



**WSPÓŁCZESNE PROBLEMY
INŻYNIERII ŚRODOWISKA**

**Monografia pod redakcją
Jana Kempńskiego
Włodzimierza Parzonki**

**SYSTEMY TRANSPORTU ŚCIEKÓW
NA TERENACH O ROZPROSZONEJ
ZABUDOWIE**

XII



Wrocław 2008

Autorzy:

Detlef Aigner, Hartmut Eckstädt, Andrzej Eymontt, Jens Jedlitschka, Jan Kempński,
Michael Schütte, Zbigniew Smilgin, Markus Roediger

Opiniodawca

Prof. dr hab. inż. Marek Madeyski

Redaktorzy merytoryczni:

prof. dr hab. inż. Jan Kempński
prof. dr hab. inż. Włodzimierz Parzonka

Redakcja

dr Ewa Jaworska

Korekta

Janina Szydłowska

Łamanie

Alina Gebel

Projekt okładki

Krzysztof Wyszatycki

Zdjęcie na okładce dzięki uprzejmości Beaty Malczewskiej

Monografie LXV

© Copyright by Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, Wrocław 2008

ISSN 1898-1151
ISBN 978-83-60574-47-8

WYDAWNICTWO UNIWERSYTETU PRZYRODNICZEGO WE WROCŁAWIU

Redaktor Naczelny – prof. dr hab. Andrzej Kotecki
ul. Sopocka 23, 50–344 Wrocław, tel. 071 328–12–77
e-mail: wyd@up.wroc.pl

Nakład 100 + 16 egz. Ark. wyd. 3,6. Ark.druk. 3,75
Druk i oprawa: Wydawnictwo Tekst Sp. z o.o.
ul. Kossaka 72, 85–307 Bydgoszcz

SPIS TREŚCI

PRZEDMOWA	5
1. OGÓLNE ZASADY WYMIAROWANIA SYSTEMÓW KANALIZACJI PODCIŚNIENIOWEJ I CIŚNIENIOWEJ	7
2. WYMIAROWANIE SYSTEMÓW KANALIZACJI PODCIŚNIENIOWEJ.....	14
3. WYMIAROWANIE SYSTEMÓW KANALIZACJI CIŚNIENIOWEJ.....	20
4. WYMIAROWANIE PRZEPOMPOWNI ŚCIEKÓW PRZEPLUKIWANYCH ZA POMOCĄ SPRĘŻONEGO POWIETRZA	25
5. SAMOODPOWIETRZANIE SIĘ RUROCIĄGÓW KANALIZACYJNYCH...28	
6. PARAMETRY REOLOGICZNE OSADÓW ŚCIEKOWYCH	34
7. ZASTOSOWANIE METODY AHP PRZY WYBORZE SYSTEMU KANALIZACYJNEGO	43
8. PODSUMOWANIE.....	52
LITERATURA.....	54

PRZEDMOWA

Przedłożona czytelnikom monografia „Systemy transportu ścieków na terenach o rozproszonej zabudowie” jest wynikiem odbytego w dniach 26–27 maja 2008 roku seminarium naukowego, zorganizowanego przez Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, przy współdziałaniu Uniwersytetu w Rostocku, DWA (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.) oraz Instytutu Budownictwa, Mechanizacji i Elektryfikacji Rolnictwa w Warszawie.

Omówione zostały głównie problemy dotyczące projektowania i eksploatacji kompleksowych instalacji rurowych kanalizacji ciśnieniowej i podciśnieniowej w kontekście najnowszych norm obowiązujących w Unii Europejskiej (DIN EN 1091 i DWA-A116 część I oraz DIN EN 1671 i DWA-A 116 część II). Przedstawiono również wymiarowanie przepompowni ścieków przepłukiwanych sprężonym powietrzem oraz techniczne aspekty samoodpowietrzania się rurociągów. Należy podkreślić, że tematyka ta odnosi się w głównej mierze do terenów wiejskich, ale przy zabudowie rozproszonej.

Ważnym elementem niniejszej monografii są rozdziały dotyczące oceny reologicznej osadów ściekowych oraz zastosowania metody AHP przy wyborze systemu kanalizacyjnego.

Mamy nadzieję, że wspólna publikacja wielu autorów zarówno z kraju, jak i z zagranicy przyczyni się do pogłębienia wiedzy, a w konsekwencji umożliwi rozwiązanie wielu problemów związanych z gospodarką wodno-ściekową.

Dziękujemy mgr. inż. Robertowi Świerzko za cenną pomoc przy redakcji oraz przygotowaniu rysunków i tabel do zamieszczenia w niniejszej monografii.

Jan Kempański i Włodzimierz Parzonka

1. OGÓLNE ZASADY WYMIAROWANIA SYSTEMÓW KANALIZACJI PODCIŚNIENIOWEJ I CIŚNIENIOWEJ

Na terenach o niewielkiej gęstości zabudowy należy liczyć się z wysokimi kosztami przyłączy do instalacji kanalizacyjnej. Występujące w miastach instalacje ze spadkiem grawitacyjnym są w omawianym przypadku nie do sfinansowania. Z tego powodu wybiera się często rozwiązanie zdecentralizowane. Od kilku lat zwłaszcza technologie kanalizacyjne oferują rozwiązania alternatywne:

- kanalizacja ciśnieniowa i podciśnieniowa jako kanalizacja lokalna,
- rurociągi płukane sprężonym powietrzem do transportu ścieków na dalsze odległości,
- pozostałe warianty kanalizacji ciśnieniowej i podciśnieniowej jak technologia Hydromono i inne.

