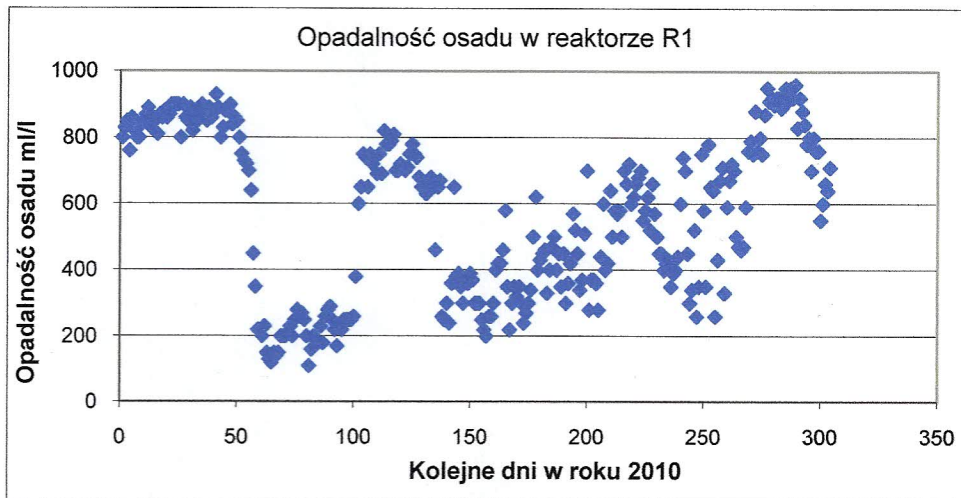
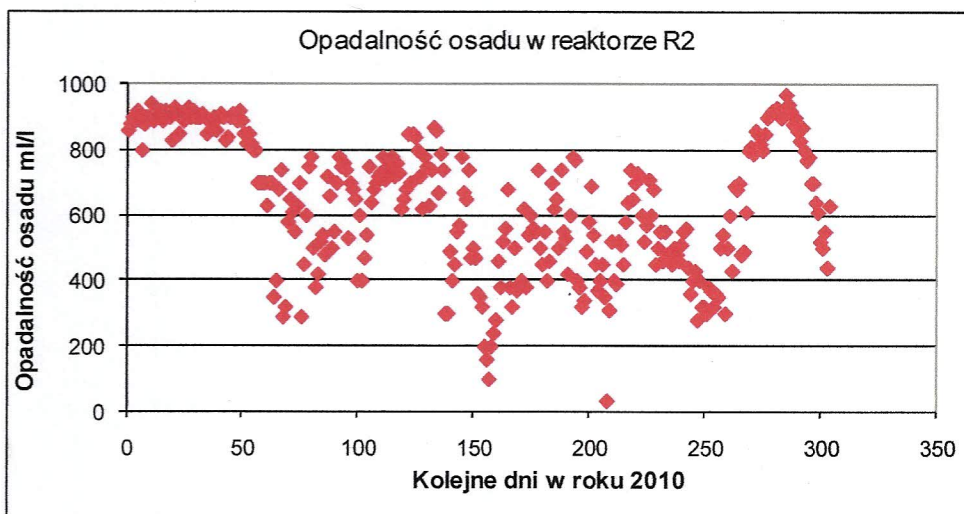


Rys. 22 Wyniki opadalności osadu czynnego w 2009 r. w reaktorze R2



Rys. 23 Wyniki opadalności osadu czynnego w 2010 r. w reaktorze R1



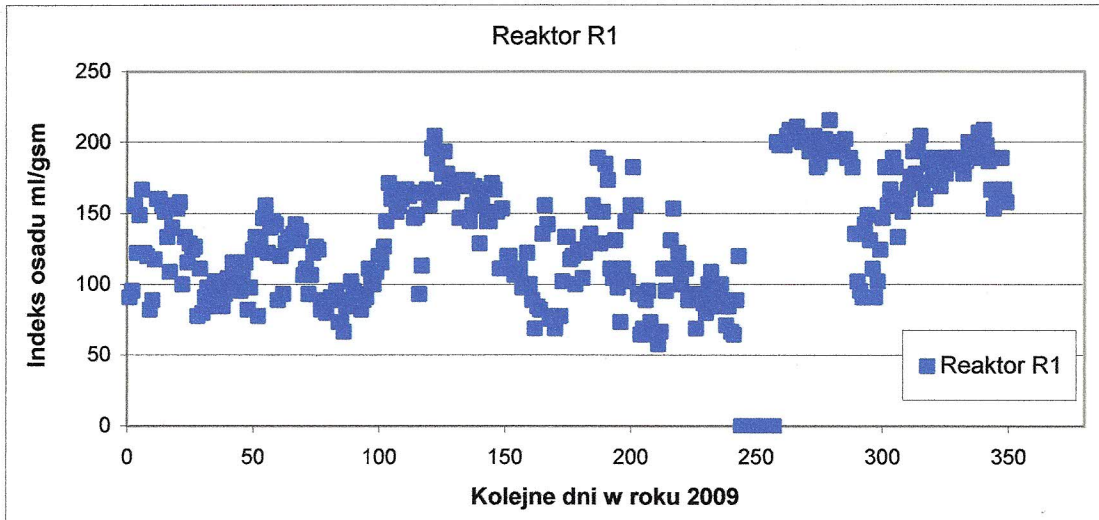
Rys. 24 Wyniki opadalności osadu czynnego w 2010 r. w reaktorze R2

