (8.11)$$

gdzie: f_{pl} – powierzchnia koryta popłuczyn, m^2 , F_1 – powierzchnia pojedynczego filtra, m^2 .

W konsekwencji głębokość koryta popłuczyn:

$$h_{pl} = \frac{f_{pl}}{B}, \text{ m} \quad (8.12)$$

gdzie: h_{pl} – głębokość koryta popłuczyn, m, f_{pl} – powierzchnia koryta popłuczyn, m^2 , B – szerokość koryta popłuczyn, m.

Głębokość koryta popłuczyn można również wyznaczyć na podstawie prędkości przepływu popłuczyn w korycie, która mieści się w zakresie 0,6–1,0 m/s [1]

$$h_{pl} = \frac{Q_{pl}}{vB}, \text{ m} \quad (8.13)$$

gdzie: h_{pl} – głębokość koryta popłuczyn, m, Q_{pl} – natężenie przepływu wody płuczącej, m^3/s , B – szerokość koryta popłuczyn, m, V – prędkość przepływu wody, m/s.

Dla wyliczonej wysokości i szerokości koryt popłuczyn projektuje się konstrukcje żelbetowe o wyznaczonych wymiarach (rys. 46).



Rys. 46. Kształty koryt popłuczyn

W praktyce koryta u -kształtne są znacznie częściej stosowane, ponieważ ograniczają osadzanie zawieszin w rogach. Parametrem charakterystycznym płukania filtrów

jest ekspansja złoża, która określa iloraz wysokości złoża podczas płukania i wysokości złoża w spoczynku (podczas pracy), zgodnie z równaniem:

$$\text{Exp} = \left(\frac{H_{\text{exp}}}{H} - 1 \right) 100, \quad \% \quad (8.14)$$

gdzie: Exp – ekspansja złoża, %, H – wysokość złoża w spoczynku, m, H_{exp} – wysokość złoża podczas płukania, m.

Można założyć tę ekspansję, a jej wartość dla najczęściej stosowanych materiałów filtracyjnych w technologii oczyszczania wody przedstawiono w tabeli 26. W takiej sytuacji minimalne odległości koryta popłuczyn od warstwy podtrzymującej wyznacza się z zależności:

$$H_{\text{min}} = \left(1 + \frac{\text{Exp}}{100} \right) H_{zł} + 0,05, \quad \text{m} \quad (8.15)$$

Tabela 26. Najczęściej osiągnane ekspansje złóż filtracyjnych

Złoże filtracyjne	Ekspansja [%]
Piasek	35–50
Antracyt	40–65
Węgiel aktywny	60–85

W celu dokładniejszego wyznaczenia ekspansji i wysokości złoża podczas płukania oblicza się ich wartości dla małych warstewek złoża filtracyjnego (o małym udziale wagowym) – przyjętych z charakterystyki granulometrycznej złoża:

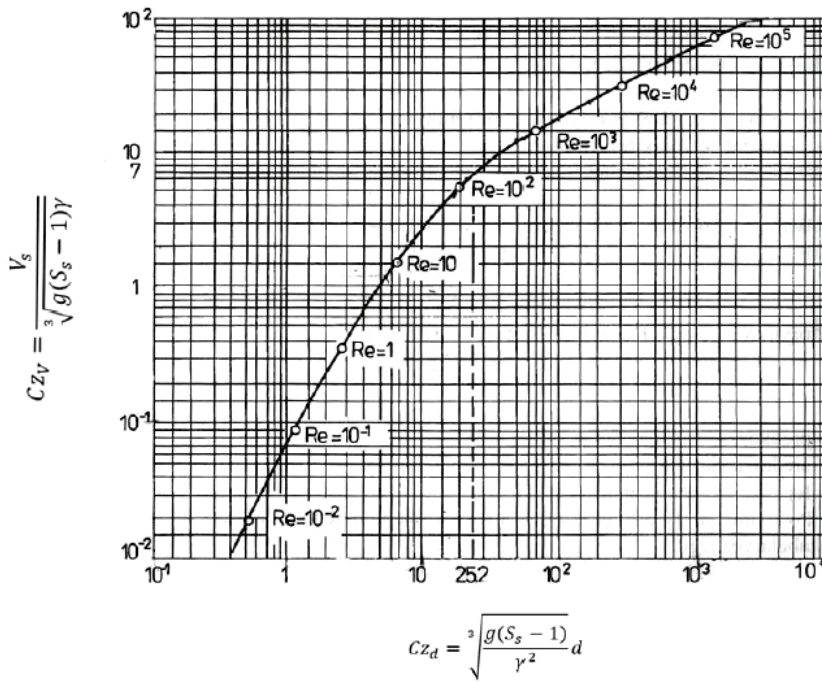
$$H_{\text{exp}} = H(1 - p) \sum \frac{x_i}{1 - P_{\text{exp}}}, \quad \text{m} \quad (8.16)$$

gdzie: H – wysokość złoża w spoczynku, m, H_{exp} – wysokość złoża podczas płukania, m, P – porowatość materiału filtracyjnego, P_{exp} – porowatość złoża podczas ekspansji i -tej frakcji materiału filtracyjnego, X_i – udział i -tej frakcji materiału filtracyjnego.

W celu wyznaczenia wysokości złoża podczas płukania, konieczne jest obliczenie porowatości poszczególnych frakcji podczas płukania, zgodnie z zależnością:

$$P_{\text{exp}} = \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^{0,222} \quad (8.17)$$

gdzie: V_p – prędkość płukania złoża, m/s, V_s – prędkość opadania ziaren piasku o średnicy d_i , m/s.



Rys. 47. Zależność pomiędzy czynnikiem średnicy i czynnikiem prędkości

Wyznacza się czynnik średnicy d_i , a dla niego odczytuje się z nomogramu (rys. 47) czynnik prędkości, z którego można wyliczyć prędkość opadania ziaren d_i :

$$Cz_{d_i} = \sqrt[3]{\frac{g(S_s - 1)}{\nu^2}} d_i \quad (8.18)$$

gdzie: Cz_{d_i} – czynnik średnicy ziaren d_i , g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2 , S_s – współczynnik określający iloraz gęstości materiału filtracyjnego do gęstości wody, d_i – średnica ziaren, m , ν – kinematyczny współczynnik lepkości, m^2/s .

Prędkość opadania ziaren piasku o określonej średnicy d_i wyznacza się na podstawie czynnika prędkości:

$$Cz_v = \frac{V_{s_i}}{\sqrt[3]{g(S_s - 1)} \nu} \quad (8.19)$$

gdzie: Cz_v – czynnik prędkości d_i , V_{s_i} – prędkość opadania ziaren d_i , m/s .

Obliczenia wykonuje się dla każdego z wyznaczonych przedziałów średnic złoża filtracyjnego oraz oddzielnie dla każdej z warstw złożów wielowarstwowych.

Tabela 27. Tabelaryczne zestawienie i -tej warstwy złoża podczas płukania

D_i	d	x	Cz_d	Cz_v	v_s	v_p/v_s	P_{exp}	$x/(1 - P_{exp})$
	m				m/s			
D_5								
D_i								
...								
Σ		1,00					Σ	

Wyznaczona suma ($\Sigma \frac{x_i}{1 - P_{exp}}$, tab. 27) jest podstawą do wyznaczenia wysokości złoża podczas jego płukania.

8.4.1. Drenaże filtrów

Drenaż filtrów ma na celu zebranie filtratu podczas filtracji, ale przede wszystkim równomierne rozprowadzenie wody i/lub powietrza do płukania złóż filtracyjnych. Ze względu na straty ciśnienia wody w drenażach, dzieli się je na niskooporowe i wysokooporowe. Wśród drenaży niskooporowych najczęściej stosowane są drenaże płytowe, a wśród wysokooporowych powszechnie wykonuje się drenaże rurowe.

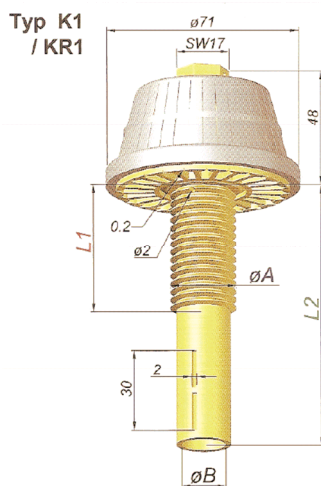
Drenaż niskooporowy płytowy (rys. 48) to płyty pokrywające powierzchnię filtra poniżej złoża, w które wkręcane są dysze. Sposób wykonania płyt, a przede wszystkim konstrukcja oraz liczba dysz (rys. 49), decydują o równomiernym rozprowadzeniu wody i powietrza. Konstrukcja dysz zapewnia rozprowadzanie zarówno wody, jak i powietrza. Powietrze rozprowadzane jest za pomocą szczelin znajdujących się w nóżce dyszy, natomiast woda – przez szczeliny zlokalizowane w głowicy (grzybku) dyszy (tab. 28). Dlatego w przypadku płukania filtrów zarówno wodą, jak i powietrzem stosowane są dysze o dłuższych nóżkach, a płyta drenażowa ma podwójne dno umożliwiające rozprowadzenie obu mediów.

Tabela 28. Typoszereg dysz typu K1/KR1 [Promat]

Typ	Powierzchnia [cm ³]	Gwint	$\varnothing A$	L_1	L_2	$\varnothing B$
K1 KR1		G1'	33,25	20	80, 110, 140, 200, 250, 300, 350 ...	21
	$40 \times 0,2 = 1,95$	11/4WW	32	20, 30, 45, +5+5...		
	$36 \times 0,35 = 2,06$	M30 $\times$ 3,5	30	30		
	$20 \times 0,5 = 2,35$	G3/4'	26,5	20, 30, 45, +5+5...	80, 110, 140, 200, 250, 300, 350 ...	16
	$36 \times 0,5 = 4,23$	1'WW	25,4	20, 45, +5+5...		
	$20 \times 0,8 = 3,78$	M24	24	25, 45, +5+5...		
	$36 \times 1,0 = 8,46$	M22 $\times$ 1,5	22	45, +5+5...		
	$24 \times 1,5 = 7,05$	G1/2'	21	15, 20, 40	80, 110, 140, 200, ...	13
	$20 \times 2,0 = 9,50$	M20	20	45, +5+5...		
		G3/8'	16,7	20		



Rys. 48. Drenaż płytowy na dnie filtra (materiały własne)



Rys. 49. Dysza grzybkowa [Promat]

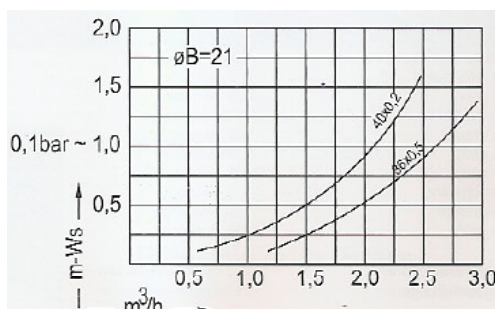
Suma powierzchni otworów/szczelin w drenażu niskooporowym stanowi powyżej 1% powierzchni płyty, co zapewnia małą stratę ciśnienia przepływającej wody (opór), której wielkość zależy od wielkości szczeliny oraz od wydajności przepływu wody

płuczącej [10]. Przykładową zależność dla szczeliny o średnicy nóżki 21 mm zaprezentowano na rysunku 50 [11].

Straty ciśnienia w drenażu niskooporowym można wyliczyć z zależności [Kowal i in. 1996]:

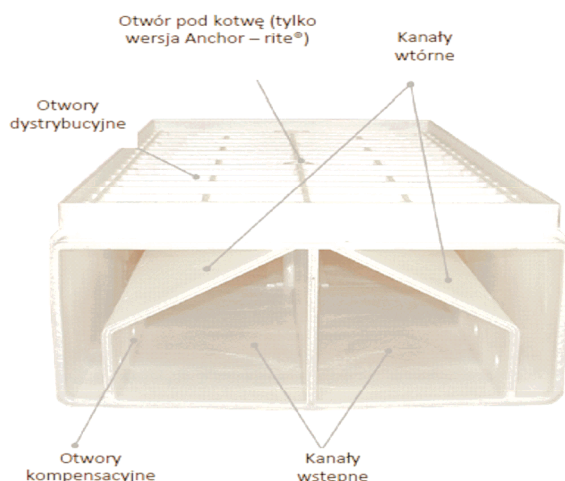
$$H_d = \frac{1}{\mu^2} \frac{V_1^2}{2g}, \text{ m} \quad (8.20)$$

gdzie: V_1 – prędkość wypływu wody ze szczeliny, m/s, g – przyspieszenie ziemskie, m/s^2 , μ – współczynnik wydatku dyszy ($\mu = 0,55\text{--}0,65$).



Rys. 50. Straty ciśnienia w zależności od natężenia przepływu wody płuczącej (dla dyszy grzybkowej o średnicy 21 mm) [Promat]

Obecnie na rynku dostępne są różne rozwiązania płyt drenażowych, których konstrukcja i wymiary różnią się w zależności od producenta. Przykładowe rozwiązania technologiczne przedstawia rysunek 51.

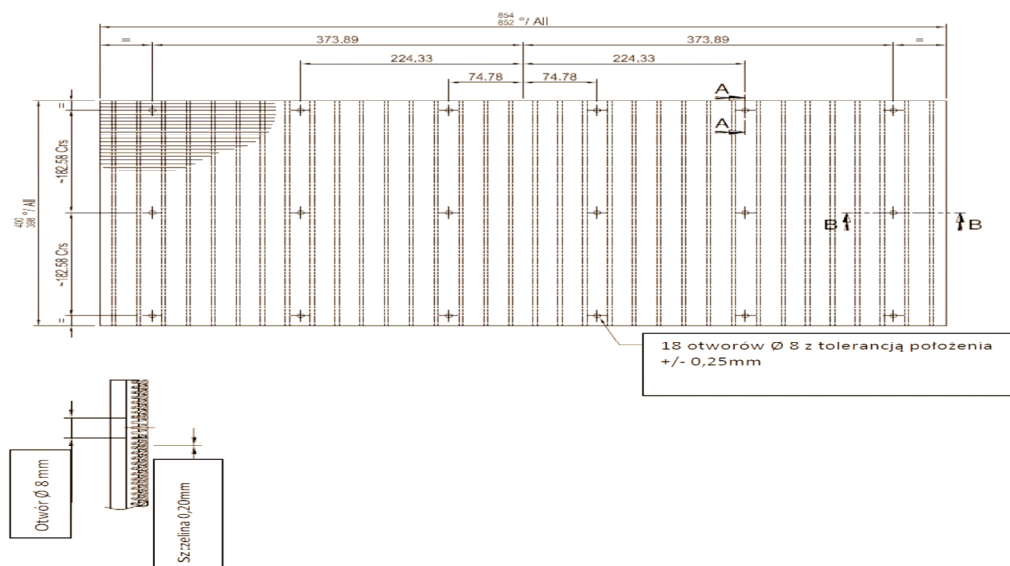


Rys. 51. Przekrój płyty drenażowej [Probiko]

Płyty drenażowe zapewniają możliwość jednoczesnego płukania zarówno wodą, jak i powietrzem. Zalecane natężenia przepływu wody i powietrza wynoszą odpowiednio [Kowal i in. 1996]:

- 20–64 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ – płukanie wodą,
- 45–90 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ – płukanie powietrzem,
- jednoczesne płukanie wodą i powietrzem: 8–12 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ i 40–55 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ odpowiednio dla wody i powietrza.

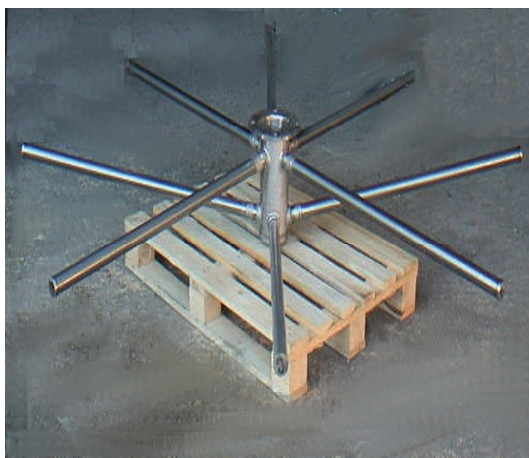
Intensywność płukania zależy od rodzaju materiału filtracyjnego i charakterystyki złoża. Można ją dobrać dla konkretnych parametrów złoża z użyciem nomogramu (rys. 45). Każdy z rodzajów płyt drenażowych charakteryzuje się określonymi wymiarami oraz liczbą otworów na dysze.