Technologie te zalecane są w następujących przypadkach:

- odprowadzanie wody brudnej i ścieków,
- niskie spadki terenu,
- wysoki poziom wód gruntowych,
- mała gęstość zabudowy,
- niekorzystne warunki gruntowe,
- czasowy zrzut wody (np. pola namiotowe i campingi),
- teren ściśle ochrony wód (kanalizacja podciśnieniowa),

Olbrzymią zaletą tych technologii, w przeciwieństwie do kanalizacji grawitacyjnej, jest duża dowolność prowadzenia tras (np. dowolna krzywizna, punkty niskie i wysokie, możliwość układania na poboczu drogi, zmniejszenie głębokości instalowania). Wykorzystanie w tej technologii cienkich i giętkich rur pozwala na zastosowanie ekonomicznych technik układania rurociągów (technologie bezwykopowe jak frezowanie i rycie rowów – jednak nie w przypadku kanalizacji podciśnieniowej), przez co oszczędności sięgają do 50%.

Od roku 1981 w Niemczech opracowano zasady i regulacje prawne dla szczególnych technik kanalizacji. We wrześniu 1992 r. wydany został Arkusz Roboczy A 116 z instrukcjami dla instalacji ciśnieniowych i podciśnieniowych.

Nowe normy podporządkowano zaleceniom Europejskiego Komitetu Normalizacyjnego Comité Européen de Normalisation (CEN), z siedzibą w Brukseli. W jego skład wchodzi organizacje normalizacyjne państw członkowskich Unii Europejskiej. Pod kierownictwem szwedzkim i przy znacznym wsparciu ze strony niemieckiej opracowano normę EN 1091 „Systemy kanalizacji podciśnieniowej na zewnątrz budynków” oraz EN 1671 „Systemy kanalizacji nadciśnieniowej na zewnątrz budynków”. Opublikowano je w latach 1996–1997. Przy uwzględnieniu obu tych norm, które w Niemczech

funkcjonują jako Normy DIN EN opracowano nowy Arkusz Roboczy A 116. Arkusz ten składa się z 3 części:

A 116 część 1 Kanalizacja podciśnieniowa,

A 116 część 2 Kanalizacja nadciśnieniowa,

A 116 część 3 Rurociągi kanalizacyjne płukane sprężonym powietrzem. (Projekt).

Podział na części 1 i 2 przeprowadzono analogicznie do norm CEN. W ten sposób można było przejrzysto zaprezentować, co się dzieje w całej Europie i jakie dodatkowe wymogi i uszczegółowienia mają miejsce w Niemczech. DWA połączył i opublikował DIN EN 1091 i DWA-A 116 część 1 oraz DIN EN 1671 i DWA-A 116 część 2 jako jedną broszurę. Uzupełnienia i uszczegółowienia A 116 do DIN EN 1091 wzgl. DIN EN 1671 wydrukowano na niebieskim tle. Broszury zostały opublikowane wspólnie przez DWA i Beuth (Wydawnictwo norm DIN w Niemczech) w kwietniu 2005 r. oraz we wrześniu 2007 r.

Arkusz roboczy/norma został podzielony, przy czym należy zaznaczyć, że podział obu norm CEN DIN EN 1091 (kanalizacja podciśnieniowa) oraz DIN EN 1671 (kanalizacja ciśnieniowa) nieznacznie się różni. Punkty 1 do 5 mają podziały identyczne, natomiast od punktu 6 występują różnice.

Arkusz ten ma więc następujący układ:

Kanalizacja podciśnieniowa i kanalizacja ciśnieniowa

Wstęp – wprowadzenie (standaryzowane) – wydawca

1 Zakres stosowania

2 Odnośniki do normatywów

3 Definicje

4 Opis systemu (znaczące uzupełnienia poprzez A 116)

5 Wymagania

I. Wymagania ogólne (bezpieczeństwo, środowisko...)

II. Wymagania szczególne wobec komponentów

III. Wymagania przy projektowaniu i wymiarowaniu (przejęcie wymiarowania przez A 116 część 1 – część 2 wymiarowanie pod punktem 6)

Kanalizacja podciśnieniowa

1 Układanie rurociągów

2 Badania

3 Odbiór (rozruch)

4 Aspekty ekonomiczne (wprowadzone przez A 116)

Załącznik A (normatywny). Badania zespołów zaworów odsysających

Załącznik B (normatywny). Badania rurociągów

Załącznik C (normatywny). Badania studzienek przyłączy do budynków

Załącznik D. Odbiory, badanie

Załączniki E – I informacyjne

Załącznik K. Przykład obliczeń (wprowadzone przez A 116)

Załączniki L – N informacyjne

Kanalizacja ciśnieniowa

1 Dobór i wymiarowanie

2 Instalowanie (kładzenie rurociągów)

- 3 Zapewnienie jakości
- 4 Metody badań
- 5 Przekazanie, eksploatacja i utrzymywanie (również kwestie prawne)
- 6 Imisje / Emisje (wprowadzone przez A 116)