Ponieważ w analizowanej oczyszczalni ścieków stężenie suchej masy nie jest mierzone i nie można było uzyskać informacji o tych wartościach, dlatego precyzyjne wnioskowanie nie jest możliwe. Można jedynie odnieść się do stężenia przewidywanego przez projektanta to jest $4,5 \text{ kgsm/m}^3$. Odniesienie to jest z natury rzeczy obarczone błędem, gdyż w okresie letnim z reguły rozgęszcza się komory i stężenie spada do 3 kgsm/m^3 lub nawet niżej, natomiast zimą zagęszcza nawet do 5 kgsm/m^3 . Ponieważ w analizowanej oczyszczalni nie prowadzi się świadomego zagęszczania lub rozgęszczania, dlatego w rzeczywistości stężenia suchej masy mają wartości przypadkowe chociaż częściej są bliższe projektowym. Potwierdzają to wyniki badań wykonane przez laboratorium w Pszczynie i tak w dniu 9.03.2010 w reaktorze 1 stężenie wynosiło $3,0 \text{ kg.m}^3$, a w reaktorze 2 $\Rightarrow 2,3 \text{ kg/m}^3$, 19.05.2010 w reaktorze 1 stężenie wynosiło $4,2 \text{ kg.m}^3$, a w reaktorze 2 $\Rightarrow 4,2 \text{ kg/m}^3$, a 31.08.2010 w reaktorze 1 stężenie wynosiło $4,7 \text{ kg.m}^3$, a w reaktorze 2 $\Rightarrow 4,1 \text{ kg/m}^3$. Wynika stąd, że z tak rozrzuconych wyników badań trudno ustalić jakąś prawidłowość.

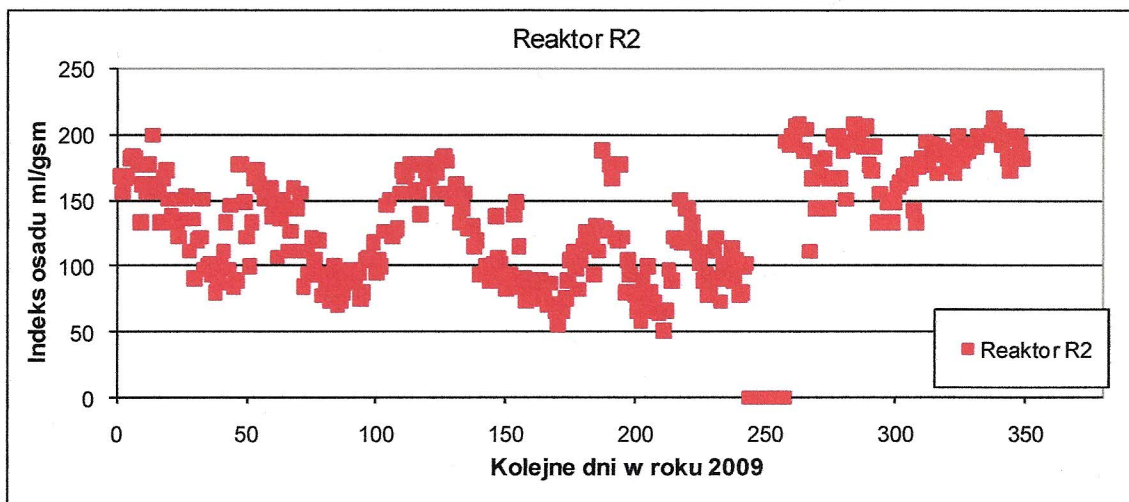
Powyższe akapity nie należy traktować jako zarzut, że nie wykonuje się pomiarów suchej masy. W wielu oczyszczalniach nie wykonuje się tak regularnie opadalności i wówczas trudno wyciągać jakiegokolwiek wnioski. Znakomicie, że w analizowanej oczyszczalni badania opadalności są wykonywana i to tak sumiennie, natomiast sugerowałbym wprowadzić okresowo np. raz na 2 tygodnie, czy w ostateczności raz na miesiąc pomiary suchej masy. Wówczas wnioskowanie i ocena pracy komór osadu czynnego byłaby bardziej precyzyjna.

Przykładowe indeksy osadu w obu reaktorach w latach 2009 i 2010 przy założeniu, że stężenie suchej masy osadu wynosi $4,5 \text{ kg/m}^3$ pokazano na rys. 25 ÷ 28.

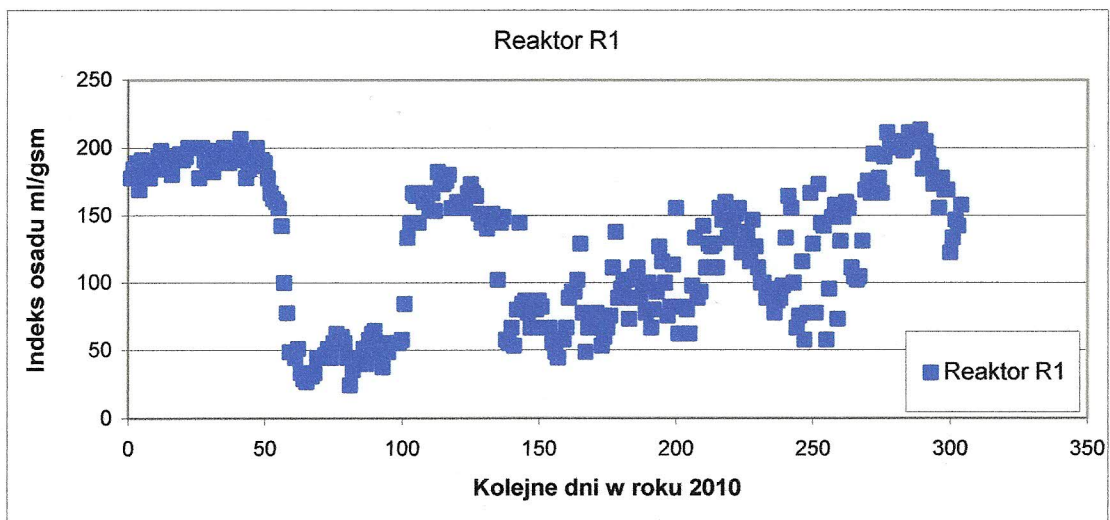
Indeksy obliczone w sposób przybliżony (Rys. 25 ÷ 28) pokazują, że oczyszczalnia radzi sobie z rozkładaniem związków organicznych i nie występują jakieś specjalne tendencje do puchnięcia osadu w wyniku nadmiernego rozwoju bakterii nitkowatych. Potwierdza to również zdjęcie z dnia 4.12.2010 r. po kilkudniowych do mrozach pokazane na rys. 29.