Rys. 52. Schemat drenażowej płyty podtrzymującej [Probiko]

Konieczność stosowania warstwy podtrzymującej wynika z potrzeby zabezpieczenia dysz drenażowych przed zapychaniem lub uszkodzeniami mechanicznymi. Wadą stosowania zwirowych warstw podtrzymujących jest wymagana ich duża wysokość, co ogranicza maksymalną wysokość złoża filtracyjnego. Dlatego obecnie stosowane są tzw. płyty podtrzymujące, które przykrywają i chronią dysze w drenażu. Są one niższe niż warstwy podtrzymujące i, w zależności od konstrukcji, mogą całkowicie zastąpić ją lub znacząco zmniejszyć jej wymaganą wysokość. Najczęściej producenci systemów drenażowych oferują również dopasowane do płyt drenażowych płyty podtrzymujące (rys. 52).

Drenaże rurowe, wysokooporowe najczęściej wykorzystywane są w filtrach ciśnieniowych. Do rozprowadzania wody i powietrza wykorzystuje się oddzielne drenaże. Składają się one z rurociągów perforowanych, które równomiernie rozprowadzają medium płuczące po powierzchni filtra. Klasyczny drenaż rurowy (rys. 53) składa się z przewodu głównego (kolektora) oraz przewodów bocznych (lateral). Wymiary poszczególnych rurociągów są dostosowane do wymiarów filtrów, a liczbę i wielkość otworów perforacyjnych dobiera się tak, aby ich sumaryczna powierzchnia stanowiła 0,18–0,40% powierzchni przekroju filtra.

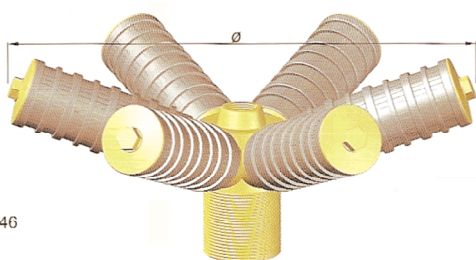


Rys. 53. Przykład drenażu rurowego: a) podłużnego, b) promienistego [Niltech]

W praktyce stosowane są również drenaże gwiazdziste (rys. 54): stosowane medium płuczące doprowadza się centralnie do głowicy drenażu, a następnie promienistymi przewodami rozprowadza się równomiernie po całej powierzchni filtra.

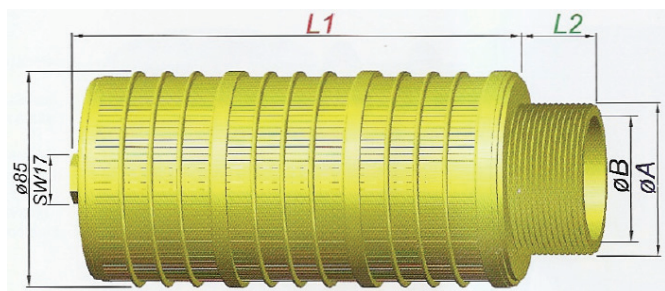
Typ SK6

Typ A
Seite / Page 46



Rys. 54. Drenaż wysokooporowy rurowy gwiazdzisty [Probiko]

Przykładowy przewód rozprowadzający przedstawiono na rysunku 55, a typosze-reg dostępnych przewodów przedstawiono w tabeli 29.

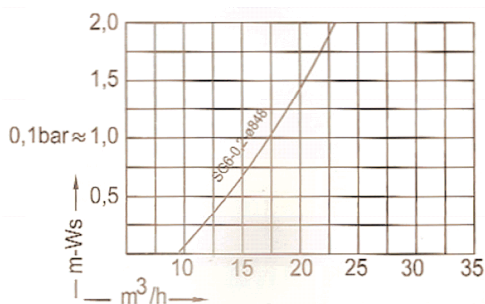


Rys. 55. Przewód rozpraszający drenażu gwiaździstego [Promat]

Tabela 29. Typoszereg przewodów rozpraszających [Promat]

Typ	Rozmiar	$\varnothing A$	$\varnothing B$	L_2	L_1
R2	0,2 0,3 0,6 1,0	G2'	50	30, 55	73, 126, 180, 284, 338, 389, 442, 496, 547, 600, 654, 705, 758, 812, 863, 916, 970, 1021, 1074, 1128, 1179, 1232, 1286
		G11/2'	38	30, 55	
		G2'	11/4 NPT	30	
		G2'	11/2 NPT	30	
		$\varnothing 68$	G2'	30	
		11/2 NPT	11/4 NPT	30	
		21/2 8NPSM	60	20	

W sytuacji wykorzystania drenaży wysokooporowych do płukania złoża stosuje się większe natężenia przepływu wody, które wywołują większe straty ciśnienia (rys. 56).



Rys. 56. Zależność między natężeniem przepływu wody płuczącej i wielkością strat ciśnienia (dla drenażu gwiaździstego o średnicy głównej 70 mm) [Promat]

Niezależnie od rodzaju zastosowanego rozwiązania, należy zapewnić prędkości przepływu wody w kolektorze – do 2,0 m/s, a w lateralach – do 1,5 m/s. Prędkość

przepływu wody płuczącej w najkrótszych lateralach wynika z ich minimalnej stosowanej średnicy – 25 mm. Natomiast dla drenażu powietrznego stosowane prędkości przepływu mieszczą się w zakresie 6–15 m/s. Stosowane odległości między lateralami wynoszą: 0,15–0,30 m. i 0,15–0,20 m, odpowiednio, dla drenażu wodnego i powietrznego. Dla drenaży rurowych tworzy się oddzielnie systemy wodne i powietrzne [Kowal i in. 1996].

Straty ciśnienia zależą od stosowanej prędkości przepływu wody w kolektorze i w lateralach bocznych oraz osiąganey równomierności rozdziału wody, a ich wielkość można wyliczyć z następujących formuł:

- dla rusztu okrągłego

$$h = 6 \frac{V_{\text{kol}}^2}{2g} + 24 \frac{V_{\text{max lat}}^2}{2g} - 12 \frac{V_{\text{min lat}}^2}{2g} \quad (8.21)$$

- dla rusztu podłużnego (dla filtrów ciśnieniowych poziomych)

$$h = 12 \frac{V_{\text{kol}}^2}{2g} + 15 \frac{V_{\text{lat}}^2}{2g} \quad (8.22)$$

Natomiast prędkości przepływu wody można obliczyć, znając natężenie przepływu wody w najdłuższej i najkrótszej laterali, z zależności:

$$q_1 = \frac{Q_{\text{pl}}}{F_1} f_1, \quad \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (8.23)$$

$$q_2 = \frac{Q_{\text{pl}}}{F_1} f_2, \quad \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (8.24)$$

gdzie: $q_{1,2}$ – natężenie przepływu wody w najdłuższej i najkrótszej laterali, m^3/s , Q_{pl} – natężenie przepływu wody płuczącej, m^3/s , $f_{1,2}$ – powierzchnia filtra przypadająca na najdłuższą, najkrótszą lateralę, m^2 , F_1 – powierzchnia jednego filtra, m^2 .

Powierzchnia filtra przypadająca na najdłuższą lub najkrótszą lateralę zależy od ich długości. Zakłada się, że odległość lateral od ścian filtra mieści się w zakresie 2,0–5,0 cm.

8.5. Przykłady obliczeniowe

8.5.1. Filtry grawitacyjne

Należy zaprojektować **filtry grawitacyjne** ze złożem piaskowym dla zakładu oczyszczania wody o wydajności 24 000 m^3/d . Filtry płukane są wodą za pomocą **drenażu**

niskooporowego o intensywności płukania $25 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$. Dla filtrów grawitacyjnych ze złożem jednowarstwowym piaskowym założono obciążenie hydrauliczne $6 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$, dlatego wymagana powierzchnia filtracyjna wynosi:

$$F = \frac{Q}{O_h}, \text{ m}^2$$

$$F = \frac{1000}{6} \frac{\frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2\cdot\text{h}}} = 166,7 \text{ m}^2$$

Założono wymiary filtra $9 \times 4 \text{ m}$, tak więc powierzchnia pojedynczego (F_1) filtra jest równa 36 m^2 . Dla przyjętych wymiarów filtra, liczba filtrów wynosi:

$$n = \frac{F}{F_1} \frac{166,7}{36} = 4,6 \text{ szt.}$$

Przyjęto 5 filtrów. Dla przyjętej liczby filtrów i ich powierzchni rzeczywiste obciążenie hydrauliczne wynosi:

$$O_{h_{rz}} = \frac{Q}{nF_1} = \frac{1000}{5 \cdot 36} = 5,5 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2\cdot\text{h}}$$

Natomiast podczas płukania jednego z filtrów obciążenie hydrauliczne wynosi:

$$O_{h_{(n-1)}} = \frac{Q}{(n-1)F_1} = \frac{1000}{4 \cdot 36} = 6,9 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2\cdot\text{h}}$$

Założono wysokość złoża filtracyjnego $1,2 \text{ m}$, wysokość warstwy podtrzymującej $0,4 \text{ m}$; ekspansję złoża piaskowego 30% , tak więc minimalne usytuowanie krawędzi koryta popłuczyn od warstwy podtrzymującej wynosi:

$$H_{\min} = (1 + \text{Exp})H_{zl} + 0,05 = (1 + 0,3)1,2 + 0,05 = 1,61 \text{ m}$$

Dla przyjętej intensywności płukania, $25 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$, wyznaczono natężenie przepływu wody płuczającej oraz wymaganą szerokość koryta popłuczyn:

$$Q_{pl} = I_{pl} F_1 = 25 \cdot 36 = 900 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,25 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$B = 0,98 Q_{pl}^{0,4} = 0,98 \cdot 0,25^{0,4} = 0,56 \text{ m}$$

Przyjęto dwa koryta popłuczyn, każde o szerokości 0,3 m. Głębokość koryta popłuczyn:

$$h_{pl} = \frac{Q_{pl}}{vB} = \frac{0,125}{0,6 \cdot 0,3} = 0,7 \text{ m}$$

W filtrze zastosowano płyty drenażowe z dyszami: w głowicy każdej dyszy znajdują się otwory o średnicy $d = 2 \text{ mm}$; liczba otworów na obwodzie dyszy wynosi $n_o = 36$; zagęszczenie dysz wynosi 100 sz./m^2 . Tak więc łączna liczba otworów w jednym filtrze wynosi:

$$N = 100 F_1 n_o = 100 \cdot 36 \cdot 36 = 129\,600 \text{ otworów}$$

Powierzchnia otworów:

$$f_1 = 129\,600 \frac{\pi d^2}{4} = 129\,600 \frac{\pi (2 \cdot 10^{-3})^2}{4} = 0,407 \text{ m}^2$$

Prędkość przepływu wody w szczelinach:

$$V = \frac{Q_{pl}}{f_1} = \frac{0,25}{0,407} = 0,61 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Wysokość strat ciśnienia:

$$h = \frac{1}{\mu^2} \frac{V_1^2}{2g} = \frac{1}{0,60^2} \frac{0,61^2}{2 \cdot 9,81} = 0,05 \text{ m}$$

8.5.2. Filtry ciśnieniowe

Należy zaprojektować **filtry ciśnieniowe** ze złożem z piasku dla zakładu oczyszczania wody o wydajności $6000 \text{ m}^3/\text{d}$. Filtry płukane są wodą o intensywności płukania $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.

Dla filtrów ciśnieniowych ze złożem jednowarstwowym piaskowym założono obciążenie hydrauliczne $8 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, dlatego wymagana powierzchnia filtracyjna wynosi:

$$F = \frac{Q}{O_h}, \text{ m}^2$$

$$F = \frac{250}{8} \frac{\frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{\frac{\text{m}^3}{\text{hm}^2}} = 31,25 \text{ m}^2$$

Przyjęto filtry ciśnieniowe o średnicy 3 m i powierzchni $F_1 = 7,06 \text{ m}^2$. Dla przyjętej średnicy filtra ich liczba wynosi:

$$n = \frac{F}{F_1} = \frac{31,25}{7,06} = 4,4 \text{ szt.}$$

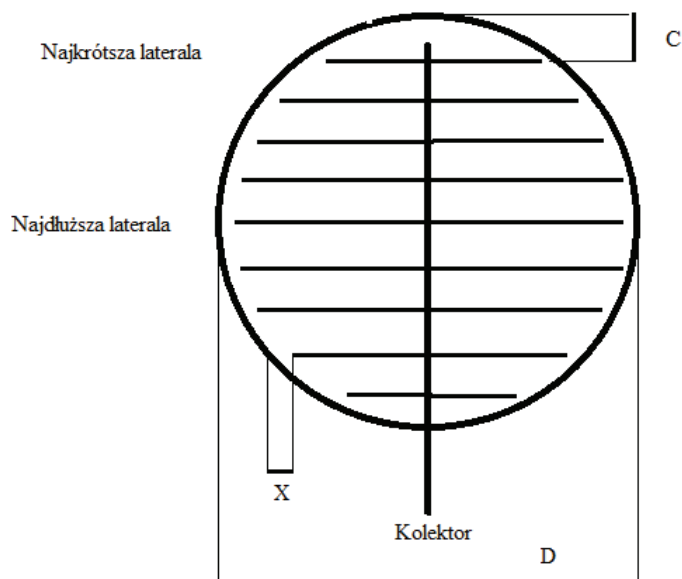
Przyjęto 5 filtrów. Dla przyjętej liczby filtrów rzeczywiste obciążenie hydrauliczne wynosi:

$$O_{h_{rz}} = \frac{Q}{nF_1} = \frac{250}{5 \cdot 7,06} = 7,1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{h}}$$

Natomiast podczas płukania jednego z filtrów obciążenie hydrauliczne jest równe:

$$O_{h_{(n-1)}} = \frac{Q}{(n-1)F_1} = \frac{250}{4 \cdot 7,06} = 8,8 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{h}}$$

Założono wysokość złoża filtracyjnego 1,2 m, natomiast warstwy podtrzymującej – 0,4 m.



Rys. 57. Schemat drenazu wodnego: X – odległość końca latali od ściany, C – odległość najkrótszej latali od ściany zbiornika, D – średnica wnętrza filtra

Założono płukanie filtra wodą z zastosowaniem drenażu wysokooporowego rurowego. Schemat drenażu wodnego przedstawiono na rysunku 57.

Dla przyjętej intensywności płukania $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ natężenie przepływu wody płuczącej wynosi:

$$Q_{pl} = I_{pl} F_1 = 40 \cdot 7,06 = 282,4 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 0,078 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Dla natężenia przepływu wody płuczącej $0,078 \text{ m}^3/\text{s}$ i założonej prędkości przepływu wody równej $2,0 \text{ m/s}$ wyznaczono średnicę kolektora:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,078}{\pi \cdot 2,0}} = 0,223 \text{ m}$$

Przyjęto rurociąg o średnicy $d = 250 \text{ mm}$, dla którego rzeczywista prędkość przepływu wody płuczącej jest równa:

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0,078}{\pi \cdot 0,25^2} = 1,59 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Dla przyjętego rozstawu lateral $b = 0,15 \text{ m}$, ich liczba wynosi:

$$n = \frac{0,3}{0,15} = 20 \text{ szt.}$$

Długość najdłuższej laterali wynosi:

$$L = \left(\frac{D-d}{2} - X \right) = \left(\frac{300-25}{2} - 5 \right) = 132 \text{ cm} = 1,32 \text{ m}$$

Powierzchnia filtra przypadająca na najdłuższą lateralę:

$$f_1 = b L_{\max} = 0,15 \cdot 1,32 = 0,198 \text{ m}^2$$

$$q_1 = \frac{Q_{pl}}{F_1} f_1 = \frac{0,078}{7,07} \cdot 0,198 = 0,0022 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Dla przyjętej średnicy najdłuższej laterali 50 mm prędkość przepływu w tej laterali wynosi:

$$V = \frac{q_1}{F} = \frac{0,0022 \cdot 4}{\pi 0,05^2} = 1,12 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Natomiast długość najkrótszej laterali wynosi:

$$L_{\min} = \frac{c_{\text{cięciwa}} - d}{2} - X = \frac{107,7 - 0,25}{2} - 5 = 48,7 \text{ cm}$$

$$c_{\text{cięciwa}} = 2 \cdot \sqrt{CD - C^2} = 2 \cdot \sqrt{10 \cdot 300 - 100} = 107,7 \text{ cm}$$

gdzie: $C_{\text{cięciwa}}$ – długość cięciwy drenażu, D – średnica filtra, C, X – patrz rysunek 57.