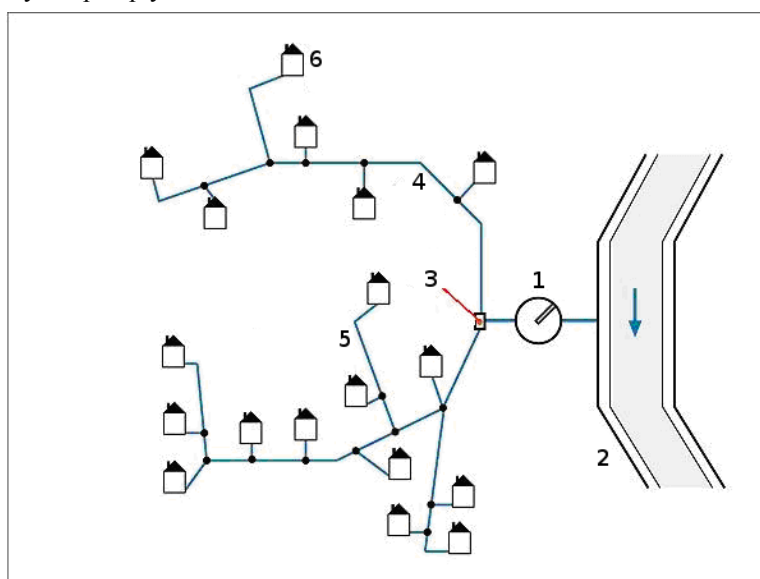
Załączniki A – D informacyjne

Załącznik E. Przykład obliczeń (wprowadzone przez A 116)

Załącznik F – G informacyjne

W przypadku kanalizacji podciśnieniowej w zamkniętym systemie rurociągów wytwarzane jest podciśnienie przez pompy próżniowe na poziomie 0,6–0,7 bar (0,06–0,07 MPa). Podciśnienie panuje w całej sieci rur, aż do zaworów odsysających (rys. 1).

W przypadku otwarcia zaworów zasysane będą do systemu rur ścieki, a następnie lub jednocześnie powietrze. Powietrze przepływa przez rurę w kierunku stacji wytwarzającej podciśnienie i zabiera za sobą ścieki. Do transportowania ścieków żądana jest dalsza separacja wody od powietrza, którą osiąga się poprzez odpowiednie położenie rurociągu (punkty wysokie i niskie). W rzeczywistości w rurociągach pozostanie mieszanka wody z powietrzem o różnych proporcjach. Przepływ powietrza jest od 3 do 15 razy większy niż przepływ ścieków.



Rys. 1. Schemat kanalizacji podciśnieniowej

Fig. 1. Scheme of the negative pressure sewage system

- 1 – oczyszczalnia/sewage treatment station; 2 – odbiornik/receiver; 3 – stacja podciśnieniowa/negative pressure station; 4 – przewód główny/main pipe; 5 – przewód boczny/lateral pipe; 6 – podłączony dom z przyłączem i wentylem odsysającym/connected house with terminal pipe and suction valve

System kanalizacji podciśnieniowej nie nadaje się do transportowania ścieków na większą odległość. Jak dotąd, takie instalacje buduje się do obsługi około 1500 mieszkańców. Przy projektowaniu należy zasięgnąć rady oferenta systemu.

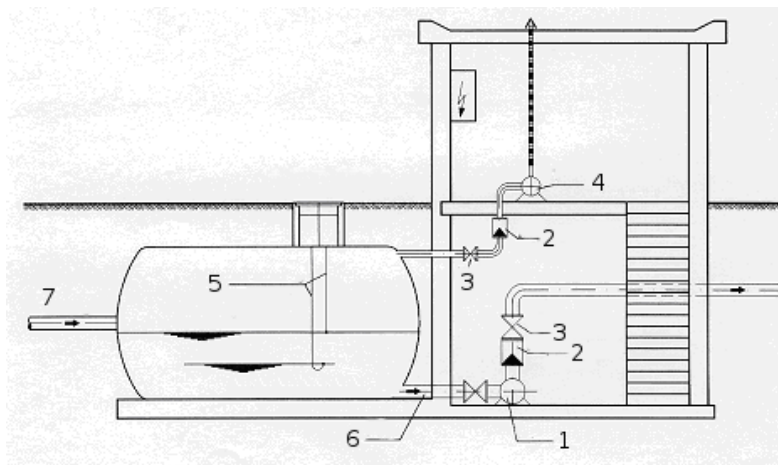
System składa się z:

- przyłączy do budynku,
- rurociągów kolektorowych,
- stacji podciśnienia.

Przyłącze do budynku składa się ze studzienki przyłącza do budynku, zespołu zaworów odsysających (zawór odsysający, sterownik i osprzęt) oraz rurociągu przyłączeniowego do budynku. Ważnym elementem jest napowietrzanie rurociągów do budynku według DIN 1986.

Przy dopływie ścieków zbiera się 10–15 dm³ ścieków przed zaworem w rurze. Wysockość spiętrzenia (od 30 do 40 cm) powstaje samoczynnie, w sposób bezprądowy, otwarcie zaworu następuje bez udziału sterownika ze skrzynki sterowniczej.

Stacja podciśnieniowa wytwarza niezbędne podciśnienie (zazwyczaj od 60 do 70 kPa). Jest to z reguły podpiwniczony budynek z dwoma lub więcej zbiornikami podciśnienia i pompami próżniowymi (rys. 2). Ścieki przepompowywane są pompami ściekowymi do oczyszczalni ścieków lub do centralnej sieci kanalizacyjnej. Należy mieć na uwadze imisje (zapachy, hałas), a zatem zachować właściwe oddalenie od terenów zabudowanych.