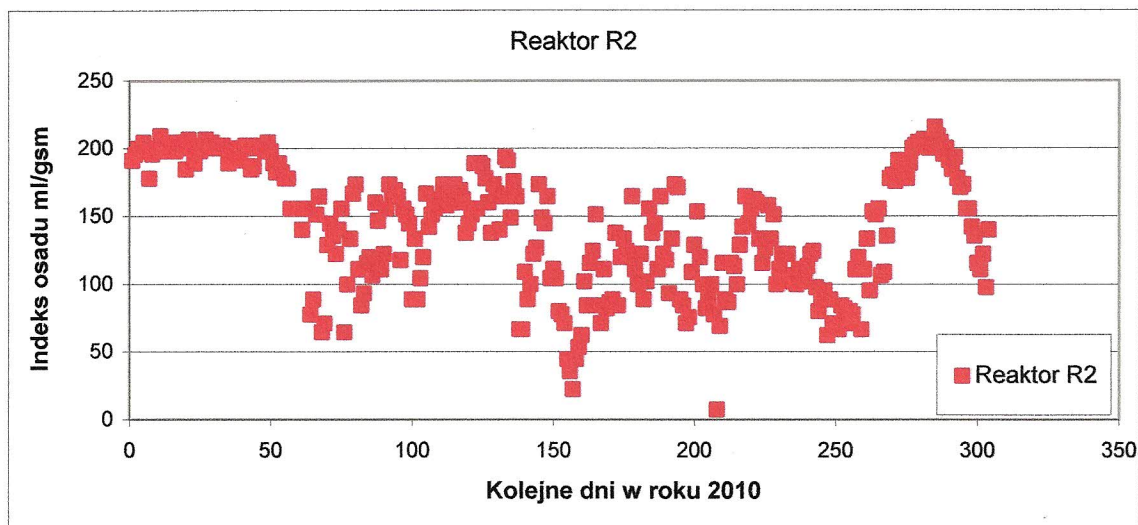
Rys. 25. Indeksy osadu w poszczególnych dniach roku 2009



Rys. 26. Indeksy osadu w poszczególnych dniach roku 2009



Rys. 27. Indeksy osadu w poszczególnych dniach roku 2010



Rys. 28. Indeksy osadu w poszczególnych dniach roku 2010

Jak widać z rys. 29. piany na powierzchni ścieków jest niewiele i jej wygląd nie sugerował o możliwym nadmiernym rozwoju bakterii nitkowatych. Analiza indeksów na poprzednich rysunkach również nie sugeruje, aby pracownicy oczyszczalni mieli z tym kłopot, nawet w okresach wiosennych tak typowych dla rozwoju *Microthrix Parvicelli*. Wydaje się że duża zasługa tkwi w przykryciu dachami wszystkich reaktorów, co powoduje, że dość wolno spada temperatura ścieków. Jak wspomniano powyżej zdjęcia wykonywane były po kilkudniowych mrozach, i dniach z bardzo intensywnymi opadami śniegu. W takich sytuacjach groźny jest szczególnie śnieg, który, gdyby nie przykrycie wpadając do odkrytych reaktorów bardzo szybko wychładzałby ścieki. W dniu oglądu urządzeń jak widać z rys. 4 ÷ 7 temperatura ścieków wynosiła $10,2^{\circ}\text{C}$. Częściowo temperatura została podana w stopniach Fahrenheita, które łatwo przeliczyć $50,4^{\circ}\text{F} \Rightarrow (50,4 - 32) \cdot 5/9 = 10,2^{\circ}\text{C}$.



Rys. 29. Wygląd piany w reaktorze tlenowym

Efekty obecnej pracy oczyszczalni zostały przedstawione w tabeli 11.

Tabela 11. Charakterystyczne parametry w ściekach surowych i oczyszczonych w 2010 r.

Wskaźnik	Dane proj.	P1	P2	27.01	24.02	30.03	26.04	29.06	27.07	23.08	26.09	26.10
Q m ³ /db	1214	1214	1214	931	1716	1410	930	1730	1478	901	1330	850
Z. og sur.	657	-	-	242	200	264	600	96	1070	432	430	786
Z. og ocz.	35	35	-	3,33	5,75	9,5	4,5	2	5	2	5,67	8,2
Z. og %red.	-	-	90	98,6	97,1	96,4	99,3	98	95,5	99,5	98,7	99
BZT ₅ sur.	563	-	-	290	287	293	597	94,2	598	333	441	1160
BZT ₅ ocz.	25	25	-	15,2	10,9	15	16,1	13,6	7,3	4,6	20,4	11,8
BZT ₅ %red.	-	-	70	94,8	91,5	94,9	97,3	85,6	98,8	98,6	95,4	99
ChZT sur.	953	-	-	905	786	623	1190	397	1705	873	981	4035
ChZT ocz.	125	125	-	67	67	94	62	86	77	63	76	62
ChZT %red.	-	-	75	92,6	96,2	84,9	94,8	78,3	95,5	92,8	92,3	98,5
P og. sur.	16,9	-	-	9,23	9,68	6,25	13	7,08	14,5	15,9	13,6	15
P og. ocz.	-	-	-	3,49	2,54	4,89	4,26	2,23	1,66	3,5	3,58	2,44
P og. %red.	40	-	40	62,2	73,8	21,8	67,2	68,5	88,6	78	73,7	83,7
N og. sur.	103,3	-	-	70	86,9	52,4	87,4	51	94,4	163	72,6	66,4
N og. ocz.	-	-	-	46,9	27,6	49,7	35,6	34,1	15,4	10,9	35,4	19,5
N og. %red.	35	-	35	33	68,2	5,2	59,3	33,1	83,7	93,3	51,2	70,6

Uwaga! P1 - Pozwolenie wodno-prawne na spust ścieków z dnia 31.08.2006 r.