Odległość najkrótszej laterali od ściany filtra wynosi 10 cm. Powierzchnia filtra przypadająca na najkrótszą laterale:

$$f_2 = \frac{2}{3} b L_{\min} = \frac{2}{3} 0,15 \cdot 0,487 = 0,049 \text{ m}^2$$

$$q_2 = \frac{Q_{pl}}{F_1} f_2 = \frac{0,078}{7,07} 0,049 = 5,41 \cdot 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Średnicę najkrótszej laterali przyjęto 25 mm, a prędkość przepływu wynosi:

$$V = \frac{q_2}{F} = \frac{5,41 \cdot 10^{-4} \cdot 4}{\pi 0,025^2} = 0,28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Straty w drenażu wynoszą zatem:

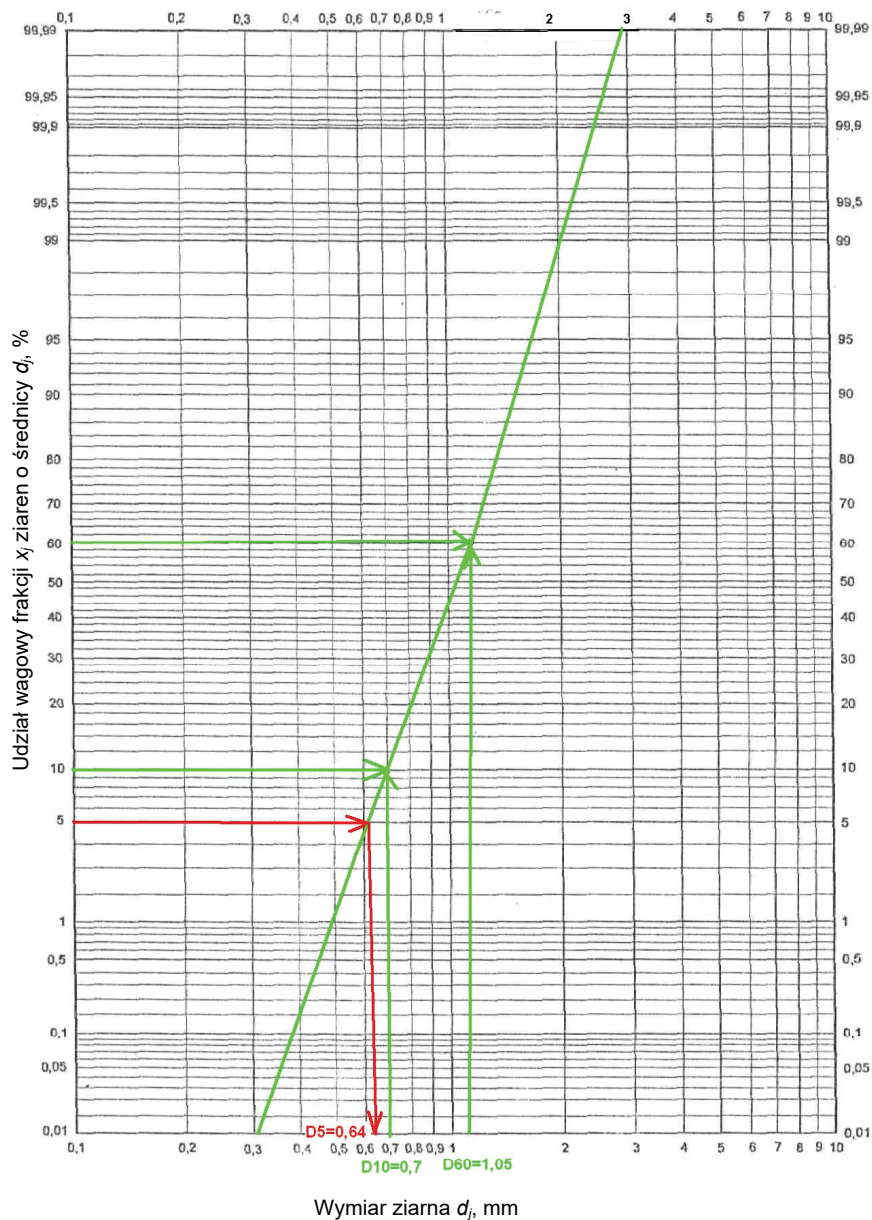
$$h = 6 \frac{V_{\text{kol}}^2}{2g} + 24 \frac{V_{\text{max lat}}^2}{2g} = 6 \frac{1,59^2}{2 \cdot 9,81} + 24 \frac{1,12^2}{2 \cdot 9,81} - 12 \frac{0,28^2}{2 \cdot 9,81} = 2,26 \text{ m H}_2\text{O}$$

8.5.3. Dobór uziarnienia drugiej warstwy złoża

Należy dobrać **uziarnienie drugiej warstwy złoża piaskowo-antracytowego**. Warstwę piasku charakteryzuje współczynnik równomierności $WR = 1,5$, a średnica $D_{10} = 0,7 \text{ mm}$. Z wartości WR i D_{10} wyznaczono wartość D_{60} :

$$D_{60} = WR \cdot D_{10} = 1,5 \cdot 0,7 = 1,05 \text{ mm} = 1,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Dla wartości D_{10} i D_{60} wyznaczono charakterystykę granulometryczną złoża piaskowego (rys. 56).



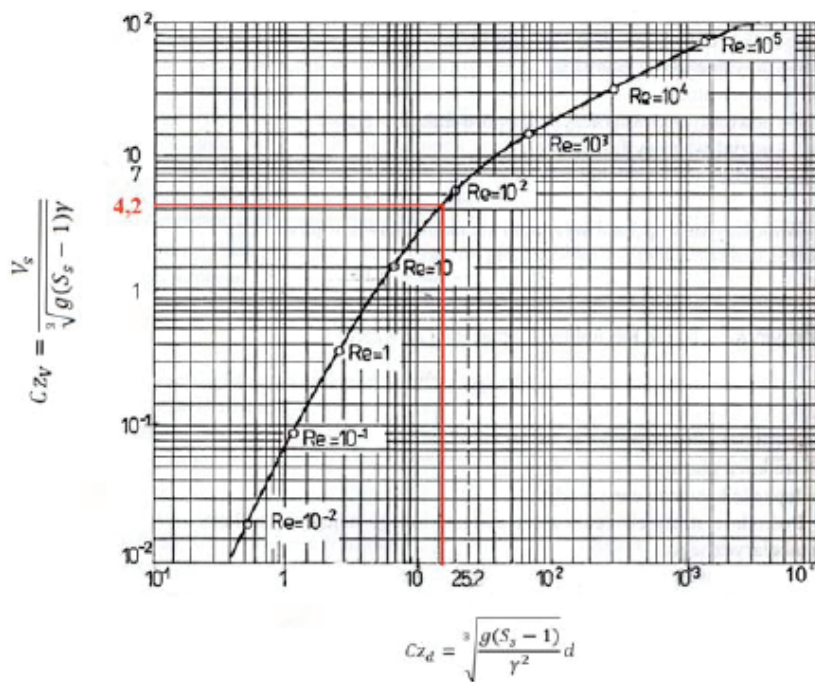
Rys. 58. Charakterystyka granulometryczna złoża piaskowego

Z wyznaczonej charakterystyki granulometrycznej piasku odczytano D_{5p} piasku:
 $D_{5p} = 0,64 \cdot 10^{-3}$ m.

Dla wyznaczonej średnicy ziaren piasku obliczono czynnik średnicy:

$$Cz_{d_{sp}} = \sqrt[3]{\frac{g(S_s - 1)}{\gamma^2}} d_{sp}$$

$$Cz_{d_{sp}} = \sqrt[3]{\frac{9,81(2,65 - 1)}{(1,31 \cdot 10^{-6})^2}} \cdot 0,64 \cdot 10^{-3} = 13,52$$



Rys. 59. Zależność czynnika średnicy od czynnika prędkości

Dla wyliczonego czynnika średnicy odczytano czynnik prędkości równy 4,2. Dla odczytanego czynnika prędkości wyznaczono prędkość opadania ziaren D_5 piasku:

$$Cz_{d_{sp}} = \frac{V_{sd_{sp}}}{\sqrt[3]{g(S_s - 1) \cdot \gamma}} = 4,2$$

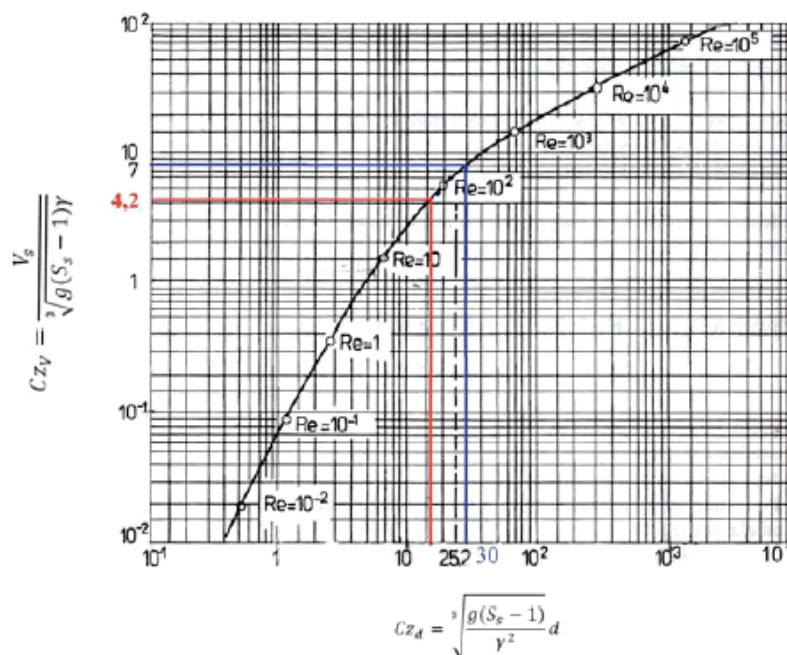
$$V_{sd_{sp}} = 4,2 \sqrt[3]{9,81(2,65 - 1) \cdot 1,31 \cdot 10^{-6}} = 0,12 \frac{\text{m}}{\text{s}} = V_{sd_{gsa}}$$

Dla dopuszczalnego 5-procentowego wymieszania warstw złoża prędkość opadania ziaren D_5 piasku jest równa bądź większa od prędkości opadania ziaren D_{95} antracytu. Tak więc czynnik prędkości D_{95} antracytu wynosi:

$$Cz_{Vd_{95a}} = \frac{V_{sd_{95a}}}{\sqrt[3]{g(S_s - 1) \cdot v}}$$

$$Cz_{Vd_{95a}} = \frac{0,12}{\sqrt[3]{9,81 \cdot (2,65 - 1) \cdot 1,31 \cdot 10^{-6}}} = 8,1$$

Dla wyliczonego czynnika prędkości z nomogramu odczytano czynnik średnicy D_{95} antracytu równy 30.

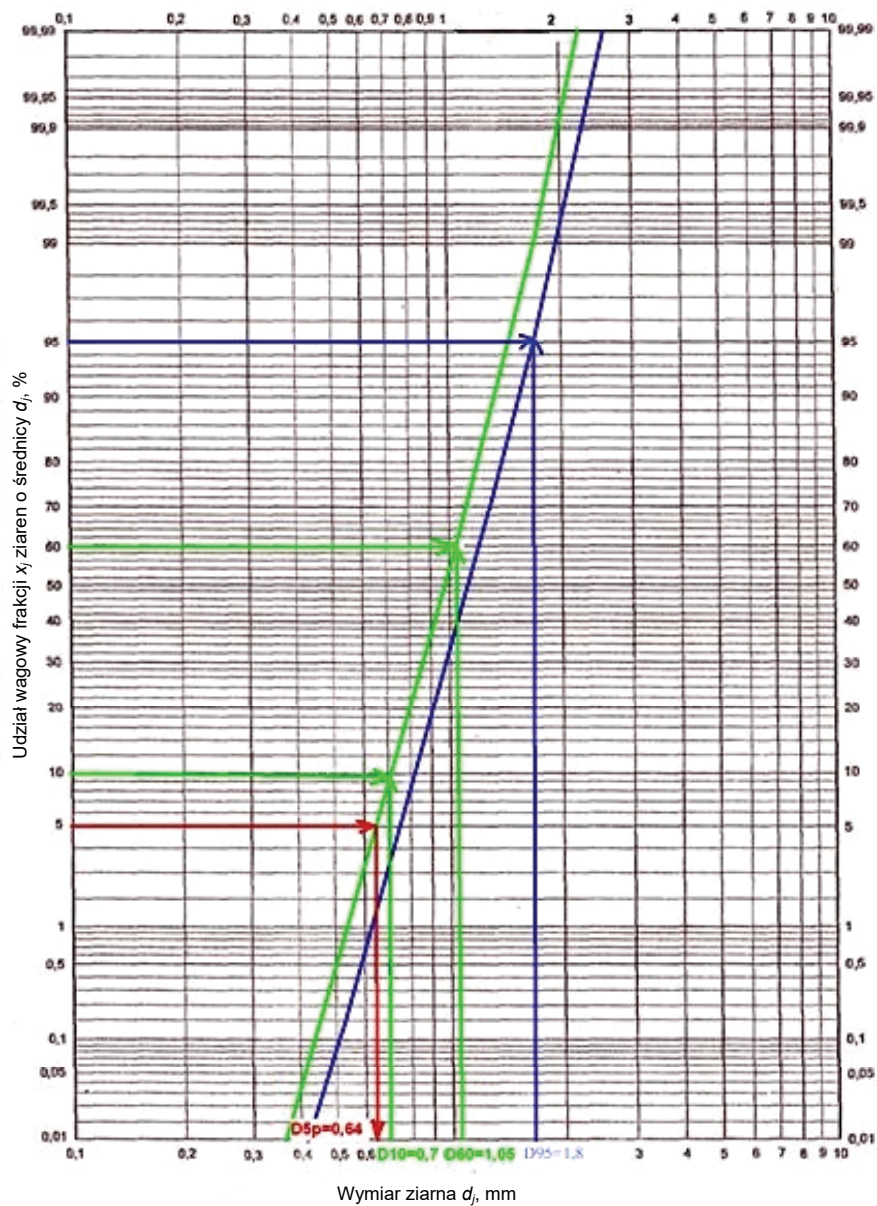


Rys. 60. Zależność czynnika średnicy od czynnika prędkości

Z odczytanego czynnika średnicy D_{95} antracytu wyznaczono średnicę D_{95} antracytu:

$$Cz_{d_{95a}} = \sqrt[3]{\frac{g(S_s - 1)}{V^2}} d_{95a} = 30$$

$$d_{95a} = \frac{30}{\sqrt[3]{\frac{9,81 \cdot (1,6 - 1)}{1,31 \cdot 10^{-6}}}}} = 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$



Rys. 61. Wykres doboru uziarnienia drugiej warstwy filtracyjnej

Poszczególne warstwy złoża filtracyjnego charakteryzują się takim samym współczynnikiem równomierności rozkładu wielkości ziaren, co w praktyce oznacza, że charakterystyki granulometryczne poszczególnych warstw są prostymi równoległymi.