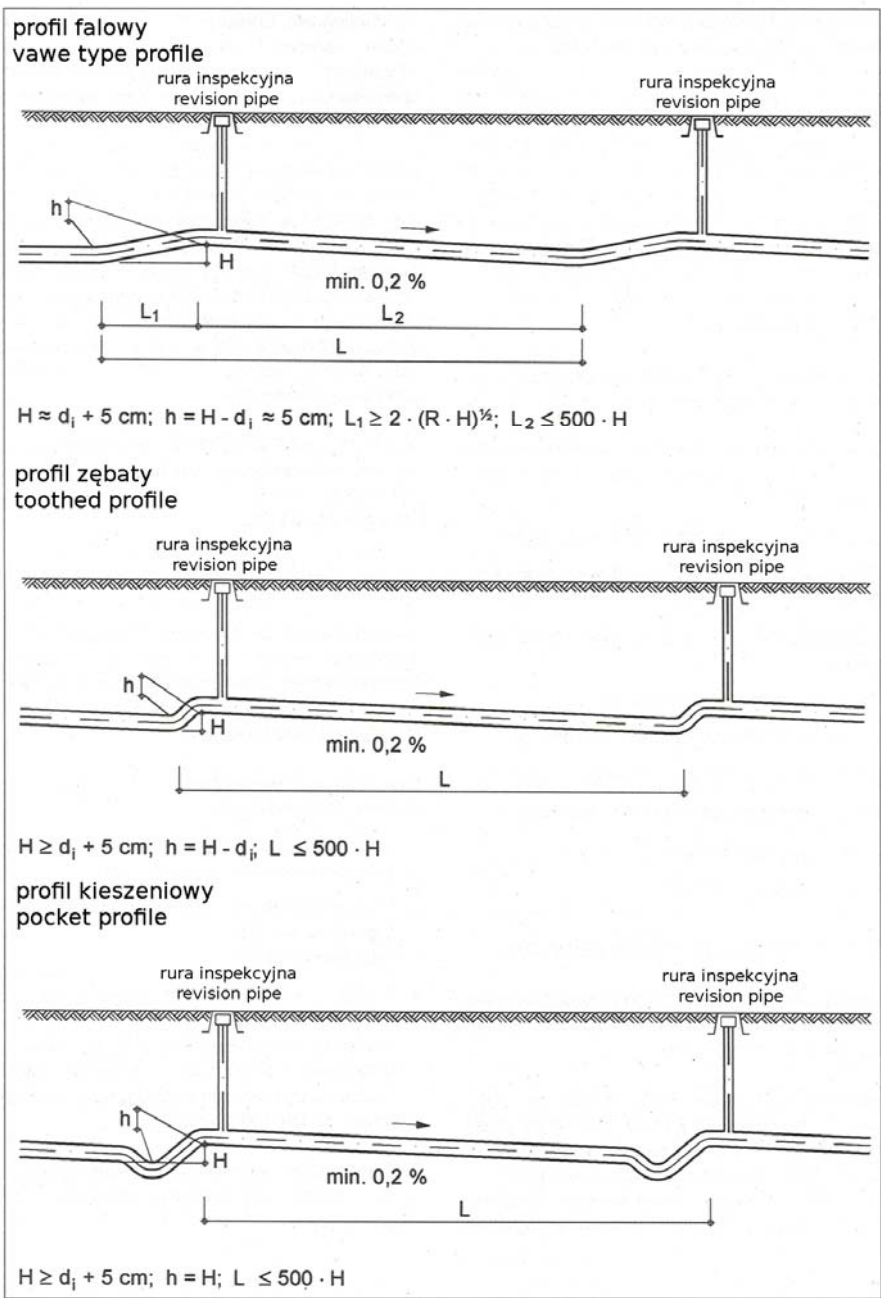


Rys. 2. Schemat stacji podciśnieniowej

Fig. 2. Scheme of the negative pressure station

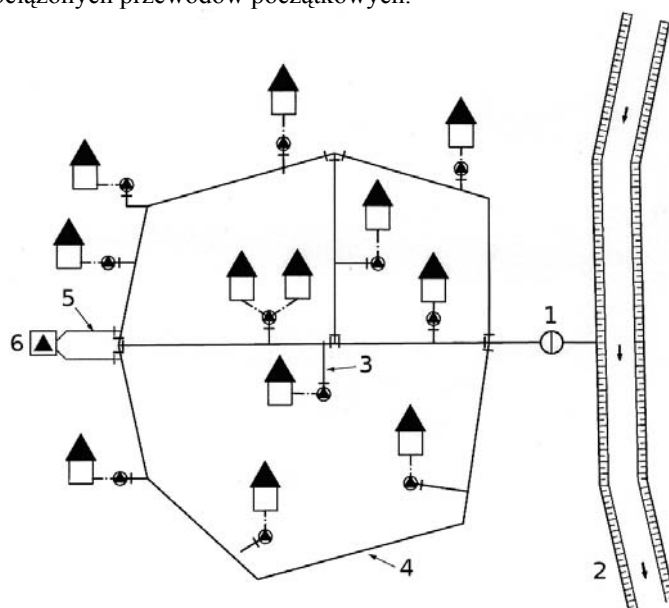
- 1 – pompa ściekowa/sewage pump; 2 – zawór zwrotny/back-pressure valve; 3 – zasuwa/valve;
4 – pompa podciśnieniowa/ negative pressure pump; 5 – sterowanie/steering; 6 – wylot/mouth;
7 – kolektor/collecting pipe

Stacje podciśnieniowe położone są z reguły w środku obsługiwanego rejonu. Należy zapewnić ich położenie w najniższym punkcie. Szczególną uwagę należy zwrócić na prawidłowe ukształtowanie profilu podłużnego rurociągu (rys. 3). W przypadku nieprawidłowo zainstalowanych rurociągów, właściwa eksploatacja jest utrudniona lub nawet niemożliwa.