P2 - Pozwolenie wodno-prawne na spust ścieków z dnia 1.03.2007 r.

Jak widać oczyszczalnia pracuje dość skutecznie, bo jedynie w incydentalnych przypadkach przekroczone są wartości zawarte w pozwoleniu wodnoprawnym, co zostało zaznaczone wyróżnieniem. Te incydentalne przypadki dotyczą jedynie raz fosforu ogólnego i trzykrotnie azotu ogólnego. Pokazane powyżej przekroczenia nie mają mocy prawnej, gdyż w pozwoleniu wodnoprawnym mówi się o próbcie średniej rocznej, czyli średniej arytmetycznej wyników uzyskanych z badań z 12 miesięcy w danym roku. Wyróżnione w tabeli liczby przedstawiają wartości średniodobowe z niektórych miesięcy.

5.3. Ocena możliwości przepustowych oczyszczalni

Do oceny przepustowości oczyszczalni konieczne jest przeanalizowanie najistotniejszych urządzeń, które mogą odgrywać ważną rolę w procesie oczyszczania ścieków.

5.3.1. Krata

Przyjęto kratę mechaniczną o przepustowości $120 \text{ m}^3/\text{h}$. stąd przy 24-godzinnej pracy możliwe jest przepłynięcie ścieków w ilości $120 \cdot 24 = 2880 \text{ m}^3/\text{db}$.

5.3.2. Piaskownik

Piaskownik został zaprojektowany z uwzględnieniem natężenia przepływu $120 \text{ m}^3/\text{h}$, czasie przetrzymania 3 min. oraz prędkości wznoszenia ścieków $0,009 \text{ m/s}$. Podobnie jak przy kracie maksymalną przepustowość należy przyjąć $2880 \text{ m}^3/\text{db}$.

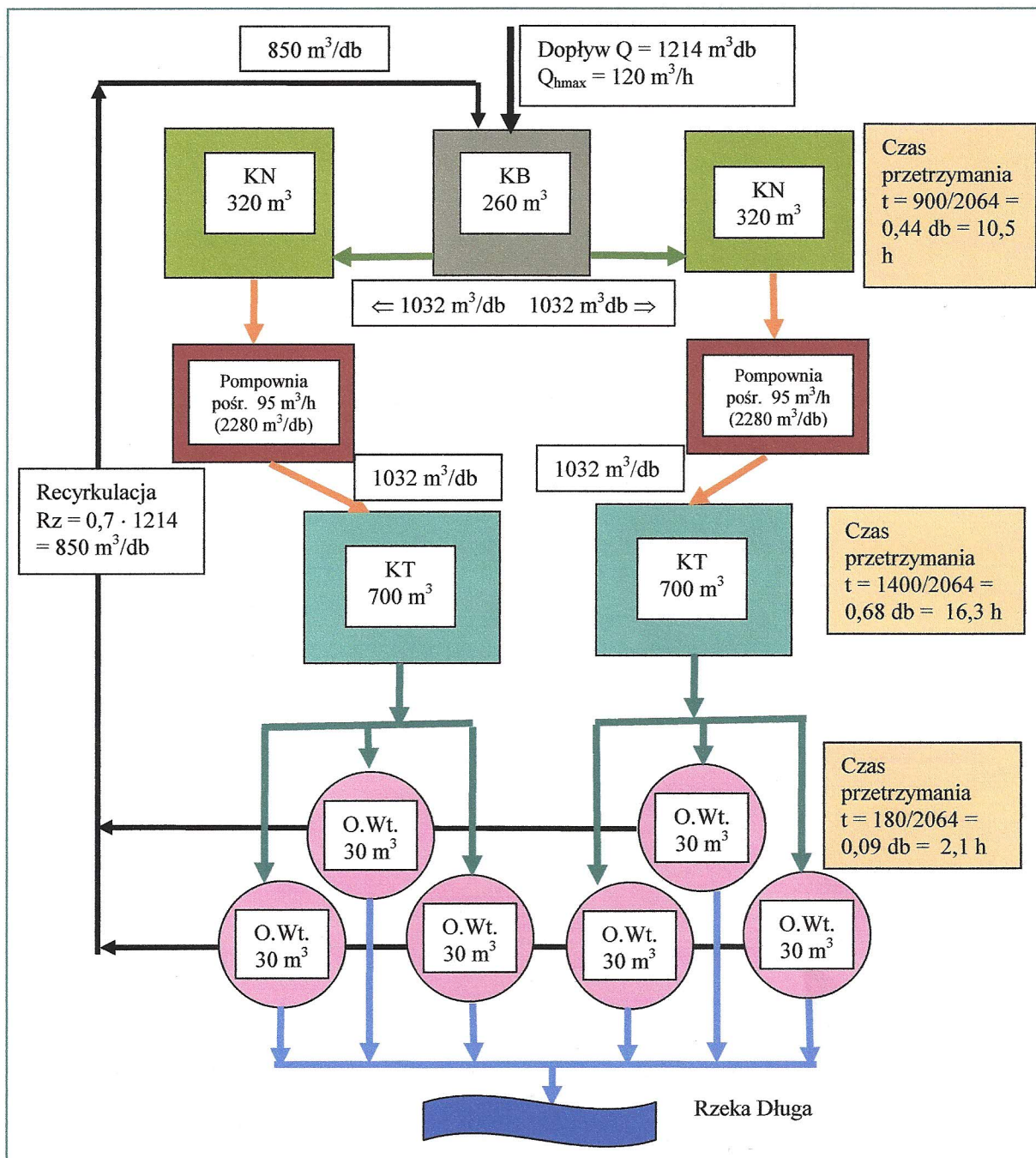
5.3.3. Przepompownia główna

Przepompownię zaprojektowano z pewnym zapasem stąd po dobraniu pomp wydajność sumaryczna wyniosłaby ok. $160 \text{ m}^3/\text{h}$, co w ujęciu dobowym dałoby $3840 \text{ m}^3/\text{db}$. Pompownię podzielono na dwie części, a w każdej z nich zamontowano po dwie pompy o wydajności $80 \text{ m}^3/\text{każda}$ (1 pracująca + 1 rezerwowa). Daje to wystarczający zapas w odniesieniu do innych urządzeń.