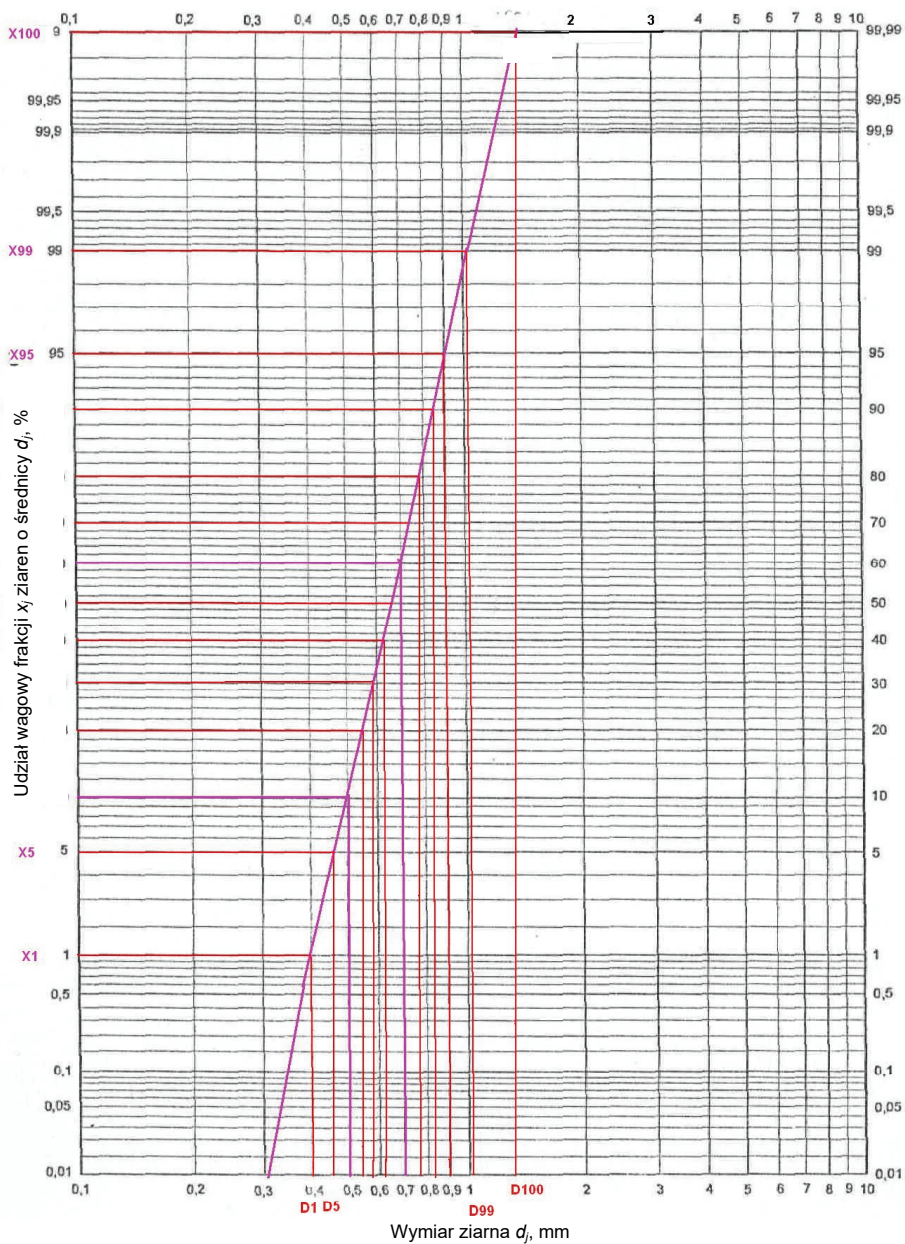
Dlatego dla wyliczonej wartości średnicy $D_{95a} = 1,8 \cdot 10^{-3}$ m wyznaczono charakterystykę antracytu (równoległą do charakterystyki piasku).

Z charakterystyki granulometrycznej antracytu odczytano średnice: $D_{10a} = 0,81 \cdot 10^{-3}$ m i $D_{60a} = 1,21 \cdot 10^{-3}$ m ($WR_a \approx 1,5$).

8.5.4. Obliczenia strat ciśnienia wody podczas filtracji

Należy obliczyć **straty ciśnienia wody podczas jej przepływu przez złożę filtracyjne** piaskowe o $WR = 1,4$ i $D_{10} = 0,5 \cdot 10^{-3}$ m i wysokości złoża 0,7 m. Rzeczywista prędkość filtracji wynosi 6,95 m/h. Z danych dotyczących charakterystyki granulometrycznej piasku wyliczono $D_{60} = 0,7 \cdot 10^{-3}$ m i sporządzono charakterystykę granulometryczną całego złoża piaskowego. Następnie podzielono tę charakterystykę na przedziały, których granicami są średnice ziaren, a średnica stanowi wraz z mniejszymi: 1, 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 95, 99 i 100% (rys. 62). Minimalna liczba przedziałów umożliwiającą oszacowanie strat ciśnienia wody podczas przepływu to 4, jednak im większa liczba tych przedziałów, tym dokładniejsze są wyliczenia.

d_i	d	x	x/d	Re	λ	$\lambda(x/d)$
	m		1/m			1/m
d_1	0,00040	0,01	25,00			
d_5	0,00045	0,04	88,89			
d_{10}	0,00049	0,05	102,04			
d_{20}	0,00054	0,10	185,19			
d_{30}	0,00058	0,10	172,41			
d_{40}	0,00062	0,10	161,29			
d_{50}	0,00066	0,10	151,52			
d_{60}	0,00070	0,10	142,86			
d_{70}	0,00073	0,10	136,99			
d_{80}	0,00077	0,10	129,87			
d_{90}	0,00084	0,10	119,05			
d_{95}	0,00092	0,05	54,35			
d_{99}	0,00105	0,04	38,10			
d_{100}	0,00135	0,01	7,41			
Σ		1,00				



Rys. 62. Podział złoża filtracyjnego na przedziały obliczeniowe

Dla założonych przedziałów z charakterystyki odczytano wielkość średnic oraz wyznaczono udział procentowy średnic w poszczególnych przedziałach. Następnie wyliczono ilorazy tych udziałów i średnic. W celu obliczenia strat ciśnienia wody

dla każdego z przedziałów wyznaczono newtonowski współczynnik oporu i liczbę Reynoldsa:

$$\lambda = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34$$

$$Re = \frac{Vd}{\nu}$$

gdzie: $V = 6,95 \text{ m/h} = 1,93 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Wartości te wprowadzono do tabeli, co umożliwiło wyliczenie strat ciśnienia wody podczas jej przepływu przez złożo.

d_i	d m	x	x/d 1/m	Re	λ	$\lambda(x/d)$ 1/m
d_1	0,00040	0,01	25,00	0,591	44,86	1121,620
d_5	0,00045	0,04	88,89	0,665	40,13	3566,937
d_{10}	0,00049	0,05	102,04	0,724	37,03	3778,269
d_{20}	0,00054	0,10	185,19	0,798	33,79	6257,293
d_{30}	0,00058	0,10	172,41	0,857	31,60	5447,637
d_{40}	0,00062	0,10	161,29	0,916	29,68	4787,511
d_{50}	0,00066	0,10	151,52	0,975	28,00	4242,083
d_{60}	0,00070	0,10	142,86	1,034	26,50	3786,120
d_{70}	0,00073	0,10	136,99	1,078	25,49	3491,458
d_{80}	0,00077	0,10	129,87	1,137	24,26	3150,041
d_{90}	0,00084	0,10	119,05	1,241	22,38	2663,932
d_{95}	0,00092	0,05	54,35	1,359	20,58	1118,218
d_{99}	0,00105	0,04	38,10	1,551	18,22	694,246
d_{100}	0,00135	0,01	7,41	1,994	14,50	107,412
Σ		1,00	Σ			44212,776

Wyznaczona suma została wykorzystana do obliczenia strat:

$$\Delta h = H \cdot 0,178 \cdot \frac{v^2 \frac{\alpha}{\beta}}{g p^4} \cdot \sum \frac{\lambda_i x_i}{d_i}$$

$$\Delta h = 0,7 \cdot 0,178 \cdot \frac{(1,93 \cdot 10^{-3})^2 \cdot 6,1}{9,81 \cdot 0,4^4} \cdot 44212,776 = 0,498 \text{ m H}_2\text{O}$$

8.5.5. Obliczenia strat ciśnienia podczas płukania złoża

Należy wyznaczyć wielkość strat ciśnienia podczas płukania złoża piaskowego wodą. Wysokość warstwy piasku wynosi $H = 0,7 \text{ m}$, a jego średnice charakterystyczne: $D_{10} =$

$0,5 \cdot 10^{-3}$ m, $D_{60} = 0,7 \cdot 10^{-3}$ m. Prędkość płukania złoża wynosi $V_p = 35$ m/h = 0,00972 m/s. Dla złoża piaskowego sporządzono charakterystykę granulometryczną oraz podzielono złożę na warstwy, których średnice graniczne odpowiadały udziałowi procentowemu (wraz z mniejszymi): 1, 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 95, 99 i 100% (rys. 62). Dla każdej średnicy wyliczono czynnik średnicy, a następnie z nomogramu odczytano czynnik prędkości, który stanowi podstawę do obliczenia prędkości sedymentacji określonych ziaren.

Przykład obliczeń dla D_1 :

1. Oblicza się dla danej średnicy czynnik średnicy:

$$Cz_{d_{1p}} = \sqrt[3]{\frac{g(S_{sp} - 1)}{v^2}} d_{1p} = \sqrt[3]{\frac{9,81 \cdot (2,65 - 1)}{(1,31 \cdot 10^{-6})^2}} \cdot 0,00040 = 8,45$$

2. Dla wyliczonego czynnika średnicy odczytuje się z wykresu czynnik prędkości: na podstawie jego wartości wyliczono prędkość opadania ziaren d_{1p} :

$$V_{s_{d_{1p}}} = cz_{V_{d_{1p}}} \sqrt[3]{g(S_{sp} - 1)v} = 2,1 \cdot \sqrt[3]{9,81 \cdot (2,65 - 1) \cdot 1,31 \cdot 10^{-6}} = 0,058 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

3. Dla obliczonej prędkości opadania wyliczono P_{exp} :

$$P_{\text{exp}} = \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^{0,222} = \left(\frac{0,00972}{0,058} \right)^{0,222} = 0,672$$

4. Obliczono wyrażenie:

$$\frac{x}{1 - P_{\text{exp}}} = \frac{0,01}{1 - 0,672} = 0,0305$$

Czynności 1–4 powtórzono dla każdej z wyznaczonych warstw i na ich podstawie wypełniono tabelę:

D_i	d m	x	cz_d	cz_v	$\frac{v_s}{\text{m/s}}$	v_p/v_s	P_{exp}	$x/(1 - P_{\text{exp}})$
d_1	0,00040	0,01	8,45	2,1	0,058	0,167	0,672	0,0305
d_5	0,00045	0,04	9,53	2,5	0,069	0,141	0,647	0,1133
d_{10}	0,00049	0,05	10,37	2,8	0,077	0,126	0,631	0,1355
d_{20}	0,00054	0,10	11,43	2,9	0,080	0,121	0,626	0,2674
d_{30}	0,00058	0,10	12,28	3,1	0,086	0,113	0,617	0,2609
d_{40}	0,00062	0,10	13,13	3,3	0,091	0,107	0,608	0,2553
d_{50}	0,00066	0,10	13,97	3,7	0,102	0,095	0,593	0,2457
d_{60}	0,00070	0,10	14,82	4,0	0,111	0,088	0,583	0,2397
d_{70}	0,00073	0,10	15,46	4,2	0,116	0,084	0,577	0,2362
d_{80}	0,00077	0,10	16,30	4,6	0,127	0,076	0,565	0,2299
d_{90}	0,00084	0,10	17,78	4,8	0,133	0,073	0,560	0,2271
d_{95}	0,00092	0,05	19,48	5,2	0,144	0,068	0,550	0,1111
d_{99}	0,00105	0,04	22,23	5,9	0,163	0,060	0,535	0,0860
d_{100}	0,00135	0,01	28,58	7,5	0,207	0,047	0,507	0,0203
Σ		1,00			Σ			2,4588

Wyznaczona suma: $\sum x/(1 - P_{\text{exp}})$ została wykorzystana do wyznaczenia wysokości złoza podczas ekspansji, strat ciśnienia i wartości ekspansji podczas płukania.

$$H_{\text{exp}} = H(1 - p) \sum \frac{x_i}{(1 - P_{\text{exp}})_i}$$

$$H_{\text{exp}} = 0,7 \cdot (1 - 0,4) \cdot 2,4588 = 1,033 \text{ m}$$

$$\Delta h = H_{\text{exp}} \frac{\gamma_{zl} - \gamma}{\gamma} (1 - p)$$

gdzie: γ_{zl} – gęstość materiału złoza, g/cm^3 , γ – gęstość wody, g/cm^3

$$\Delta h = 1,033 \frac{2,65 - 1}{1} (1 - 0,4) = 1,022 \text{ m H}_2\text{O}$$

$$\text{Exp} = \left(\frac{H_{\text{exp}}}{H} - 1 \right) \cdot 100\% = \left(\frac{1,033}{0,7} - 1 \right) \cdot 100\% = 47,5\%$$

9. Dezynfekcja wody

Celem dezynfekcji jest dezaktywacja mikroorganizmów oraz ich form przetrwalnikowych obecnych w wodzie oczyszczonej oraz zabezpieczenie sieci wodociągowej przed wtórnym rozwojem mikroorganizmów. Do realizacji pierwszego celu wymagane jest miejscowe działanie czynnika dezynfekcyjnego, natomiast drugi cel wymaga obecności dezynfektanta w wodzie wprowadzanej do sieci wodociągowej. W praktyce technologicznej stosuje się dezynfekcję fizyczną i/lub chemiczną. Do dezynfekcji fizycznej wykorzystywane jest najczęściej promieniowanie nadfioletowe (UV). Natomiast w dezynfekcji chemicznej stosuje się silne utleniacze, głównie związki chloru.

Promieniowanie UV ma bardzo duży potencjał dezynfekcyjny. Maksymalna efektywność destrukcji występuje przy długości fali 265 nm. Podstawową zaletą jest jednak to, że promieniowanie nie wpływa w istotny sposób na zmianę składu fizyczno-chemicznego wody. Całkowite niszczenie mikroorganizmów promieniami UV zachodzi w wyniku powstawania pirymidyny powodującej zniekształcenie DNA [Zimmer, Slawson 1992].

Skuteczność promieniowania UV zależy od dawki promieniowania, czasu naświetlania oraz od poziomu zanieczyszczenia wody [Wolska 2017]. Dawka promieniowania UV zależy zaś od rodzaju stosowanego promiennika i jego mocy. Wyróżnia się następujące promienniki [Sharpless, Linden 2003]:

- niskociśnieniowy, niskowydajny (LPLO) – stosowany w bardzo małych systemach, żywotność promiennika wynosi do 12 000 h, moc 15–90 W, wydajność do 40%,
- średniociśnieniowy, wysokowydajny – stosowany dla dużych przepływów, żywotność promiennika wynosi 5000–9000 h, moc 1–12 kW, wydajność od 10 do 15%,
- wysokociśnieniowy, wysokowydajny (LPHO) – ma dużą wydajność, co umożliwia uzyskanie dużej dawki dla kompaktowych wymiarów systemu UV o wydajności 45%.

Dawka promieniowania, która działa na mikroorganizmy, może być obliczona ze wzoru:

$$D_{UV} = I_{UV}T, \quad \frac{\text{W} \cdot \text{s}}{\text{m}^2} \quad (9.1)$$

gdzie: I_{UV} – ilość światła UV na jednostkę powierzchni, W/m^2 , T – czas kontaktu, tj. okres, w którym mikroorganizmy są narażone na intensywne promieniowanie UV, s.

Lampy UV wykorzystywane do dezynfekcji wody przeznaczonej do spożycia dobiera się na podstawie natężenia przepływu wody (z typoszeregów). Typoszeregi lamp UV pokazano w tabelach 30–32.