Rys. 3. Przykłady profili podłużnych na terenie płaskim
 Fig. 3. Examples of longitudinal profiles on plane terrain

Ścieki płyną tak jak w konwencjonalnej instalacji kanalizacyjnej do studzienki, w której znajduje się pompa zanurzeniowa. Pompuje ona ścieki do sieci rur ciśnieniowych (rys. 4). Dodatkowo, procesy sphywania do sieci ciśnieniowej mogą być regulowane poprzez zastosowanie stacji płukania sprężonym powietrzem. Jest ono wprowadzane do nieobciążonych przewodów początkowych.



Rys. 4. Schemat kanalizacji ciśnieniowej

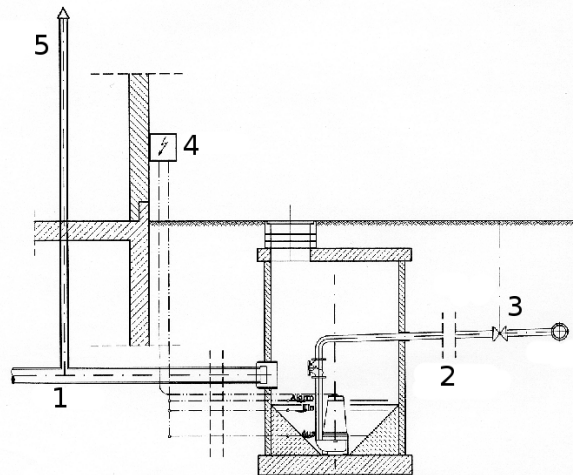
Fig. 4. Scheme of the positive pressure sewage system

1 – oczyszczalnia/sewage treatment station; 2 – odbiornik/receiver; 3 – przyłącze ciśnieniowe/lateral pressure pipe; 4 – kolektor ciśnieniowy/positive pressure collector; 5 – przewód dla powietrza pod ciśnieniem/pipe for pressurized air; 6 – stacja płukania powietrzem/station for air purging

System składa się z:

- komory zbiorczej,
- sprężarki,
- pompy,
- stacji płukania sprężonym powietrzem, o ile jest konieczna,
- rurociągu ciśnieniowego,
- połączeń rurowych,
- zaworów odcinających.

Na rysunku 5 przedstawiono schemat przyłącza do budynku dla systemu kanalizacji ciśnieniowej.



Rys. 5. Schemat przyłącza do budynku dla systemu kanalizacji ciśnieniowej
 Fig. 5. Scheme of the lateral pipe in the case of house pressure canalization
 1 – rurociąg główny/collector; 2 – przyłącze domowe/house connection; 3 – zawór/valve;
 4 – sterowanie/steering; 5 – odpowietrznik/air escape

Przedstawione technologie można uznać obecnie za wypróbowane i sprawdzone w praktyce. Znaczne oszczędności wynikające z niższych kosztów inwestycyjnych kolidują z wyższymi kosztami eksploatacji i nasyceniem urządzeniami technicznymi. Przy starannie sporządzonym projekcie, dobrym wykonawstwie, fachowym kierownictwie budowy oraz właściwym utrzymaniu można jednak zbudować prawidłowo funkcjonującą instalację kanalizacji ciśnieniowej lub podciśnieniowej oraz stacje rurociągów kanalizacyjnych płukanych sprężonym powietrzem.

Nowe technologie układania rurociągów ciśnieniowych, polegające na żłobieniu lub frezowaniu gruntu, nie odpowiadają jeszcze całkowicie ogólnie uznanym wymogom technicznym. Ze względu na znacznie niższe koszty wykonania oraz brak negatywnych doświadczeń można je jednak polecić jako godne uwagi metody układania rurociągów.

2. WYMIAROWANIE SYSTEMÓW KANALIZACJI PODCIŚNIENIOWEJ

Praktycznym przykładem wymiarowania rurociągu jest sieć kanalizacyjna w miejscowości Breitenhausen, w gminie Mariaposching w Dolnej Bawarii na terenie Niemiec. Miejscowość ta leży nad Dunajem, przy autostradzie A3, między Straubingiem i Deggen-dorfem. Projekt wykonało Biuro Inżynierskie Sehlhoff GmbH w Straubing (rys. 6).

System kanalizacji podciśnieniowej składa się z trzech rurociągów głównych, które na rys. 6 oznaczone są (1), (A) oraz (I). Stacja podciśnieniowa (U) położona jest blisko środka. Ścieki transportowane są następnie w rurociągu ciśnieniowym.

Teren ma lekki spadek z północy na południe. Geodezyjne różnice wysokości przewodów podciśnieniowych między końcami rurociągów głównych i stacją podciśnieniową wynoszą od (1) do (U) $-1,8$ m, od (A) do (U) $-1,4$ m i od (I) do (U) $+0,6$ m.

Rurociąg główny (1) przechodzi pod wieloma przeszkodami, zatem dodano 2 metry, celem pokonania różnicy wysokości. Rurociąg (I) przechodzi pod kanałem i dwoma przepustami, na te przeszkody dodano również 2 metry.