5.3.4. Komory osadu czynnego z osadnikami wtórnymi

Obliczenia projektowe nie są do końca spójne, gdyż urządzenia mechanicznego oczyszczania dobierane były na przepływ maksymalny godzinowy $Q_{\text{maxh}} = 120 \text{ m}^3/\text{h}$,

natomiast objętość komory osadu czynnego obliczana była w odniesieniu do przepływu średniego dobowego $Q_{\text{srdb}} = 1214 \text{ m}^3/\text{db}$, który w przeliczeniu na godzinę wynosi $50,6 \text{ m}^3/\text{h}$. Przepływy bilansowe oraz orientacyjne czasy przetrzymania pokazano na rys. 30



Rys. 30. Schemat technologiczny biologicznej części oczyszczalni

Jak widać z rys. 30 przy założonym przez projektanta przepływie $1214 \text{ m}^3/\text{db}$ i komorach nominalnie beztlenowej i niedotlenionych, a w rzeczywistości stanowiących w sensie technologicznym jedną komorę beztlenową o sumarycznej objętości $260+320+320=$

900 m³ czas przebywania ścieków z osadem recyrkulowanym (stopień recyrkulacji założono 0,7) jest bardzo duży i wynosi ok. 10,5 godz. Pompownia pośrednia ma większą wydajność, gdyż każda z dwóch pracujących pomp może przetłoczyć 95 m³/h, co daje w sumie 190 m³/h. Uwzględniając sumaryczną objętość komór tlenowych $2 \cdot 700 = 1400$ m³ czas przebywania ścieków w komorze wynosi ok. 16,3 godz. natomiast w osadnikach wtórnych 2,1 godz. W projekcie czas przetrzymania ścieków w osadnikach wtórnych został podany 1,5 godz., gdyż (nie wiadomo z jakiego powodu) projektant przyjął przepływ 120 m³/h.

Oczywiście jeśli dopływy do oczyszczalni będą większe i przekroczą zdolności buforowania przepompowni czasy przetrzymywania ścieków w komorach się skracają, co może się odbijać negatywnie na jakości oczyszczonych ścieków.

5.3.5. Ciąg przeróbki osadów

Według dokumentacji osad z osadników tłoczony jest do komory zasuw KZ-3, gdzie następuje rozdział na dwa strumienie. Jeden płynie do zbiornika osadu, a drugi jako osad recyrkulowany do komory beztlenowej. W zbiorniku osadu osad ten jest napowietrzany, a następnie odwadniany na prasie.

Z informacji uzyskanej od pracowników wynika, że osad z osadników płynie do zbiornika osadu, w którym jest napowietrzany, skąd następnie jest przepompowywany poprzez komorę zasuw do komory beztlenowej jako osad recyrkulowany, a druga część tłoczona na prasę celem odwodnienia. Potwierdzone zostało, że istnieją dwie możliwości recyrkulowania osadów bezpośrednio z osadnika wtórnego do komory beztlenowej i druga poprzez zbiornik osadu. Nie udało mi się uzyskać informacji jaki jest algorytm postępowania przy wyborze sposobu transportu osadu.

Osad odwodniony został pokazany w formie fotografii na rys. 31.

Fotografia nie odzwierciedla dobrze stanu osadu, ale z własnego oglądu mogę stwierdzić, że osad nie jest wystarczająco dobrze odwodniony. Prawdopodobnie przyczyną tego stanu rzeczy jest zbyt krótki czas jego natleniania w zbiorniku osadu. W projekcie przyjęto czas napowietrzania 5 dób. Można wykonać proste obliczenia. Wykorzystując metodykę zawartą w książce [Heidrich Z., Witkowski A.: *Urządzenia do oczyszczania ścieków. Projektowanie przykłady obliczeń*. Wyd. Seidel-Przywecki, Warszawa 2005] założono, że proces przebiega w temperaturze 10°C i rozłożonych zostanie 50% biologicznie rozkładalnej masy organicznej (Dokumentacja projektowa str. 13).

$$k_d = k_{d20} \cdot 1,035^{T-20} = 0,0873 \cdot 1,035^{10-20} = 0,0619 \text{ db}^{-1}$$

$$t = \frac{\ln(S_t / S_0)}{-k_d} = \frac{\ln(0,50)}{-0,0619} = 11,2 \text{ db}$$

gdzie: k_{d20} – współczynnik szybkości rozkładu substancji organicznej w temperaturze 20°C; T – temperatura; S_t – biologicznie rozkładalna masa organiczna po czasie t, S_0 – biologicznie rozkładalna masa organiczna na początku procesu.

Wówczas czas stabilizacji wynosi ok. 11 dób, a w projekcie jest 5 dób. Wynika stąd, że komora ta powinna być ponad dwukrotnie większa.