Tabela 30. Typoszereg małych lamp UV [EKO-Technika]

Typ	Max. przepływ [m ³ /h]	Dawka [Ws/m ²]	Liczba i moc promienników	Przyłącze hydrauliczne	Długość komory [cm]	Średnica komory [cm]
IAMI1090/120	8,5	40	1 × 120 W	DN65	952	90
IAMI1150/120	15	40	1 × 120 W	DN80	952	150
IAMI2205/120	41	40	2 × 120 W	DN100	958	205
IAMI3275/120	80	40	3 × 120 W	DN150	1010	273
IAMI1150/300	26	40	1 × 300 W	DN80	1120	150
IAMI2273/300	95	40	2 × 300 W	DN150	1165	273
IAMI3273/300	150	40	3 × 300 W	DN150	1165	273
IAMI4273/300	200	40	4 × 300 W	DN200	1165	273
IAMI5273/300	250	40	5 × 300 W	DN200	1165	273

Tabela 31. Typoszereg lamp UV z żarnikami o mocy 500 W [EKO-Technika]

Typ	Max. przepływ [m ³ /h]	Dawka [Ws/m ²]	Liczba i moc promienników	Przyłącze hydrauliczne	Długość komory [cm]	Średnica komory, [cm]
IAM3355/500	340	40	3 × 500 W	DN300	2045	355
IAM4508/500	650	40	4 × 500 W	DN350	2183	508
IAM6508/500	870	40	6 × 500 W	DN350	2183	508
IAM8711/500	1000	40	8 × 500 W	DN500	2200	711
IAM10711/500	1300	40	10 × 500 W	DN500	2200	711
IAM12711/500	1700	40	12 × 500 W	DN500	2200	711

Tabela 32. Typoszereg lamp DW [EKO-Technika]

Model	Max. przepływ [m ³ /h]	Dawka [Ws/m ²]	Liczba i moc promienników	Przyłącze hydrauliczne	Długość komory [cm]	Średnica komory [cm]
DW3323/400 W	186	40	3 × 400 W	DN200	1860	323
DW3323/400 W	437	40	5 × 500 W	DN250	1860	355
DW10508/500 W	695	40	10 × 500 W	DN350	1890	508

W przypadku bardzo dużych przepływów wody lub braku lampy o odpowiedniej mocy, konstruuje się na zamówienie urządzenia, dobierając odpowiednią liczbę i rodzaj żarówek. Zastosowanie promieniowania UV ma charakter miejscowy i nie zapobiega wtórnemu skażeniu wody w sieci wodociągowej, a jedynie zmniejsza wymaganą dawkę dezynfektanta chemicznego. Szacuje się, że wymagana dawka środka chemicznego po zastosowaniu promieniowania UV zmniejsza się o 50–70%.

Do dezynfekcji chemicznej stosuje się silne utleniacze, które działają niszcząco na ściany komórkowe lub bezpośrednio na DNA mikroorganizmów. Nadal wśród dezynfektantów stosowanych na świecie najczęściej wykorzystywane są związki chloru, ze względu na ich dużą skuteczność oraz trwałość zapewniającą dezynfekcyjne działanie w sieci wodociągowej.

W małych zakładach oczyszczania wody do dezynfekcji stosuje się najczęściej podchloryn sodu, co związane jest z brakiem skomplikowanej instalacji do przygotowania i dawkowania oraz łatwością przechowywania. Jednak ze względu na małe stężenie chloru w roztworze nie znalazł on zastosowania w dużych zakładach oczyszczania wody. W zakładach o dużej wydajności powszechnie wykorzystuje się chlor i/lub ditlenek chloru. Chlor to najstarszy stosowany dezynfektant i pomimo tworzenia ubocznych produktów dezynfekcji jest ciągle powszechnie wykorzystywany na całym świecie. Ditlenek chloru zaczęto stosować w latach 70. dwudziestego wieku. Uciążliwości związane z jego stosowaniem wynikają z konieczności wytwarzania tego reagenta w miejscu jego dawkowania. Ze względu na większy potencjał utleniający ditlenku chloru niż chloru może dochodzić, w przypadku jego stosowania, do uwalniania osadów zgromadzonych wewnątrz przewodów wodociągowych.

Stosowana dawka dezynfektanta wynika ze składu oczyszczonej wody, a w szczególności zawartości: substancji organicznych, innych substancji zredukowanych oraz mikroorganizmów i ich form przetrwalnikowych. Dawkę dezynfektanta dobiera się na podstawie zapotrzebowania wody na dezynfektant, które określa się doświadczalnie.

Zapotrzebowanie wody na dezynfektant zależy od jego reaktywności z domieszkami wody, zarówno organicznymi, jak i nieorganicznymi. W przypadku stosowania ditlenku chloru do dezynfekcji, najbardziej reaktywnymi domieszkami nieorganicznymi wody są związki żelaza, manganu i azotanów(III). Zużycie ClO_2 na 1 g tych domieszek wynosi odpowiednio: 1,2 g ClO_2 , 2,45 g ClO_2 i 2,93 g ClO_2 [Zbieć, Dojli-do 1995]. Zużycie ditlenku chloru w reakcjach z substancjami organicznymi musi być jednak wyznaczane doświadczalnie. Dawka ditlenku chloru stosowanego do dezynfekcji wody infiltracyjnej zależy od stopnia jej oczyszczenia, a więc od ilości domieszek w niej zawartych, i wynosi: 1,7–1,8 g ClO_2/m^3 dla wody po napowietrzaniu, 0,4–0,8 g ClO_2/m^3 dla wody po napowietrzaniu i filtracji oraz 0,1–0,3 g ClO_2/m^3 po napowietrzaniu, filtracji i adsorpcji [Biłozor i in. 2001]. W związku z tym obecność znacznej ilości zanieczyszczeń w wodzie wprowadzanej do sieci wodociągowej wymaga zastosowania zwiększonych dawek dezynfektantów, np. dawki chloru (0,8–2,7 g Cl_2/m^3) oraz ditlenku chloru (1,6–2,4 g ClO_2/m^3), wymaganych do zapewnienia właściwej jakości mi-

krobiologicznej wody, której stężenie OWO zmieniało się w zakresie 4,3–7,7 g C/m³ [Świderska-Bróz 2010].

W praktyce dawkę dezynfektanta dobiera się na podstawie krzywej zapotrzebowania wody na dezynfektant. Dla chloru stosowane dawki nie przekraczają 2 g Cl₂/m³, natomiast dla ditlenku chloru do 1,0 g ClO₂/m³.

10. Zbiorniki wody czystej

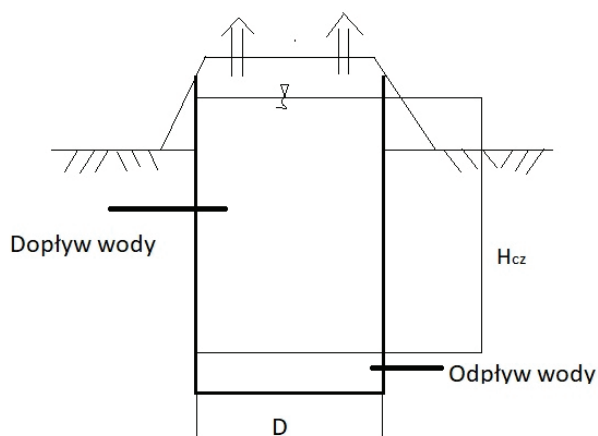
Zbiorniki wody czystej najczęściej są konstrukcjami żelbetowymi lub stalowymi o kształcie walca lub prostopadłościanu. Materiały, z których wykonane są zbiorniki bądź ich elementy, muszą spełniać Polskie Normy oraz mieć atest PZH. Wnętrze zbiorników pokrywane jest najczęściej farbą epoksydową.

Służą do magazynowania oczyszczonej wody, zapewniając wyrównanie zróżnicowanego rozbioru wody w ciągu doby. Wielkość zbiornika jest zależna od wielkości zakładu oczyszczania wody oraz dobowej nierównomierności rozbioru wody. Ze względu na konieczność zachowania niezawodności dostawy wody projektuje się minimum dwa zbiorniki.

Najczęściej pojemność zbiorników stanowi od 30 do 50% wydajności dobowej ZOW, a więc wyznacza się ją z zależności:

$$V_{cz} = (0,3 \div 0,5) Q_{\max d} \quad (10.1)$$

Zbiornik wody czystej (rys. 63) zawsze jest obiektem zamkniętym, z zadaszeniem zapewniającym wymianę powietrza (wentylacja).



Rys. 63. Zbiornik wody czystej

Tabela 33. Typoszerzeg zbiorników wody czystej [Miltom]

Ref.		8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
	$D [m] / H [m]$	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60	10,20	10,80	11,40	12,00	12,60	13,20
10	3,100	13	18	22	26	30	35	39	43	48	52	56	61	65	69	73	78	82	86	91
12	3,875	21	28	34	41	48	55	62	68	75	82	89	96	102	108	116	123	130	136	143
15	4,650	30	40	50	60	70	80	89	99	109	119	129	139	148	158	168	178	188	198	207
17	5,425	42	55	68	82	95	109	122	136	149	163	176	190	203	217	230	243	257	270	284
20	6,200	54	72	90	107	125	143	160	178	196	213	231	249	266	284	302	319	337	354	372
22	6,975	69	91	114	136	159	181	203	226	248	271	293	316	338	360	383	405	428	450	472
25	7,750	85	113	141	169	196	224	252	280	307	335	363	390	418	446	474	501	529	557	584
27	8,525	104	137	171	204	238	272	305	339	372	406	440	473	507	541	574	608	641	675	709
30	9,300	124	164	204	244	284	324	364	404	444	484	524	564	604	644	684	724	764	805	845
33	10,075	145	192	239	286	333	381	428	475	522	569	616	663	710	757	804	851	898	945	993
35	10,850	169	223	278	333	387	442	496	551	606	660	715	770	824	879	934	988	1043	1098	1152
38	11,625	194	256	319	382	445	508	571	633	696	759	822	885	947	1010	1073	1136	1199	1261	1324
40	12,400	221	292	364	435	507	578	650	721	793	864	936	1007	1079	1150	1222	1293	1365	1436	1508
43	13,175	249	330	411	492	572	653	734	815	896	976	1057	1138	1219	1300	1380	1461	1542	1623	1704
45	13,950	280	370	461	551	642	733	823	914	1005	1095	1186	1277	1367	1458	1549	1639	1730	1821	1911
48	14,725	312	413	514	615	716	817	918	1019	1120	1221	1322	1423	1524	1626	1727	1828	1929	2030	2131
50	15,500	345	458	570	682	794	906	1018	1130	1242	1354	1466	1578	1690	1802	1914	2026	2138	2250	2362
53	16,275	381	505	628	752	875	999	1123	1246	1370	1493	1617	1741	1864	1988	2111	2235	2359	2482	2606
56	17,050	418	554	690	826	961	1097	1233	1368	1504	1640	1776	1911	2047	2183	2318	2454	2590	2725	2861
58	17,825	458	606	754	903	1051	1199	1348	1496	1645	1793	1941	2090	2238	2387	2535	2683	2832	2980	3128
60	18,600	498	660	822	983	1145	1307	1468	1630	1791	1953	2115	2276	2438	2600	2761	2923	3084	3246	3408
63	19,375	541	716	892	1067	1243	1418	1594	1769	1944	2120	2295	2471	2646	2822	2997	3173	3348	3523	3699
66	20,150	585	775	965	1155	1345	1534	1724	1914	2104	2294	2483	2673	2863	3053	3243	3433	3622	3812	4002
69	20,925	631	836	1041	1246	1450	1655	1860	2065	2269	2474	2679	2884	3088	3293	3498	3703	3908	4112	4317
71	21,700	679	899	1120	1340	1560	1781	2001	2221	2441	2662	2882	3102	3322	3543	3763	3983	4203	4424	4644

Wartość podana w typoszerzegu jest to przybliżona pojemność użytkowa zbiornika w [m³].
Dokładna pojemność użytkowa określana jest po wybraniu technologii wykonania i dokładnych parametrów zbiornika.

Pojemność zbiornika wylicza się dla jego czynnej wysokości. Natomiast do wysokości wlicza się przestrzeń przeciwpożarową (ok. 2 m) oraz przestrzeń na wymianę powietrza. Maksymalna całkowita wysokość zbiornika nie powinna przekraczać 15 m. Zagłębienie zbiornika w terenie zależy od miejsca lokalizacji zbiornika, jego wielkości i ukształtowania terenu. Jeżeli zbiornik znajduje się na terenie zakładu, to jego zagłębienie nie powinno przekroczyć 7 m. Natomiast zbiorników sieciowych zlokalizowanych na wzgórzach nie zagłębia się.

Każdy zbiornik powinien być wyposażony w [Miltom]:

- kominki wentylacyjne (czerpnie powietrza),
- króćce wentylacyjne (do podłączenia wentylacji),
- właz/włazy rewizyjne z filtrem uniemożliwiającym dostanie się większych części stałych i owadów,
- rurociąg zasilający i ssawny,
- rurociągi przelewowy i spustowy, a w przypadku większej liczby zbiorników również rurociąg przerzutowy.

Zbiorniki są wykonywane na indywidualne zamówienie bądź można je zamówić z typoszeregu. Przykładowy typoszereg przedstawiono w tabeli 33.

11. Dobór rurociągów do transportu wody

Obliczenia hydrauliczne rurociągów polegają na wyznaczeniu: średnicy rur, rzeczywistej prędkości przepływu oraz spadku hydraulicznego. Przeprowadza się je dla poszczególnych odcinków sieci, między węzłami, na podstawie uprzednio określonego przepływu. Obliczenia prowadzi się przy założeniu warunków ruchu ustalonego i jednostajnego (tzn. przy założeniu, że natężenie przepływu, spadek hydrauliczny, średnica i chropowatość ścian rurociągu nie zmieniają się na danym odcinku przewodu).

Średnice rurociągów należy wyznaczać z dopuszczalnych prędkości przepływu wody zależnych od charakterystyki domieszek wody. Najczęściej prędkość przepływu wody w rurociągach mieści się w zakresie 0,8–1,5 m/s. W tabeli 34 zestawiono stosowane prędkości przepływu wody w rurociągach łączących różne urządzenia.

Tabela 34. Zestawienie prędkości przepływu wody w rurociągach [Kowal i in. 1998]

Numer odcinka	Nazwa odcinka	Prędkość przepływu [m/s]
1	dopływ wody do ZOW	0,8–1,2
2	dopływ wody do mieszacza szybkiego	1,0–1,2
3	dopływ wody do mieszacza wolnego	0,8–1,0
4	dopływ wody do osadnika	≤0,6
5	odpływ wody z osadników	0,8–1,2
6	dopływ wody na filtry	0,8–1,2
7	dopływ wody na filtry po koagulacji*	≤0,6
8	odprowadzenie filtratu	1,0–1,5
9	dopływ wody płuczającej	2,0–2,5
10	odpływ popłuczyn w rurociągu	2,0–2,5
11	woda czysta w sieci wodociągowej	1,0–1,2

* w sytuacji realizacji koagulacji powierzchniowej.

11.1. Parametry projektowe

Podstawowym równaniem do obliczania natężeń przepływu (Q) jest równanie ciągłości:

$$Q = FV, \quad \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (11.1)$$

$$F = \frac{\pi d^2}{4}, \quad \text{m} \quad (11.2)$$

Dla przekroju kołowego:

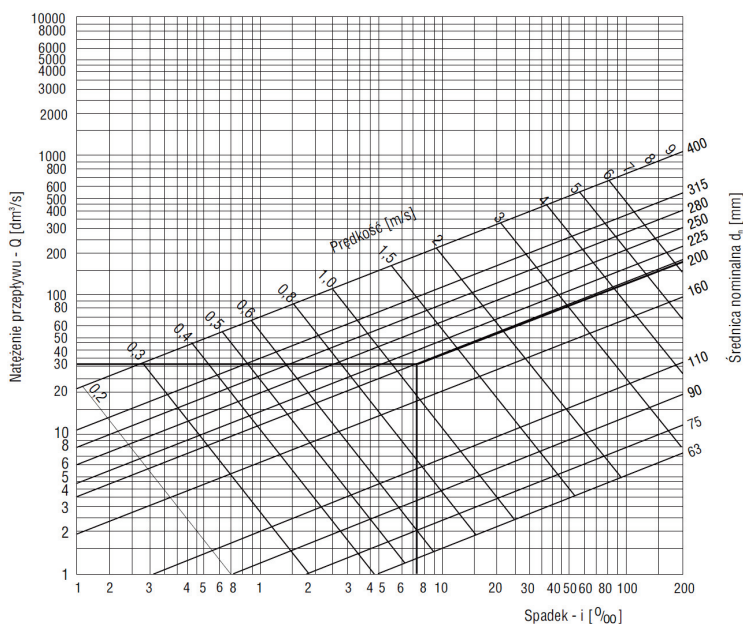
$$Q = \frac{\pi d^2 V}{4}, \quad \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad (11.3)$$

gdzie: Q – obliczeniowe natężenie przepływu, m^3/s , F – powierzchnia przekroju, m^2 , V – zalecana prędkość przepływu, m/s , d – wewnętrzna średnica rurociągu, m .

Zatem obliczeniowa średnica rurociągu (d) jest równa:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{V\pi}}, \quad \text{m} \quad (11.4)$$

Do określania rzeczywistej średnicy rurociągów można posługiwać się nomogramem Colebrooka–White’a. Na rysunku 64 przedstawiono przykładowy nomogram doboru parametrów hydraulicznych dla rur ciśnieniowych z PVC.