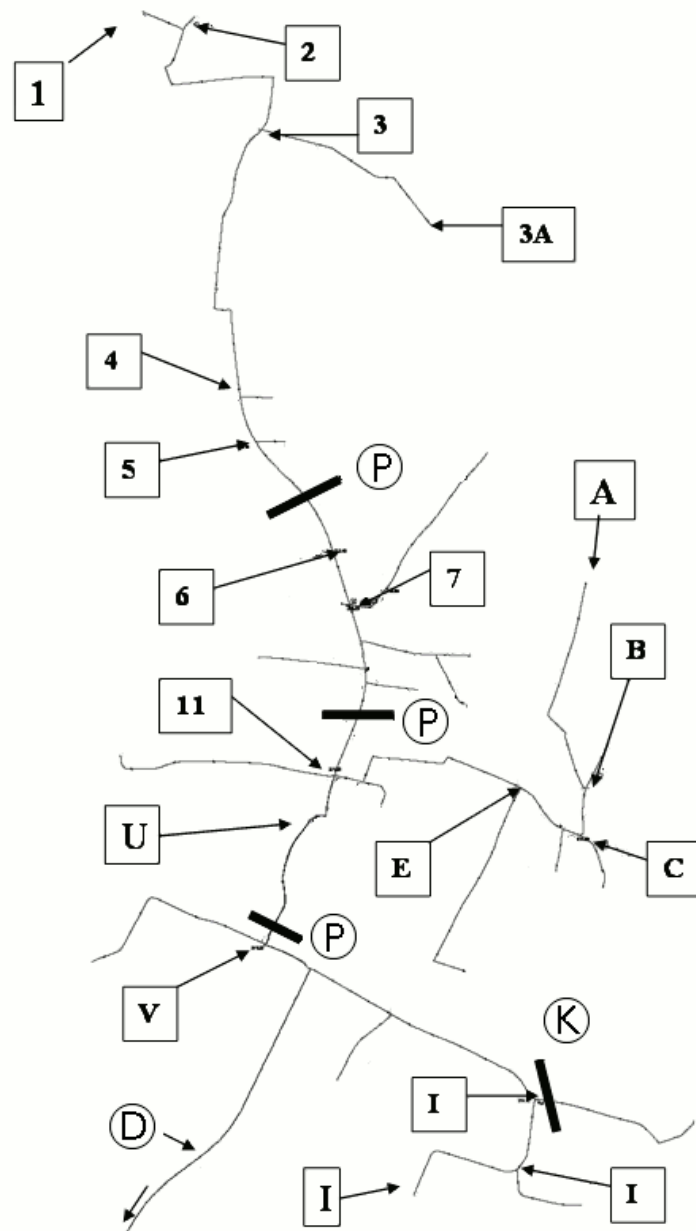
Wszystkie te rurociągi główne ułożono w profil „zębaty”.

W tabelach 1 i 2 przedstawiono przykładowe obliczenia rurociągu głównego (1) według wytycznych najnowszego arkusza roboczego A 116, najpierw z rzeczywiście wykonanym profilem zębatym, a następnie z pewnym hipotetycznym profilem falistym. Odległości między wzniosami L_i zostały w profilu zębatym dobrane co 100 metrów, tak że możliwe jest zassanie kieszeni powietrznych aż do tej odległości i ich usunięcie. W przypadku profilu falistego można „odciągać” blokujące kieszenie powietrzne poprzez punkty najwyższe i najniższe. W przypadku profilu zębatego nie jest to, niestety, wykonalne.

Tabele dla wartości orientacyjnych z arkusza roboczego odnoszą się do terenu płaskiego. Geodezyjna różnica wysokości między końcem rurociągu głównego i stacją podciśnienia została uwzględniona poprzez odpowiednie korekty zwiększające lub zmniejszające.

Porównanie wartości zestawionych w tabelach ujawnia, że profil „falisty” wykazuje mniejsze różnice ciśnienia hydrostatycznego niż profil „zębaty”.

W tabelach przyjęto rzeczywistą średnicę wewnętrzną rurociągu d_i . Z reguły wymiarowane w nowych arkuszach roboczych średnice rurociągów z niewielką ilością podłączonych do nich mieszkańców są mniejsze a dla większej ilości mieszkańców większe.



Rys. 6. Plan sytuacyjny systemu podciśnieniowego w Breitenhausen
 Fig. 6. Map of the negative pressure system in Breitenhausen
 P – przeszkoda/obstacle; D – przewód ciśnieniowy/pressure pipe; K – kanał/canal

Tabela 1
Table 1

Obliczenia maksymalnej hydrostatycznej różnicy wysokości ciśnienia w rurociągu głównym 1 z profilem „zębataym”