Rys. 31 Odwodniony osad

5.3.6 Niespójności

Dość trudno jest wyciągnąć wnioski końcowe i zająć jednoznaczne stanowisko jeśli zauważa się niespójności w dokumentacji projektowej oraz między dokumentacją, a stanem rzeczywistym. Poniżej zostały wyszczególnione najważniejsze z nich:

- część mechaniczna oraz osadniki wtórne obliczane są dla przepływu 120 m³/h natomiast część biologiczna na 1214 m³/db to jest ok. 50,6 m³/h. Prawdopodobnie część mechaniczna jest dostosowana do przyszłej rozbudowy i wówczas należałoby dobudować część biologiczną, lecz nie napisano tego w dokumentacji,

- nie rozumiem działania systemu przeróbki osadów, gdyż na str. 21 dokumentacji projektowej jest „Pompa recyrkulacji osadu typu Mamut PVC DN100 Q= 0–40m³/h, p=0,5 bar” oraz „Pompa osadu nadmiernego typu Mamut PVC DN100 Q= 0–20m³/h, p=0,5 bar”. Wynika stąd, że są dwie oddzielne pompy, natomiast na str. 20 „Pompa osadu nadmiernego i powrotnego 1 szt., wydajność 5-30 m³/h DN100/PVC” oraz na str. 15 „Osad powrotny i nadmierny będzie odprowadzany rurociągiem ciśnieniowym z rur HDPE o średnicy $D_z = 200 * 7,7$ mm. Z informacji uzyskanych w Zakładzie Komunalnym wynika, że w rzeczywistości w każdym z osadników wtórnych jest jedna pompa Mamut wypompowująca osad, który rozdziela się na recyrkulowany i nadmierny,
- brak w dokumentacji precyzyjnego schematu technologicznego, który by odzwierciedlał, jak w rzeczywistości wygląda ciąg ściekowy i osadowy. Trudno za taki uznać Zał. nr 3 zamieszczony w operacie. Figuruje na nim recyrkulacja wewnętrzna, której w rzeczywistości nie ma, do tego jest ona podłączona do rurociągu ścieków oczyszczonych zamiast do komory tlenowej oraz z informacji uzyskanych od pracowników oczyszczalni i Zakładu Komunalnego wynika, że ciąg przepływu osadów jest inny niż na tym rysunku,
- Na stronie 13 dokumentacji projektowej jest stwierdzenie, że osad odwodniony będzie miał uwodnienie 20%. Jest to oczywisty nonsens. Po prasie można uzyskać suchą masę 20%, czyli uwodnienie będzie wynosiło 80%.

6. Podsumowanie i wnioski

6.1. Wnioski ogólne

Reasumując dotychczasowe rozważania i zestawione informacje można stwierdzić, że w świetle danych zawartych w dokumentach oraz z wizji lokalnej oczyszczalni ścieków w Długiej Kościelnej pracuje na granicy swojej wydolności i konieczne byłoby uporządkowanie gospodarki ściekowej w Gminie wraz z modernizacją i rozbudową oczyszczalni uwzględniając planowany rozwój systemów odbierających ścieki z zabudowań gminy. Potwierdzeniem tego generalnego stwierdzenia są zestawione poniżej argumenty i wnioski.

1. W dokumentacji projektowej obliczone zostały natężenia dopływu ścieków w całym zakresie, to jest ujęciu średnim dobowym, maksymalnym dobowym i maksymalnym godzinowym, a stosowne wartości pokazano w poniższej tabeli.

Parametr	Jednostka	Wartość
Q_{srdb} – średnia dobową ilość ścieków	m^3/db	1214
Q_{maxdb} – maksymalna dobową ilość ścieków	m^3/db	1578
Q_{maxh} – maksymalna godzinowa ilość ścieków	m^3/h	120
Q_{maxh} – średnia z godzin dziennych ilość ścieków	m^3/h	75

Nie jest do końca zrozumiałe, dlaczego w części obejmującej projektowanie poszczególnych urządzeń obliczenia elementów składowych zostały odniesione częściowo do Q_{maxh} (kraty, piaskownik i osadniki wtórne) a częściowo do Q_{srdb} (komory osadu czynnego).

W literaturze nie ma jednoznacznych zaleceń na jakie natężenie dopływu ścieków należałoby projektować poszczególne urządzenia oczyszczalni. Projektowanie na Q_{maxh} ma sens w przypadku miejscowości skupionych i położonych bardzo blisko oczyszczalni, kiedy dopływ ścieków z budynków odbywa się bardzo szybko. W innych sytuacjach takie postępowanie nadmiernie przewymiarowuje urządzenia i obiekty, gdyż sieć kanalizacyjna, a szczególnie przepompownie po drodze ścieków wykazują dużą retencję i spłaszczają falę dopływów maksymalnych. Dodatkowo przy stosunkowo wolnym przepływie ścieków w sieciach grawitacyjnych dopływy maksymalne z zabudowań zlokalizowanych blisko oczyszczalni spotykają się często z dopływami minimalnymi z zabudowań umiejscowionych dalej. Stąd w przypadku, gdy ścieki do oczyszczalni dopływają z miejscowości usytuowanych w zróżnicowanych odległościach od niej bardziej właściwe byłoby zaprojektowanie urządzeń w odniesieniu do Q_{maxdb} , które w projekcie wyniosło $1578 \text{ m}^3/\text{db}$. W analizowanym przypadku obliczono komory osadu czynnego w odniesieniu do Q_{srdb} , które wynosi $1214 \text{ m}^3/\text{db}$. W przyszłości, gdy będzie zwiększać się dopływ ścieków przez rozbudowę sieci kubatura i przepustowość urządzeń może okazać się niewystarczająca.

2. Kluczowe dla dalszych planów związanych z modernizacją oczyszczalni ścieków jest stworzenie lub (jeśli jest) uaktualnienie koncepcji skanalizowania gminy. Koncepcja powinna zawierać propozycje prowadzenia i rodzajów sieci kanalizacyjnych wraz z oszacowaniem kosztów i skonfrontowaniem ich z możliwościami finansowymi gminy. Taka konfrontacja pozwala na szacunkowe przewidywanie wzrostu liczby podłączanych do sieci kanalizacyjnej gospodarstw, a co niezmiernie ważne czasu przekroczenia

równoważnej liczby mieszkańców o wartości 15000, kiedy oczyszczalna będzie musiała mieć dużo wyższą sprawność usuwania zanieczyszczeń, a szczególnie azotu i fosforu. co pokazane zostało w poniższej tabeli.