Rys. 64. Przykładowy nomogram doboru parametrów hydraulicznych dla rur ciśnieniowych z PVC (producent: Pipelife) o średnicach nominalnych 63–400 mm, PN 10, chropowatości $k = 0,1 \text{ mm}$ i temperaturze wody $t = 10^\circ \text{C}$ według wzoru Colebrooka–White’a

Istnieje również możliwość określania rzeczywistej średnicy rurociągów za pomocą oprogramowania udostępnianego przez producentów rur. Oprogramowanie zazwyczaj jest dostępne nieodpłatnie na stronach internetowych producentów. Przykładowy program producenta Pipelife został przedstawiony na rysunku 65.

Rys. 65. Przykładowy program do doboru rur według zadanych parametrów [Pipelife]

11.2. Przykład obliczeniowy – dobór rurociągów

Należy dobrać średnicę rurociągu doprowadzającego wodę płuczącą do filtra w zakładzie oczyszczania wody, wiedząc, że przepływ wody płuczącej wynosi 0,177 m³/s. Na podstawie tabeli 31 prędkość przepływu wody płuczącej mieści się w zakresie 2,0–2,5 m/s. Zatem:

$$Q_{\text{płuk.}} = 0,177 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V_{\text{zał}} = 2,2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V = \frac{Q}{F} = \frac{4Q}{\pi d^2}$$

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{V\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0177 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{2,2 \frac{\text{m}}{\text{s}} \pi}} \cong 0,32 \text{ m}$$

Na podstawie nomogramu Colbrooka–White’a (rys. 64) dobrano rurociąg PVC o średnicy nominalnej 315 mm. Dla tak dobranej średnicy:

$$V_{rz} = \frac{4Q}{\pi d_{\text{nom}}^2} = \frac{4 \cdot 0,0177 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi (0,315 \text{ m})^2} \cong 2,27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

12. Gospodarka ściekami i osadami powstającymi podczas oczyszczania wody

W trakcie oczyszczania wody powstają określone ilości ścieków i osadów zawierających usunięte z wody zanieczyszczenia oraz reszty dawkowanych reagentów. Ilość oraz skład fizyczno-chemiczny i biologiczny ścieków i osadów powstających w zakładzie oczyszczania wody są różne i zależą od ilości oraz poziomu zanieczyszczenia oczyszczanej wody, stopnia usunięcia z niej zanieczyszczeń, rodzaju i dawki stosowanych chemikaliów oraz od zawartości tych reagentów w suchej masie osadów. Najwięcej ich powstaje z płukania filtrów i usuwania osadów z osadników. Uznaje się, że średnia łączna ilość ścieków i osadów wynosi 5–10% objętości oczyszczanej wody, przy czym objętościowo dominują popłuczyny. Ilość wody zużywanej na płukanie filtrów zależy od rodzaju złoża filtracyjnego, sposobu płukania oraz od długości cyklu. Objętość osadów pokoagulacyjnych usuwanych z osadników zależy zarówno od stopnia zagęszczenia osadów, jak i od częstotliwości oraz sposobu ich odprowadzania z osadników.

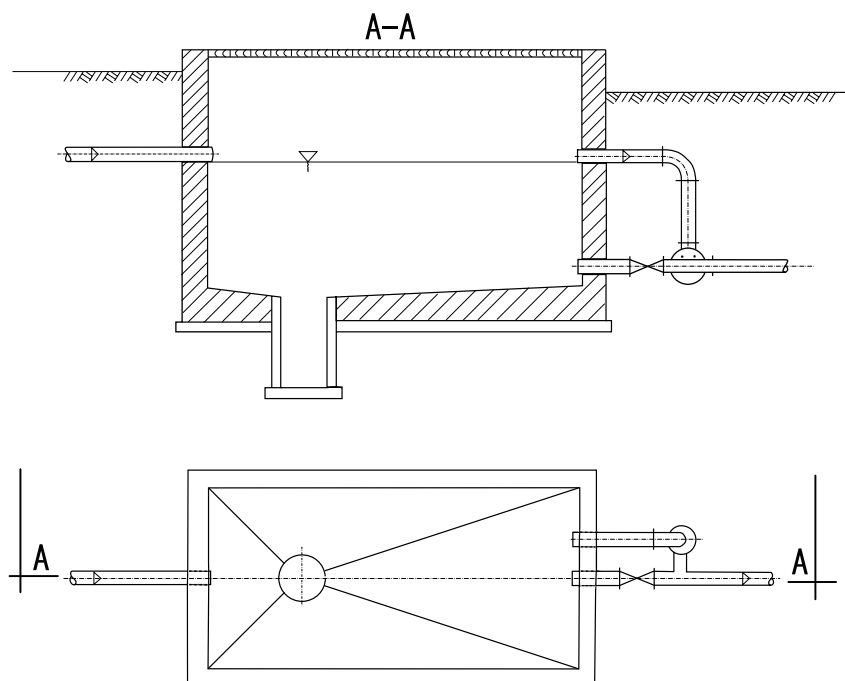
Popłuczyny, osady oraz inne ścieki należą do grupy odpadów nieorganicznych. Są to układy polidispersyjne, dwufazowe: woda–cząstki stałe, w których fazę stałą stanowią cząstki frakcji koloidalnej oraz makrocząsteczki o różnym powinowactwie do wody. W osadach pokoagulacyjnych obecne są przede wszystkim amorficzne struktury cząstek stałych zawierające produkty hydrolizy kationów stosowanych koagulantów, zdestabilizowane zanieczyszczenia koloidalne, współstrącone z nimi inne składniki oczyszczanej wody, krzemionką oraz – jeśli były stosowane – wytrącone substancje wspomagające koagulację.

Popłuczyny oraz osady powstające w zakładach uzdatniania wody o takiej samej jakości i z tymi samymi reagentami w zasadzie nie różnią się składem. Podstawowa różnica polega na różnej zawartości substancji stałych. Uwodnienie popłuczyn wynosi ok. 99,9%, natomiast osadów zależy od rodzaju osadnika i częstotliwości usuwania osadu. Uwodnienie osadów odprowadzanych w sposób ciągły z osadników wynosi ok. 99,6%, a z klarowników 96,0–98,0% [Kowal i in. 1998]

Celem gospodarki ściekowo-osadowej jest maksymalne zmniejszenie objętości osadów i popłuczyn oraz zagospodarowanie wydzielonej cieczy nadosadowej w sposób bezpieczny dla środowiska. Zmniejszenie objętości tych odpadów zachodzi w wyniku

rozdziłu fazy stałej i ciekłej oraz odprowadzenia wydzielonej wody z układu. Rozdział faz zachodzi dzięki następującym po sobie procesom: zagęszczania, odwadniania i suszenia. Najbardziej powszechna metoda unieszkodliwiania osadów to ich grawitacyjne zagęszczanie. Jest ono spowodowane działaniem siły grawitacji i polega na samoistnym opadaniu cząstek stałych. Zagęszczanie można prowadzić w sposób okresowy lub ciągły w odstojnikach. Są to odkryte, nieprzepływowe, żelbetonowe urządzenia do sedymentacji o głębokości 2–3 m. Objętość odstojników projektuje się na jednodobową objętość popłuczyn i osadów, ponieważ czas przejścia sedymentacji w zagęszczanie wynosi od kilku do kilkunastu godzin. Konstrukcja odstojnika powinna zapewnić spływanie zagęszczonego osadu do leja osadowego, tak aby możliwe było jego okresowe odprowadzanie.

Po zagęszczaniu osadów ciecz nadosadowa jest dekantowana i odprowadzana do kanalizacji lub zawracana na początek układu technologicznego wody. Istnieje również możliwość wykorzystania jej na niektóre potrzeby własne zakładu oczyszczania wody, np. do nawadniania zieleni, płukania urządzeń do przeróbki osadów itp. Natomiast zagęszczony osad odprowadzany jest na laguny lub poletka (gdzie zachodzi suszenie osadu), z których jest usuwany okresowo. Osad może być także odwadniany przy użyciu urządzeń do mechanicznego odwadniania (wirówki, prasy filtracyjne). Schemat odstojnika popłuczyn przedstawiono na rysunku 66.



Rys. 66. Odstojnik popłuczyn

12.1. Parametry projektowe

Pojemność użytkową odстойnika popłuczyn (V_p) określa wzór [Zakład Projektowania Wodociągów i Kanalizacji Olsztyn, 2009; BGWprojekt, 2011; Dylągówka 2007]:

$$V_p = V_w + V_f + V_o, \quad \text{m}^3 \quad (12.1)$$

gdzie: V_w – pojemność równa objętości wody użytej do jednorazowego płukania filtrów, m^3 , V_f – pojemność równa objętości pierwszego filtratu z oczyszczonych filtrów, wprowadzona do odстойnika, m^3 , V_o – objętość osadów powstałych podczas sedymentacji (z osadników lub klarowników), m^3 .

Pojemność równą ilości wody użytej do jednorazowego płukania filtrów (V_w) oblicza się na podstawie wzoru:

$$V_w = \frac{F I_{pl} t_p \cdot 60}{1000}, \quad \text{m}^3 \quad (12.2)$$

gdzie: F – powierzchnia filtracyjna filtrów, m^2 , I_{pl} – intensywność płukania, $\text{dm}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$, t_p – czas płukania, min.

Pojemność równą objętości pierwszego filtratu z oczyszczonych filtrów (V_f) wyznacza się ze wzoru:

$$V_f = \frac{q t_s \cdot 60}{1000}, \quad \text{m}^3 \quad (12.3)$$

gdzie: q – wydajność pomp pobierających wodę z ujęcia, dm^3/s , t_s – czas spustu pierwszego filtratu do kanalizacji, min.

Objętość osadów po sedymentacji (V_o) określa (dla osadników) wzór:

$$V_o = \frac{Q(c_o - c)T_e}{\rho}, \quad \text{m}^3 \quad (12.4)$$

gdzie: V_o – objętość osadów, m^3 , Q – objętość dopływającej wody w jednostce czasu, m^3/h , T_e – czas między kolejnym usuwaniem osadu z osadnika, h ($T_e \geq 8$ h, zwykle: $T_e = 24$ h), c_o , c – stężenie zawiesin w dopływie i odpływie z osadnika, g/m^3 , ρ – stężenie osadów w strefie osadowej, g/m^3 (należy przyjmować $30\,000 \text{ g}/\text{m}^3$ przy zawartości zawiesin w dopływie do osadnika do $100 \text{ g}/\text{m}^3$).

Stężenie zawiesin po koagulacji w wodzie dopływającej do osadnika określa wzór:

$$c_o = c_z + K D + 0,25 B + N, \quad \frac{\text{g}}{\text{m}^3} \quad (12.5)$$

gdzie: c_z – stężenie zawiesin w wodzie surowej, g/m^3 , K – współczynnik (dla siarczanu glinu $K = 0,55$, dla zanieczyszczonego siarczany glinu $K = 1$, dla chlorku i siarczany żelaza(III) $K = 0,8$), D – dawka koagulantu, g/m^3 , B – barwa wody, g Pt/m^3 , N – ilość nierozpuszczalnych związków w reagentie dodawanym do wody w przeliczeniu na g/m^3 , ($N = 0$).

Dla klarowników objętość osadu nadmiernego wyznacza się z zależności:

$$Q_{os} = \frac{(1 - K_r)Q}{2}, \quad \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \quad (12.6)$$

gdzie K_r – współczynnik uwzględniający rozcieńczenie usuwanego osadu ($K_r = 1,2$).

Objętość zagęszczonych osadów oblicza się z zależności:

$$V_{zos} = V_p \frac{100 - u_0}{100 - u_k}$$

gdzie: u_0 – uwodnienie początkowe osadów, u_k – uwodnienie końcowe osadów.

12.2. Przykład obliczeniowy – gospodarka ściekowo-osadowa

Należy zaprojektować odстойnik popłuczyn w zakładzie oczyszczania wody. Na podstawie wcześniejszych obliczeń przyjęto w zakładzie 4 filtry, każdy o powierzchni filtracyjnej 2 m^2 , intensywności płukania $15,0 \text{ dm}^3/\text{sm}^2$; czas płukania 5 min. Wiadomo również, że woda surowa zawiera zawiesiny w ilości 10 g/m^3 . Wydajność zakładu wynosi $500 \text{ m}^3/\text{h}$.

Na podstawie wzoru (12.2) obliczono pojemność równą objętości wody użytej do jednorazowego płukania filtrów:

$$V_w = \frac{8 \cdot 15,0 \cdot 5 \cdot 60}{1000} = 36 \text{ m}^3$$

Zakładając wydajność pompowni I° równą $11,1 \text{ dm}^3/\text{s}$ i czas spustu pierwszego filtratu do kanalizacji równy 5 min, ze wzoru (12.3) obliczono pojemność równą objętości pierwszego filtratu z oczyszczonych filtrów:

$$V_f = \frac{11,1 \cdot 5 \cdot 60}{1000} = 3,33 \text{ m}^3$$

Natomiast objętość osadów z osadników wyniesie:

$$V_o = \frac{500 \cdot (61,5 - 10) \cdot 24}{30\,000} = 20,6 \text{ m}^3$$

$$c_o = 10 + 44 \cdot 1 + 0,25 \cdot 30 + 0 = 61,5 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}$$

Zatem pojemność użytkowa odстойnika, wyznaczona według wzoru (12.1), wyniesie:

$$V_p = 36 + 3,33 + 20,6 = 59,9 \text{ m}^3$$

Ze względu na cykl pracy odстойników, należy przyjmować co najmniej 2 urządzenia, każde o pojemności użytkowej wyznaczonej w oparciu o wzór (12.1). Przyjęto zatem dwa odстойniki o pojemności czynnej 60 m^3 i wymiarach wewnętrznych: szerokość 3 m, długość 10 m, głębokość 2 m. Ciecz nadosadowa po sklarowaniu (czas klarowania: 24 h) będzie wypompowywana do kanalizacji pompą zatapianą do ścieków typu KP 150 firmy Grundfos lub zbliżoną. Natomiast osad zgromadzony w odстойniku będzie okresowo wybierany.

Objętość zagęszczonego osadu wyniesie:

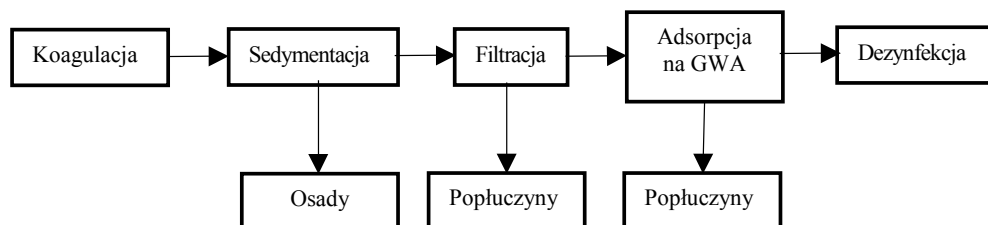
$$V_{zos} = 59,9 \frac{100 - 99,6}{100 - 95} = 4,8 \text{ m}^3$$

Osad zagęszczony o objętości $4,8 \text{ m}^3$ zostanie poddany odwadnianiu na prasach filtracyjnych.

13. Rzeczywista wydajność zakładu

Rzeczywista wydajność zakładu jest mniejsza niż ilość ujmowanej i oczyszczanej wody, co wynika ze zużycia części ujmowanej/oczyszczonej wody na poprawną eksploatację jednostkowych procesów oczyszczania wody.

Ilość wody zużywanej na potrzeby własne (lub traconej wody) zależy więc od rodzaju stosowanych procesów jednostkowych. W układach oczyszczania wody powierzchniowej największe (i znaczące w aspekcie kosztów) ilości wody są zużywane do płukania filtrów, a ilość wody w postaci usuwanych osadów pokoagulacyjnych jest znacznie mniejsza (rys. 67).



Rys. 67. Schemat miejsc powstawania osadów/ścieków w układzie oczyszczania wody powierzchniowej

Ilość powstających popłuczyn zależy przede wszystkim od częstotliwości płukania filtrów, która z kolei wynika z poziomu zanieczyszczenia wody poddawanej filtracji. Dlatego znacznie częściej płukane są filtry ze złożem piaskowym, a rzadko filtry ze złożem z węgla aktywnego.

Kolejny parametr decydujący o ilości powstających popłuczyn to natężenie przepływu wody płuczacej, które jest większe w przypadku filtrów ze złożem piaskowym i małe w przypadku złożów z węgla aktywnego.