Calculation of the maximal hydrostatic pressure head difference in the main pipe 1 with „tooth” profile

odcinek sector	HAS	EW _i	Σ EW _i	l _i	LWV _i	βLWV	DN	d _i	L _i	n _i	h _i	n _i *h _i	Σ(n _i *h _i)
	(-)	(E)	(E)	(m)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(m)	(-)	(m)	(m)	(m)
1-2	1	4	4	109	15	15.0	65	74	100	1.09	0.200	0.22	0.22
2-3	3	12	16	559	15	15.0	65	74 / 90	100	5.59	0.200	1.12	1.34
3A-3	3	12	12	499	15	15.0	65	74	100	4.99	0.200	1.00	1.00
3-4	4	16	44	720	15	15.0	80	90 / 102	100	7.2	0.120	0.86	2.20
4-5	1	4	48	120	12	14.8	80	102	100	1.2	0.120	0.14	1.14
5-6	5	20	68	449	12	13.9	100	102 / 115	100	4.49	0.100	0.45	2.65
6-7	5	20	88	134	10	13.0	100	115	100	1.34	0.100	0.13	1.28
7-8	11	44	132	98	10	12.0	125	131	100	0.98	0.075	0.07	2.72
8-9	13	52	184	70	8	10.9	125	131	100	0.7	0.075	0.05	1.33
9-10	2	8	192	34	8	10.8	125	131	100	0.34	0.075	0.03	2.75
10-11	6	24	216	246	6	10.2	150	131	100	2.46	0.050	0.12	1.45
11-U	4	16	232	137	6	9.9	150	131	100	1.37	0.050	0.07	2.82
	58	232		2676		≈ 10						poziomy/flat	2.82
												spadek/slope	-1.8
												przeszkoda/obstacle	2.00
												razem/together	3.02

Tabela 2
Table 2

Obliczenia maksymalnej hydrostatycznej różnicy wysokości ciśnienia w rurociągu głównym 1 z profilem „falistym”

Calculation of the maximal hydrostatic pressure head difference in the main pipe 1 with „wave” profile

odcinek sector	HAS	EW _i	Σ EW _i	l _i	LWV _i	βLWV	DN	d _i	L _i	n _i	h _i	n _i *h _i	Σ(n _i *h _i)
	(-)	(E)	(E)	(m)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(m)	(-)	(m)	(m)	(m)
1-2	1	4	4	109	15	15.0	65	74	50	2.2	0.05	0.11	0.11
2-3	3	12	16	559	15	15.0	65	74 / 90	50	11.2	0.05	0.56	0.67
3A-3	3	12	12	499	15	15.0	65	74	50	10.0	0.05	0.50	0.50
3-4	4	16	44	720	15	15.0	80	90 / 102	60	12.0	0.05	0.60	1.27
4-5	1	4	48	120	12	14.8	80	102	60	2.0	0.05	0.10	0.60
5-6	5	20	68	449	12	13.9	100	102 / 115	75	6.0	0.05	0.30	1.57
6-7	5	20	88	134	10	13.0	100	115	75	1.8	0.05	0.09	0.69
7-8	11	44	132	98	10	12.0	125	131	90	1.1	0.05	0.05	1.62
8-9	13	52	184	70	8	10.9	125	131	90	0.8	0.05	0.04	0.73
9-10	2	8	192	34	8	10.8	125	131	90	0.4	0.05	0.02	1.64
10-11	6	24	216	246	6	10.2	150	131	100	2.5	0.05	0.12	0.85
11-U	4	16	232	137	6	9.9	150	131	100	1.4	0.05	0.07	1.71
	58	232		2676		≈ 10						poziomy/flat	1.71
												spadek/slope	-1.8
												przeszkoda/obstacle	2.00
												razem/together	1.91

Należy wyraźnie zaznaczyć, że tabele orientacyjne w arkuszu roboczym A 116-1 nie dają możliwości oszacowania maksymalnej różnicy wysokości ciśnienia hydrostatycznego. Dynamiczne straty ciśnienia są tym mniejsze, im wyższy jest stosunek natężenia przepływu powietrza Q_L do natężenia przepływu wody Q_w , oznaczony jako LWV. Z tego powodu dla rurociągów głównych i odnóg posiadających wzniosy i syfony oraz

skrzyżowania, szczególnie duży problem do rozwiązania stanowi odpowiednie zwiększenie wartości LWV według tabeli wartości orientacyjnych. Parametr LWV powinno się zwiększyć również wtedy, gdy maksymalna wartość różnicy wysokości hydrostatycznej rurociągu głównego przekroczy wartość 4 metrów.

Rurociąg główny (I) jest dobrym przykładem. Jest to rurociąg główny o największej różnicy wysokości ciśnienia hydrostatycznego, wynoszącej prawie 5 metrów. Według tabeli wartości orientacyjnych arkusza roboczego wystarczałoby LWV na poziomie 8,5. Ze względu na szczególne trudności i na dużą różnicę wysokości ciśnienia hydrostatycznego dobrano LWV na poziomie 12. W szczególności zastosowano lokalne LWV na odcinku cząstkowym (III – IV) na poziomie 15, ponieważ wchodząca w punkcie (III) odnoga przecina kanał u góry i z tego powodu będzie potrzebna duża ilość powietrza dla pokonania tego wzniosu.

Na rysunku 7 przedstawiono przekrój wykonanej stacji podciśnieniowej. Posiada ona podziemne zbiorniki podciśnieniowe o pojemności po 5 m³ oraz trzy pompy próżniowe o mocy 5,5 kW. W piwnicy postawiono dwa zbiorniki służące do transportu pneumatycznego oraz przynależne im kompresory.

Poniżej przedstawiono wymiarowanie stacji podciśnieniowej według najnowszego arkusza roboczego A 116-1.