Rozporządzenie Ministra Środowiska (Dz. Ust. Nr 137, poz. 984 (2006))

Wskaźnik	Jednostka	RLM (Równoważna Liczba Mieszkańców)				
		Poniż. 2000	2000÷9999	10000÷14999	15000÷99999	Pow. 100000
BZT ₅	mg/dm ³	40	25 lub	25 lub	15 lub	15 lub
	min. red. %	-	70 - 90	70 - 90	90	90
ChZT	mg/dm ³	150	125 lub	125 lub	125 lub	125 lub
	min. red. %	-	75	75	75	75
Zawiesina ogólna	mg/dm ³	50	35 lub	35 lub	35 lub	35 lub
	min. red. %	-	90	90	90	90
Azot ogólny	mg/dm ³	(30)	(15)	(15)	15 lub	10 lub
	min. red. %			35*	80	85
Fosfor ogólny	mg/dm ³	(5)	(2)	(2)	2 lub	1 lub
	min. red. %			40*	85	90

Wartości w nawiasach dotyczą wyłącznie ścieków odprowadzanych do jezior i ich dopływów

- nie dotyczy ścieków wprowadzanych do jezior i ich dopływów oraz bezpośrednio do sztucznych zbiorników wodnych usytuowanych na wodach płynących, oraz do ziemi.

Obecnie ryzyka przekroczenia 15000 RLM nie ma zważywszy na liczby mieszkańców zamieszczonych w poniższej tabeli oraz uwzględniając zakład Colgate równoważny ok. 850 RLM przy założonych Q_{śrdb} = 100 m³/db i BZT₅=500 mg/dm³. Jednak warto wykonać (uaktualnić) koncepcję skanalizowania, gdyż bierze ona pod uwagę dwa dodatkowe aspekty, z których pierwszy to uwzględnienie przyrostu naturalnego oraz perspektyw rozwoju gminy, drugi określenie, które miejscowości lub zabudowania będą obsługiwane przez indywidualne systemy oczyszczania ścieków i w najbliższej przyszłości nie będą podłączone do sieci kanalizacyjnej.

Miejscowość	Liczba mieszkańców	
	Stałych	Czasowych
Budziska	203	2
Brzeziny	185	3
Chobot	178	3
Cisie	685	6
Desno	160	0
Długa Kościelna	835	17
Długa Szlachecka	733	8
Grabina	216	5
Halinów	3377	35
Hipolitów	1436	15
Józefin	698	8

Królewskie Brzeziny	74	1
Kazimierów	258	37
Krzewina	206	13
Michałów	429	4
Mrowiska	163	3
Nowy Konik	319	4
Okunew	2039	53
Stary Konik	193	0
Wielgolas Brzeziński	492	1
Wielgolas Duchnowski	375	35
Zagórze	128	7
Żwirówka	66	3
Suma	13448	263

3. Bardzo przydatny byłby przegląd całego systemu kanalizacyjnego wraz z wizją lokalną głównych odcinków sieci i studzienek, co pozwoliłoby zlokalizować nieszczelności oraz niezainwentaryzowane podłączenia wód opadowych, które stanowią dość istotny problem dla pracy oczyszczalni ścieków. Po przeglądzie należałoby w miarę możliwości zmodernizować sieć, uszczelnić rurociągi i studzienki. Jeśli wpusty deszczowe są i ich liczba jest znaczna należałoby podjąć działania nad budową kanalizacji deszczowej i w ten sposób odciążać oczyszczalnię od dopływów wód pochodzących z deszczów i topnienia śniegu. Często skutecznym zabezpieczeniem sieci kanalizacyjnej jest przywrócenie właściwego stanu innych urządzeń wspomagających jak choćby rowy i przepusty.
4. Z analizy przepustowości poszczególnych urządzeń można stwierdzić, że przy rozbudowie sieci kanalizacyjnej nie będzie konieczności rozbudowywania krat, piaskownika, przepompowni i pompowni między komorą niedotlenioną, a tlenową, gdyż zostały zaprojektowane z wystarczającym nadmiarem. Natomiast konieczne będzie rozbudowanie części biologicznej wraz z osadnikami wtórnymi.
5. Przy planowaniu rozbudowy części biologicznej można rozważyć wprowadzenia nowoczesnego rozwiązania z wykorzystaniem membran zamiast osadników wtórnych. Wówczas bez zmiany kubatury komór można zwiększyć wydajność komór osadu czynnego nawet dwukrotnie. [Witkowska E.: Biologiczne reaktory membranowe (MBR) – nowa technologia oczyszczania ścieków z wykorzystaniem osadu czynnego. Forum Eksploatatora 2009 (42) nr 3, str. 28—30 oraz 68], [Pietraszek P: Pierwszy w Polsce

reaktor membranowy z osadem czynnym – MBR- doświadczenia z eksploatacji, możliwości zastosowań. Forum Eksploatatora 2007 (32) nr 5, str. 54—56]