Dobową objętość popłuczyn oblicza się ze wzoru [Kowal i in. 1998]:

$$V_{pt} = I_{pt} \Sigma F t n \quad (13.1)$$

gdzie: I_{pt} – intensywność płukania, $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$, ΣF – całkowita powierzchnia filtracyjna, m^2 , t – czas płukania, h , n – częstotliwości płukania, $1/\text{d}$.

Popłuczyny najczęściej poddawane są zagęszczaniu w odstojnikach, a następnie suszone na poletkach osadowych lub odwadniane mechanicznie. Wraz z popłuczynami odprowadzany jest również pierwszy filtrat, którego objętość wyznacza się ze wzoru:

$$V_f = \frac{qt_s \cdot 60}{1000}, \text{ m}^3 \quad (13.2)$$

gdzie: q – wydajność pomp pobierających wodę z ujęcia, dm^3/s , t_s – czas spustu pierwszego filtratu do kanalizacji, min.

Natomiast ciecz nadosadową można po podczyszczeniu zawrócić na początek układu technologicznego lub odprowadzić bezpośrednio do kanalizacji. Podczyszczanie i ponowne wprowadzenie wody do układu może zmniejszyć straty wody w zakładzie. Rozwiązanie to rzadko jest stosowane w praktyce z uwagi na koszty podczyszczania zawracanej wody.

Natomiast ilość osadów, powstających w procesie koagulacji i sedymentacji, zależy przede wszystkim od poziomu zanieczyszczenia oczyszczanej wody. O ilości i rodzaju powstających osadów współdecydują bowiem ilość i rodzaj zawiesin oraz dawka i rodzaj stosowanego koagulantu.

Dobową objętość osadów gromadzonych w osadnikach można obliczyć ze wzoru:

$$V_{os} = \frac{Q(C_o - C)24}{\delta}, \text{ m}^3 \quad (13.3)$$

gdzie: Q – wydajność zakładu oczyszczania wody, m^3/h , C_o – stężenia zawiesin w wodzie dopływającej do osadników, g/m^3 , C – stężenia zawiesin w odpływie z osadnika, g/m^3 , δ – stężenia odprowadzanego osadu, g/m^3 , 24 – czas gromadzenia osadów, h/d.

Rzeczywistą wydajność zakładu można natomiast obliczyć z zależności:

$$Q_{rz} = Q_{nom} - V_{pl} - V_{os} - V_f, \text{ m}^3 \quad (13.4)$$

gdzie: Q_{rz} – rzeczywista wydajność zakładu, m^3/d , Q_{nom} – nominalna wydajność zakładu, m^3/d , V_{pl} – dobowa objętość popłuczyn, m^3/d , V_{os} – dobowa objętość osadów pokogulacyjnych, m^3/d , V_f – objętość pierwszego filtratu odprowadzana wraz z popłuczynami, m^3/d .

13.1. Obliczenia rzeczywistej wydajności zakładu oczyszczania wody

Należy obliczyć rzeczywistą wydajność zakładu o wydajności nominalnej $10\,000 \text{ m}^3/\text{d}$, w którym woda, o stężeniu zawiesin po koagulacji $c_0 = 170 \text{ g}/\text{m}^3$, oczyszczana jest w procesach: koagulacji, sedymentacji, filtracji, adsorpcji na GWA i dezynfekcji. Filtry ze złożem piaskowym są płukane wodą jeden raz na dobę, a stosowana intensywność

płukania wynosi $15 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, czas płukania wynosi 6 minut. Powierzchnia filtrów ze złożem piaskowym i z GWA wynosi po 60 m^2 . Filtry adsorpcyjne płukane są jeden raz na 14 d, a intensywność płukania wodą wynosi $7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$. Pierwszy filtrat odprowadzany jest z natężeniem $11,1 \text{ m}^3/\text{s}$ przez 5 minut. W zakładzie eksploatowane są 4 osadniki o przepływie poziomym:

Rzeczywista wydajność zakładu:

$$Q_{rz} = Q - V_{pl} - V_{os} - V_f$$

$$V_{pl} = V_{plp} + V_{plw}$$

$$V_{plp} = 15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \cdot 60 \cdot 0,1 \cdot 1 = 90,0 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$V_{plw} = 7 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \cdot 60 \cdot 0,1 \cdot \frac{1}{14} = 3,0 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$V_{pl} = V_{plp} + V_{plw} = 90,0 + 3,0 = 93 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$V_f = \frac{11,1 \cdot 5 \cdot 60}{1000} = 3,33 \text{ m}^3$$

$$V_{os} = \frac{416,7 \cdot (170 - 10) \cdot 24}{30\,000} = 53,3 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

$$Q_{rz} = 10\,000 - 93,0 - 53,3 - 3,3 = 9850,4 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

14. Wytyczne do rysunków

Rysunki wykonuje się zgodnie ze sztuką rysunku technicznego za pomocą odpowiedniego programu graficznego. Najpopularniejszym programem do projektowania obiektów z zakresu technologii oczyszczania wody jest AUTO-CAD. Rzadziej wykorzystywane oprogramowanie to Draft Sight, ZWCAD.

14.1. Plan sytuacyjny

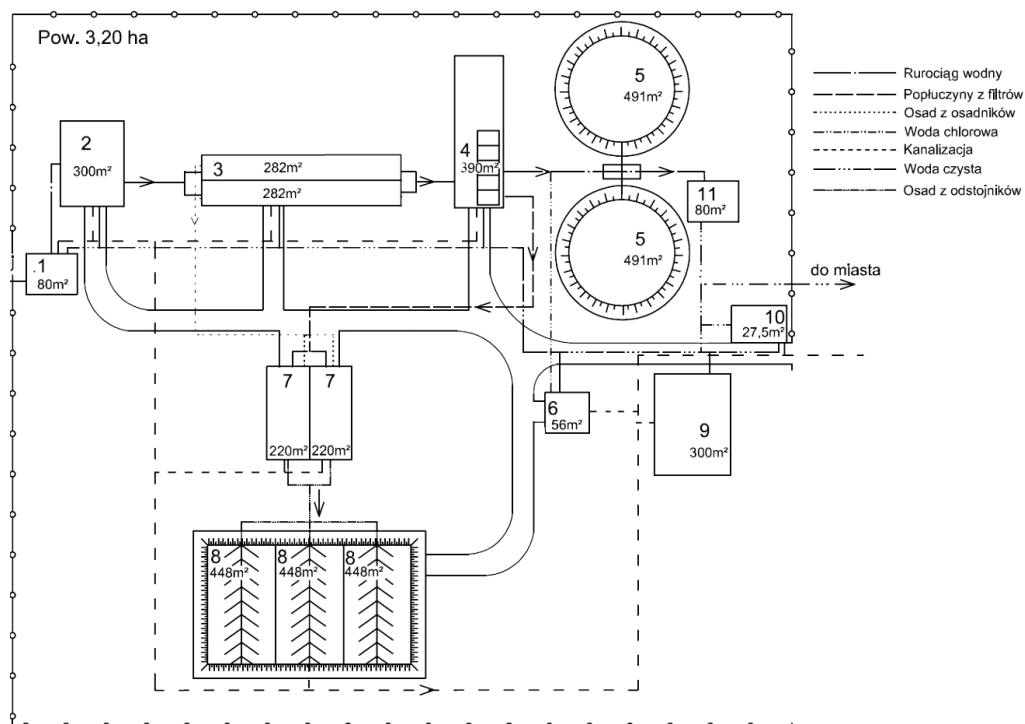
Najczęściej wykonuje się go w skali 1:500 i obejmuje on wszystkie obiekty na terenie zakładu, zarówno bezpośrednio związane z technologią oczyszczania wody, gospodarką wodno-ściekową, jak również monitoringiem i zarządzaniem. Granicę rysunku stanowi ogrodzenie terenu zakładu. Wśród obiektów związanych z oczyszczaniem wody znajdują się:

- budynek chemiczny, w którym zlokalizowane są urządzenia do mieszania wody, magazyn i instalacja do dawkowania koagulantu oraz magazyn i instalacja do dawkowania alkaliów,
- hala osadników/osadników kontaktowych, przy czym w miarę możliwości całe osadniki znajdują się w budynkach; w przypadku osadników o przepływie poziomym zadane mogą być dopływ i odpływ wody, a pozostała część znajduje się pod ziemią,
- hala filtrów, w sytuacji stosowania dwustopniowej filtracji wszystkie znajdują się w jednym budynku,
- zbiorniki wody czystej – obiekty powinny być zakryte i wyposażone w wentylację; zakłada się, że maksymalne zagłębienie zbiorników nie powinno przekraczać 7 m,
- chlorownia – w budynku znajdują się: chloratory, instalacja do dechloracji, wagi i instalacja dawkowania dezynfektanta; w przypadku małego zużycia chloru (do 4 kg/d) w budynku chlorowni może znajdować się również magazyn chloru.

W zakresie gospodarki wodno-ściekowej na terenie zakładu znajdują się:

- odстойniki, w których gromadzone są popłuczyny i osady pokoagulacyjne,
- poletka osadowe/laguny lub instalacje do odwadniania osadów.

Dodatkowo na terenie zakładu znajdują się obiekty towarzyszące, które mogą być zlokalizowane w jednym budynku lub kilku oddzielnych, tj. laboratorium, dyspozytornia, biura, warsztat. Na terenie zakładu lub tuż przed nim znajduje się parking, a drogi wewnętrzne umożliwiają dojazd do każdego z budynków. Przykładowy plan sytuacyjny zakładu oczyszczania wody powierzchniowej przedstawia rysunek 68.



Rys. 68. Przykładowy plan sytuacyjny zakładu oczyszczania wody powierzchniowej:

- 1 – pompownia I, 2 – budynek chemiczny, 3 – osadniki o przepływie poziomym, 4 – hala filtrów, 5 – zbiorniki wody czystej, 6 – chlorownia i magazyny chloru, 7 – odстойniki popłuczyn i osadów, 8 – laguny osadowe, 9 – pomieszczenie socjalno-administracyjne, 10 – portiernia, 11 – pompownia II

14.2. Przekrój przez układ technologiczny

Rysunek ten wykonuje się w skazonej skali $1: \frac{100}{500}$ stanowi przekrój przez urządzenie do oczyszczania wody. Konstruowany jest przez rozwinięcie przepływu wody głównym rurociągiem po najdłuższej drodze przepływu wody (najbardziej oddalone urządzenia). Poniżej rysunku zamieszcza się tabelę, w której prezentowane są następujące informacje: rzędna terenu, rzędna zwierciadła wody/ciśnienie w rurociągu,

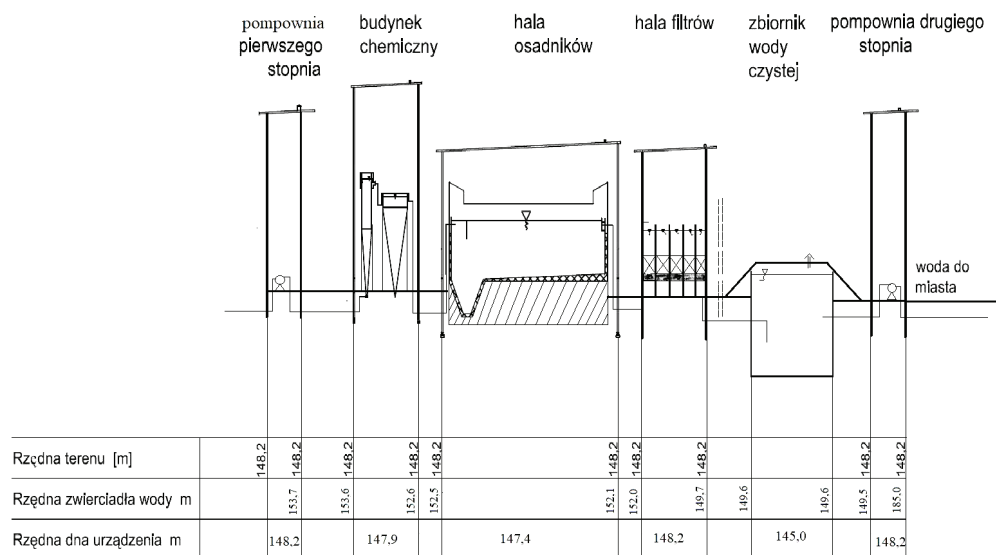
rzędna rurociągu, odległość, czasami również prędkość przepływu wody w rurociągach pomiędzy obiektami. Podczas konstruowania przekroju należy uwzględnić straty ciśnienia w kolejnych urządzeniach, zgodnie z zasadami:

- każda przegroda, przez którą przepływa woda, stanowi stratę ciśnienia 0,2 m słupa H_2O ,
- ciśnienie wylotowe: 0,2–0,4 m słupa H_2O ,
- strata w filtrach grawitacyjnych: ok. 1,5 m H_2O/m złoża; w przypadku filtrów ciśnieniowych: 3 m H_2O/m złoża,
- straty liniowe: 2‰.

Inne zalecenia:

- objętość komory czerpalnej przy pompowni powinna odpowiadać 20–30 minutom przetrzymania w niej wody,
- zbiorniki wody czystej są przykryte i wyposażone w wentylację, każdy jest wolno stojącym obiektem; posiadają one wspólną komorę zasuw, w której zlokalizowane są rurociągi i zasuwu umożliwiające doprowadzenie i odprowadzenie wody do każdego ze zbiorników, jak również bezpośredni przepływ wody do sieci wodociągowej. Pojemność użytkowa tych urządzeń powinna wynosić od 30 do 50% wydajności zakładu oczyszczania wody. Natomiast głębokość użytkowa zbiorników wynosi od 3 do 10 m.
- rurociągi pomiędzy budynkami powinny być prowadzone poniżej strefy przemarzania (w zakresie 1,0–1,5 m).

Przykładowy przekrój przez układ technologiczny oczyszczania wody przedstawia rysunek 69.



Rys. 69. Przykładowy przekrój przez układ technologiczny oczyszczania wody

14.3. Rysunki szczegółowe

Rysunki szczegółowe wykonuje się w skali 1:50 i przygotowuje się dla poszczególnych budynków. W celu przedstawienia wszystkich szczegółów wykonuje się dwa lub trzy rzuty każdego obiektu: widok z góry oraz przekroje, pionowy i poziomy. Rysunki szczegółowe mają na celu precyzyjną prezentację rozmieszczenia poszczególnych elementów znajdujących się w budynku. Podczas rozmieszczania poszczególnych urządzeń obowiązują poniższe zasady:

- komory szybkiego i wolnego mieszania są urządzeniami wolnostojącymi (nie mają wspólnych ścian), chyba że są zintegrowane z osadnikami,
- mieszacze statyczne montuje się w rurociągu,
- osadniki o przepływie pionowym i akcelatory są urządzeniami wolnostojącymi; Natomiast osadniki o przepływie poziomym i klarowniki mają wspólne (podwójne) ściany, tak aby zajmowały jak najmniejszą powierzchnię,
- filtry rozmieszczane są do 5 sztuk w jednym rzędzie, a powyżej tej liczby symetrycznie w dwóch rzędach; filtry grawitacyjne przylegają jeden do drugiego (podwójna ściana), natomiast filtry ciśnieniowe są urządzeniami wolno stojącymi,
- zbiorniki wody czystej są przykryte i wyposażone w wentylację, każdy jest wolno stojącym obiektem, posiadają one wspólną komorę zasuw, w której zlokalizowane są rurociągi i zasuwy umożliwiające doprowadzenie i odprowadzenie wody do każdego ze zbiorników, jak również bezpośredni przepływ wody do sieci wodociągowej. Pojemność użytkowa tych urządzeń powinna wynosić od 30 do 50% wydajności zakładu oczyszczania wody. Natomiast głębokość użytkowa zbiorników wynosi od 3 do 10 m.
- rurociągi między urządzeniami i inne związane z eksploatacją prowadzone są najczęściej w kanałach o szerokości odpowiadającej sumie średnic wszystkich rurociągów + 2 m; w kanałach unika się prowadzenia rurociągów jeden nad drugim.