6.2. Wnioski szczegółowe

1. W pierwszej kolejności należałoby rozważyć budowę rurociągu recyrkulacji wewnętrznej zgodnie z projektem. Ponieważ recyrkulacja przy obecnych kubaturach komór osadu czynnego nie powinna przekraczać 100% to wystarczający byłby rurociąg o średnicy rzędu 100 mm pracujący ze spływem grawitacyjnym z komory tlenowej do niedotlenionej. Nie jest to kosztowna inwestycja, a pozwoli przede wszystkim w sposób kontrolowany i celowy usuwać azot i wówczas komory niedotlenione staną się nie tylko z nazwy niedotlenionymi, ale będą w nich zachodziły procesy denitryfikacji. Dodatkowo można uzyskać zmniejszenie ilości pompowanego powietrza w komorach tlenowych, gdyż pewna ilość tlenu zostanie odzyskana w procesie denitryfikacji. Oczywiście na tym rurociągu konieczne jest zainstalowanie układu regulacji przepływu, aby można było na etapie rozruchu dostosować wydajność do właściwej efektywności usuwania węgla organicznego, azotu i fosforu i zapewnić regulację podczas dalszej pracy oczyszczalni.
2. Dobudowanie rurociągu recyrkulacji wewnętrznej wydłuży wiek osadu, do około 14 dób (obecnie jest ok. 10 dób). Wydłużenie wieku osadu wpłynie nie tylko korzystnie na ciąg oczyszczania ścieków, ale również będzie działać sprzyjająco na stabilizowanie tlenowe osadu. Wiek osadu jest obliczany dla komór osadu czynnego z wyłączeniem strefy beztlenowej, dlatego obecnie należałoby obliczać w odniesieniu do komór tlenowych (1400 m^3), natomiast po włączeniu recyrkulacji suma objętości komór niedotlenionych i tlenowych będzie 2040 m^3 .
3. Wydaje się, że mieszadło zamontowane w komorach niedotlenionych nie jest dostosowane do wielkości komory i obecnego natężenia przepływu. Jak dowiedziałem się w oczyszczalni skutkuje to tendencją do zalegania części osadu na dnie komór. Takich sytuacji należałoby unikać, gdyż zalegający osad szczególnie w warunkach beztlenowych, a takie panują w tych komorach szybko podlega zagniwaniu.

Jak podaje Malej [Malej J.: Oczyszczanie ścieków z zastosowaniem cyrkulacyjnych komór osadu czynnego. Wybrane zagadnienia technologiczne i zasady wymiarowania. Wyd. PZliTS Oddział Wielkopolski, Poznań 1999] prędkość przepływu w komorach cyrkulacyjnych powinna być w przedziale $0,25 \div 0,35 \text{ m/s}$. Gdyby przeanalizować

naturalną cyrkulację w komorach wynikającą jedynie z podzielenia natężenia przepływu przez pole przekroju pojedynczych części komór przez, które płynie strumień cyrkulacyjny to uzyska się 0,27 m/s w komorze beztlenowej i 0,15 m/s w komorze niedotlenionej. Oczywiście mieszadło wzmacnia prędkość strumienia cyrkulacyjnego, lecz widocznie niewystarczająco. Malej i Boguski [Malej J., Boguski A.; Podstawy projektowania komór osadu czynnego oraz osadników wtórnych. Wyd. Politechniki Koszalińskiej Koszalin 2001] podają, że wg norm ATV moc urządzeń mieszających przypadająca na objętości komór beztlenowych powinna wynosić 4 W/m^3 natomiast komór niedotlenionych $3\div 8 \text{ W/m}^3$, natomiast wg. autorów [Odnowa wody. Podstawy teoretyczne procesów. Wyd. II pod red. A.L. Kowala, Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1997] powinna wynosić $7\div 13 \text{ W/m}^3$. Należy podkreślić, że moc nie jest jedynym kryterium doboru mieszadeł, gdyż skuteczność mieszania zależy także od kształtu, i głębokości komory, usytuowania i ukierunkowania mieszadeł oraz stężenia osadu czynnego. W komorach napowietrzanych systemy napowietrzania, czy to drobnopęcherzykowe głębokie, czy szczególnie szczotki Kessenera wspomagają mieszanie natomiast w komorach beztlenowych i niedotlenionych bardzo istotną rolę odgrywają mieszadła. W tym przypadku zamontowanie dodatkowych mieszadeł po przeciwnych stronach każdego ze strumieni w obu komorach niewątpliwie zmniejszyłoby obecną uciążliwość. Obecna moc mieszania wynosi ok. 8 W/m^3 . Kolejność postępowania powinna być następująca najpierw recyrkulacja, która zwiększy trochę prędkość przepływu, co powinno zmniejszyć tendencję do zalegania osadu. Jeżeli mimo tego osad będzie osiadał na dnie należałoby zamontować drugie mieszadło.

4. Przydatne byłoby wprowadzenie okresowego np. raz w miesiącu pomiaru suchej masy w komorach osadu czynnego. Pomiar nie jest trudny, a polega na zważeniu naczynka np. parowniczkę następnie wlewaniu określonej ilości np 100 ml ścieków z osadem z reaktora tlenowego odparowaniu wody i powtórny zważeniu. Po przeliczeniu masy osadu na m^3 otrzyma się suchą masę w g/m^3 , która liczbowo jest równa suchej masie wyrażonej w mg/dm^3 . Po podzieleniu opadalności przez suchą masę otrzyma się indeks osadu (Mohlmanna), który jest przydatny zarówno w celach diagnostycznych jak i do sterowania ilością osadu recyrkulowanego i nadmiernego, co mogłoby skutkować utrzymaniem właściwego obciążenia osadu czynnego ładunkiem zanieczyszczeń organicznych (BZT₅ lub ChZT).

5. Jak wynika z orientacyjnych obliczeń zawartych w punkcie 5.3.5 zbyt mały jest zbiornik osadu, dlatego osad podawany do prasy nie jest dobrze dostabilizowany, co może skutkować gorszym odwadnianiem oraz emisją nieprzyjemnych zapach w cieplejszych okresach roku. Z tego względu jedynym rozwiązaniem jest budowa drugiego zbiornika, lub rozbudowa istniejącego, tak aby co najmniej dwukrotnie wydłużyć czas przebywania osadu w warunkach natleniania.

dr hab. inż. Tadeusz Siwiec
RZECZOZNAWCA SITWM NOT
w zakresie zaopatrzenia w wodę
i kanalizacji wsi
Nr upraw. 2074