Bibliografia

- AQUAGRAN, Materiały promocyjne, https://www.aces.pl/47,aquagran_piaski_i_zwiry_filtracyjne_suche
- BGWprojekt, 2011, Budowa stacji uzdatniania wody z infrastrukturą m. Kolesin gmina Babimost.
- Biłozor S., Dąbrowska A., Raczyk-Stanisławiak U., Świetlik J., Nawrocki J., 2001, *Wpływ parametrów ozonowania wody podziemnej na charakterystykę substancji organicznych i powstawanie produktów ubocznych*, Ochrona Środowiska, 3, 37–40.
- Biuro Usług Projektowych ABACUS, 2012, Projekt budowlany modernizacji i przebudowy basenu zewnętrznego: basen kąpielowy zewnętrzny przy ZLU „GRYF”.
- DREM-EKO, Zestawy dozujące, <http://dremeko.pl/28/zestawy-dozujace>
- Dylągówka, 2007, Projekt stacji wodociągowej w miejscowości Dylągówka.
- Dynamic Filter, Materiały promocyjne, http://www.dynamikfiltr.pl/pl_19.html
- Ecopol, Materiały promocyjne, <https://www.ecopol.pl/>
- EKO-Technika, Materiały reklamowe, <http://www.dezynfekcja.uw.edu.pl>
- Eko-woda, Materiały promocyjne, <http://ewf.net.pl/kategoria/filtry-weglowe-do-wody/Filtralite>, Materiały udostępnione.
- Grundfos a, Oxiperm Pro OCD-162, <https://net.grundfos.com/App/ccmsservices/public/literature/filedata/Grundfosliterature-5266659.pdf>
- Grundfos b, Pompy dozujące, sterowanie, pomiar oraz systemy dezynfekcji. Wszelkie rozwiązania do zastosowań w przemyśle, gospodarce komunalnej i budownictwie.
- Gryfskand, Materiały udostępnione.
- Heidrich Z., 1987, *Urządzenia do uzdatniania wody. Zasady projektowania i przykłady obliczeń*, Warszawa.
- IWAKI, Chloratory IWAKI, <https://mcc.net.pl/produkty-mobile/techniki-dozowania/chloratory.raw?task=download&fid=544>
- Kemipol, Karty charakterystyk siarczynu i Kemira PAX XL 60, <http://www.kemipol.com.pl/>
- Kowal A.L., Maćkiewicz J., Świdorska-Bróż M., 1998, *Podstawy projektowe systemów oczyszczania wód*, wyd. III, Wrocław.
- Kowal A.L., Świdorska-Bróż M., 2007, *Oczyszczanie wody*, PWN, Warszawa.
- Krystek J., 2018, *Ochrona środowiska dla inżynierów*, PWN.
- MIKSTECH, Mieszacze statyczne, <https://www.mieszacze.pl/oferta/>
- Miltom, Zbiorniki na wodę pitną, <https://www.miltom.com.pl/oferta-zbiorniki-stalowe-pompy-zbiorniki-na-wode-pitna/>
- Montusiewicz A., Anasiewicz-Sompor E., 1992, *Projektowanie stacji uzdatniania wody i oczyszczalni ścieków*. Materiały pomocnicze do ćwiczeń projektowych, red. L. Pawłowski, Lublin.
- Nawrocki J., 2010, *Uzdatnianie wody: procesy fizyczne, chemiczne i biologiczne*, cz. 1, wyd. II, Warszawa.
- Niltech, Szczelinowe drenaże rurowe, <http://niltech.pl/produkt/szczelinowe-drenaze-rurowe/>
- Pipelife Polska S.A., Oprogramowanie do doboru rurociągów – „Projektowanie instalacji ciśnieniowych Aqua Life V2.07”.

- Probiko, Materiały firmy, <http://www.probiko-aqua.pl/drenaze/>
- Promat, Materiały firmy, <http://www.promat-woda.pl/dysze-filtracyjne-uzdatnianie-wody.html>
- Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 7 grudnia 2017 r. w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi.
- Sarbak Z., 2000, *Adsorpcja i adsorbenty*, Wyd. Nauk. UAM, Poznań.
- Sharpless Ch.M., Linden K.G., 2003, *Experimental and model comparisons of low-and medium-pressure Hg lamps for the direct and H₂O₂ assisted UV photodegradation of N-nitrosodimethylamine in simulated drinking water*, Environmental Science and Technology, 9, 1933–1940.
- Świderska-Bróż M., 2010, *Czynniki współdecydujące o potencjale powstawania i rozwoju biofilmu w systemach dystrybucji wody*, Ochrona Środowiska, 3, 7–13.
- WIGO, materiały promocyjne, <https://www.wigo.pl/oferta/technologie-basenowe/filtry-basenowe-na-mediach-filtracyjnych-do-basenow-publicznych-i-prywatnych>
- Wolska M., 2017, *Effects of UV irradiation on biodegradability of natural organic matter*, Environmental Protection Engineering, 3, 239–246.
- Zakład Projektowania Wodociągów i Kanalizacji Olsztyn, 2009, Projekt budowlano-wykonawczy „Stacja uzdatniania wody ‘Surowe’”.
- Zbieć E., Dojlido J.R., 1999, *Uboczne produkty dezynfekcji*, Ochrona Środowiska, 3, 37–44.
- Zimmer J.L., Slawson R.M., 2002, *Potential repair of Escherichia coli DNA following exposure to UV radiation from both medium-and low-pressure UV sources used in drinking water treatment*, Applied and Environmental Microbiology, 7, 3293–3299.

Spis rysunków

Rys. 1.	Schemat krążenia wody w przyrodzie	8
Rys. 2.	Konwencjonalny układ oczyszczania wody powierzchniowej	14
Rys. 3.	Różne warianty układów oczyszczania wód powierzchniowych	14
Rys. 4.	Układ grawitacyjny oczyszczania wód podziemnych	15
Rys. 5.	Układ ciśnieniowy oczyszczania wód podziemnych	15
Rys. 6.	Układ mieszany oczyszczania wód podziemnych	16
Rys. 7.	Układ oczyszczania wód podziemnych z napowietrzaniem i filtracją kontaktową	16
Rys. 8.	Układ oczyszczania wód podziemnych	17
Rys. 9.	Układ oczyszczania wód podziemnych	17
Rys. 10.	Przykładowa karta charakterystyki roztworu siarczanu(VI) glinu [Kemipol]	23
Rys. 11.	Przykładowa karta charakterystyki roztworu chlorku poliglinu [Kemipol]	25
Rys. 12.	Dawkownik o stałej dawce	27
Rys. 13.	Dawkownik ciśnieniowy	27
Rys. 14.	Zbiornik magazynujący z osprzętem dawkującym substancje chemiczne [Grundfos b]	28
Rys. 15.	Schemat generatora ditlenku chloru [Grundfos a]	30
Rys. 16.	Schemat magazynu chloru	33
Rys. 17.	Nomogram równowagi węglanowo-wapniowej	39
Rys. 18.	Hydrauliczna komora szybkiego mieszania z przegrodami i przepustami	40
Rys. 19.	Stożkowa komora szybkiego mieszania	41
Rys. 20.	Schemat mieszacza statycznego [MIKSTECH]	42
Rys. 21.	Komora szybkiego mieszania z mieszadłem mechanicznym systemu Dorra	43
Rys. 22.	Komora szybkiego mieszania z mieszadłem śmigłowym	44
Rys. 23.	Schemat mieszadła typu VRG	46
Rys. 24.	Labiryntowa komora wolnego mieszania o przepływie poziomym	51
Rys. 25.	Hydrauliczna komora wolnego mieszania z wirowym ruchem wody	52
Rys. 26.	Wodoskrętna hydrauliczna komora flokulacji	53
Rys. 27.	Dwuczęściowa komora wolnego mieszania z mieszadłem mechanicznym łopatkowym o osi pionowej	54
Rys. 28.	Schemat mieszadła wolnoobrotowego typu FRF	56
Rys. 29.	Osadnik o przepływie poziomym	75
Rys. 30.	Osadnik o przepływie pionowym	78
Rys. 31.	Schemat krawędzi przelewowych w osadniku	81
Rys. 32.	Schemat krawędzi przelewowych w osadniku z wieloma przelewami	82
Rys. 33.	Schemat do obliczania wymiarów leja osadowego w osadniku poziomym	83
Rys. 34.	Schemat do obliczania rzeczywistej długości krawędzi przelewowych w osadniku pionowym	85
Rys. 35.	Schemat do obliczania wymiarów leja w osadniku pionowym	87

Rys. 36. Klarownik korytarzowy z osadem zawieszonym	91
Rys. 37. Schemat filtra grawitacyjnego	103
Rys. 38. Strefa podfiltrowa filtra grawitacyjnego z drenażem niskooporowym grzybkowym (materiały wł.)	104
Rys. 39. Charakterystyka granulometryczna złoża filtracyjnego	106
Rys. 40. Stosowane zakresy granulacji piasku w filtrach [AQUAGRAN]	108
Rys. 41. Węgłe aktywne: granulowany, formowany, ziarnisty i pylisty [Gryfskand]	110
Rys. 42. Izoplany adsorpcji [Kowal i in. 1998]	111
Rys. 43. Sposoby rozmieszczenia koryt popłuczyn [Kowal i in. 1998]	114
Rys. 44. Schemat konstrukcji filtra ciśnieniowego [Dynamic filter]	116
Rys. 45. Nomogram doboru intensywności płukania	119
Rys. 46. Kształty koryt popłuczyn	120
Rys. 47. Zależność pomiędzy czynnikiem średnicy i czynnikiem prędkości	122
Rys. 48. Drenaż płytowy na dnie filtra (materiały własne)	124
Rys. 49. Dysza grzybkowa [Promat]	124
Rys. 50. Straty ciśnienia w zależności od natężenia przepływu wody płuczającej	125
Rys. 51. Przekrój płyty drenażowej [Probiko]	125
Rys. 52. Schemat drenażowej płyty podtrzymującej [Probiko]	126
Rys. 53. Przykład drenażu rurowego: a) podłużnego, b) promienistego [Niltech]	127
Rys. 54. Drenaż wysokooporowy rurowy gwiazdzisty [Probiko]	127
Rys. 55. Przewód rozprowadzający drenażu gwiazdzistego [Promat]	128
Rys. 56. Zależność między natężeniem przepływu wody płuczającej i wielkością strat ciśnienia (dla drenażu gwiazdzistego o średnicy głównej 70 mm) [Promat]	128
Rys. 57. Schemat drenażu wodnego	132
Rys. 58. Charakterystyka granulometryczna złoża piaskowego	135
Rys. 59. Zależność czynnika średnicy od czynnika prędkości	136
Rys. 60. Zależność czynnika średnicy od czynnika prędkości	137
Rys. 61. Wykres doboru uziarnienia drugiej warstwy filtracyjnej	138
Rys. 62. Podział złoża filtracyjnego na przedziały obliczeniowe	140
Rys. 63. Zbiornik wody czystej	149
Rys. 64. Przykładowy nomogram doboru parametrów hydraulicznych dla rur ciśnieniowych z PVC (producent: Pipelife) o średnicach nominalnych 63–400 mm, PN 10, chropowatości $k = 0,1$ mm i temperaturze wody $t = 10$ °C według wzoru Colebrooka–White’a	154
Rys. 65. Przykładowy program do doboru rur według zadanych parametrów [Pipelife]	155
Rys. 66. Odstojnik popłuczyn	158
Rys. 67. Schemat miejsc powstawania osadów/ścieków w układzie oczyszczania wody powierzchniowej	163
Rys. 68. Przykładowy plan sytuacyjny zakładu oczyszczania wody powierzchniowej	168
Rys. 69. Przykładowy przekrój przez układ technologiczny oczyszczania wody	169

Spis tabel

Tabela 1.	Parametry wskaźnikowe – wymagania organoleptyczne i fizyczno-chemiczne [Rozporządzenie Ministra Zdrowia 2017]	11
Tabela 2.	Parametry wskaźnikowe – wymagania mikrobiologiczne [Rozporządzenie Ministra Zdrowia 2017]	12
Tabela 3.	Charakterystyka wybranych reagentów stosowanych w zakładach oczyszczania wody (ZOW)	20
Tabela 4.	Typoszeręg małych zbiorników magazynujących [DREM-EKO]	22
Tabela 5.	Przykładowy typoszeręg pomp dozujących substancje chemiczne [Grundfos b]	28
Tabela 6.	Przykładowy typoszeręg chloratorów firmy IWAKI [IWAKI]	29
Tabela 7.	Typoszeręg generatorów ditlenku chloru [Grundfos b]	29
Tabela 8.	Typoszeręg mieszaczy statycznych [MIKSTECH]	43
Tabela 9.	Typoszeręg mieszadeł szybkoobrotowych VRG [DREM-EKO]	46
Tabela 10.	Wymiary mieszadeł typ VRG	46
Tabela 11.	Typoszeręg mieszadeł typu FRF firmy Hilton Roy Mixing [DREM-EKO]	55
Tabela 12.	Wymiary mieszadeł typ FRF	55
Tabela 13.	Zalecane prędkości pionowego przepływu wody (V) oraz wartości współczynnika rozdziału (K) w klarowniku korytarzowym, w zależności od stężenia zawiesin w dopływie i pory roku [Montusiewicz, Anasiewicz-Sompór 1992]	91
Tabela 14.	Stężenie zawiesin w osadzie odprowadzanym z klarownika	93
Tabela 15.	Zakresy wartości WR , D_{10} i wysokości złóż filtracyjnych [Kowal i in. 2007]	107
Tabela 16.	Właściwości antracytu [Ecopol, WIGO]	109
Tabela 17.	Charakterystyka węgla aktywnych [Gryfskand]	111
Tabela 18.	Charakterystyka złoża katalitycznego z krzemionki [Dynamic Filter]	112
Tabela 19.	Parametry fizyczno-chemiczne mas katalitycznych G-1 i G-2 [Ecopol]	112
Tabela 20.	Charakterystyka złoża braunsztynowego [Dynamic Filter]	113
Tabela 21.	Zakresy prędkości filtracji [Kowal, Świsłowska-Bróz 2007]	113
Tabela 22.	Parametry pracy filtrów typu OPTIMO [Eko-Woda]	115
Tabela 23.	Wymiary typoszeręgu filtrów typu Optimo [Eko-Woda]	115
Tabela 24.	Typoszeręg filtrów ciśnieniowych DF FWP [Dynamic Filter]	116
Tabela 25.	Tabelaryczne zestawienie parametrów i -tej warstwy złoża	118
Tabela 26.	Najczęściej osiągane ekspansje złóż filtracyjnych	121
Tabela 27.	Tabelaryczne zestawienie i -tej warstwy złoża podczas płukania	123
Tabela 28.	Typoszeręg dysz typu K1/KR1 [Promat]	123
Tabela 29.	Typoszeręg przewodów rozpraszających [Promat]	128
Tabela 30.	Typoszeręg małych lamp UV [EKO-Technika]	146
Tabela 31.	Typoszeręg lamp UV z żarnikami o mocy 500 W [EKO-Technika]	146
Tabela 32.	Typoszeręg lamp DW [EKO-Technika]	146
Tabela 33.	Typoszeręg zbiorników wody czystej [Miltom]	150
Tabela 34.	Zestawienie prędkości przepływu wody w rurowodach [Kowal i in. 1998]	153

Podręcznik *Projektowanie zakładów oczyszczania wody* jest kompendium dotyczącym projektowania urządzeń i całych układów do uzdatniania wody.

Zawiera obszerny i uporządkowany materiał z zakresu obliczania i doboru urządzeń stosowanych w typowych zakładach oczyszczania wody powierzchniowej. Dla każdego z omawianych procesów technologicznych oczyszczania wody przedstawiono podstawy teoretyczne procesu, metody obliczeniowe i zalecane parametry projektowe urządzeń stosowanych w danym procesie technologicznym oraz przykłady obliczeniowe. Podręcznik zawiera także liczne zestawienia tabelaryczne oraz graficzne, które są pomocne w projektowaniu i doborze urządzeń stosowanych w zakładach oczyszczania wody.

Podręcznik został opracowany z myślą o studentach I. stopnia studiów na kierunkach Inżynieria Środowiska, Technologie Ochrony Środowiska i im podobnych. Zaprezentowany w książce materiał, łączący podstawy teoretyczne typowych procesów technologicznych oczyszczania wody z metodami i przykładami obliczeniowymi, został przejrzyście opracowany, co czyni podręcznik bardzo pomocnym, szczególnie dla studentów ww. kierunków studiów. Książka stanowi także znaczące wsparcie dla nauczycieli akademickich prowadzących kursy z zakresu projektowania zakładów oczyszczania wody.



Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej
są do nabycia w sprzedaży wysyłkowej:
zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl

ISBN 978-83-7493-146-5