Dzienny zrzut wody

$$Q_{S,d} = \sum (EW) \cdot w_{S,d}$$

$$w_{S,d} = 150 \text{ l}/(E \cdot d) = 0,15 \text{ m}^3/(E \cdot d)$$

$$Q_{S,d} = 380 E \cdot 0,15 \text{ m}^3/(E \cdot d) = 57 \text{ m}^3$$

Przepływ obliczeniowy

$$Q_S = \sum [EW_i \cdot 0,005 \text{ dm}^3/(E \cdot s)]$$

$$Q_S = (1,16 + 0,44 + 0,30) \text{ dm}^3/s = 1,9 \text{ dm}^3/s$$

Pompy ściekowe

Ilość:

$$n_S = 2$$

Wydajność tłoczenia:

$$Q_{S,p} = 3 \text{ dm}^3/s$$

Moc znamionowa:

$$P_{L,p} = 2,2 \text{ kW}$$

Długość rurociągu ciśnieniowego:

$$L = 2,780 \text{ m}$$

Średnica wewnętrzna rurociągu ciśnieniowego PE:

$$d_i = 74 \text{ mm}$$

Prędkość:

$$v = 0,7 \text{ m/s}$$

Ciśnienie tłoczenia :

$$\Delta p_{\text{man}} \approx \lambda \cdot L/d_i \cdot \rho/2 \cdot v^2$$

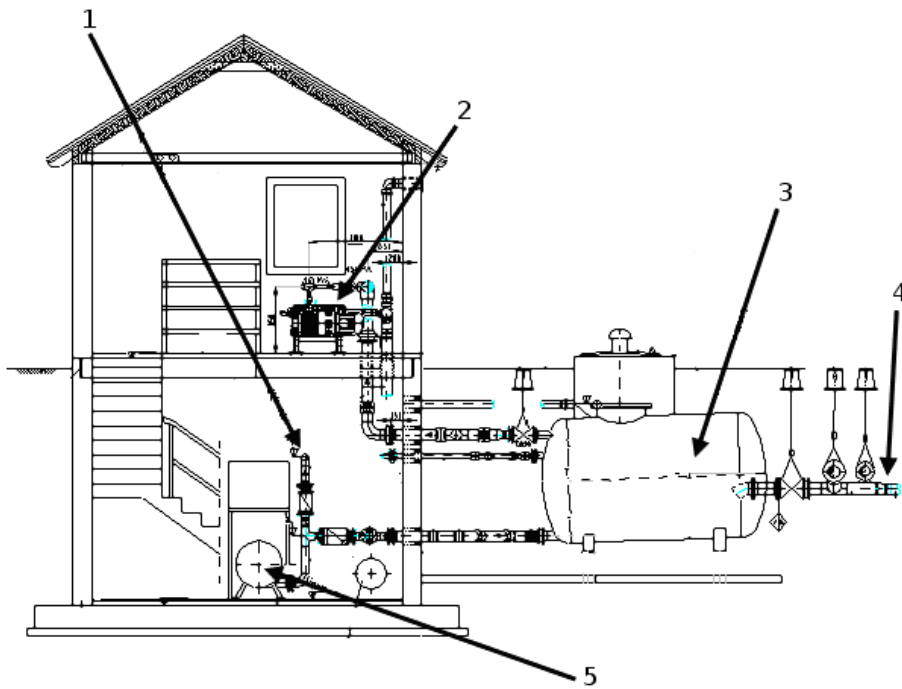
$$\Delta p_{\text{man}} \approx 0,03 \cdot 2,780 \text{ m} / 0,074 \text{ m} \cdot 1000 \text{ kg/m}^3 / 2 \cdot (0,7 \text{ m})^2$$

$$\Delta p_{\text{man}} \approx 276.000 \text{ N/m}^2 \approx 0,3 \text{ MPa}$$

Moc:

$$P_{L,p} = Q_{S,p} \cdot \Delta p_{\text{man}} / \eta$$

$$P_{L,p} = 0,003 \text{ m}^3/s \cdot 300.000 \text{ N/m}^2 / 0,5 = 1,8 \text{ kW}$$



Rys. 7: Stacja podciśnieniowa w Breitenhausen

Fig. 7. Negative pressure station Breitenhausen

1 – rurociąg ciśnieniowy/positive pressure pipe; 2 – pompy podciśnieniowe/negative pressure pumps; 3 – zbiorniki podciśnieniowe/negative pressure tanks; 4 – kanały podciśnieniowe/negative pressure canals; 5 – zbiornik dla pneumatycznego odbioru/tank for pneumatic driving

Wykonany system transportu pneumatycznego

Przepływ: $Q_{S,p} = 2,4 \text{ dm}^3/\text{s}$
 Prędkość: $v = 0,5 \text{ m/s}$
 Ciśnienie: $\Delta p_{\text{man}} = 0,14 \text{ MPa}$
 Objętość zbiornika ciśnieniowego: $V = 2 \times 300 \text{ l}$
 Kompresory: $P = 2 \times 2,2 \text{ kW}$

Maksymalny strumień powietrza (w stanie normalnym)

$Q_L = \sum (Q_{S,i} \cdot LWV_i)$
 $Q_L = (1,16 \cdot 10 + 0,44 \cdot 6,5 + 0,3 \cdot 12) \text{ dm}^3/\text{s}$
 $Q_L = 18,1 \text{ l/s} = 65 \text{ m}^3/\text{h}$
 $LWV = Q_L / Q_S = 18,1 \text{ l/s} / 1,9 \text{ l/s} = 9,53$

Maksymalny strumień powietrza (w stanie zasysania)

$Q_{L,s} = SF \cdot Q_L \cdot p_u / p_{\text{mittel}}$
 $Q_{L,s} = 1,5 \cdot 65 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 100 \text{ kPa} / 30 \text{ kPa}$
 $Q_{L,s} = 325 \text{ m}^3/\text{h}$

Pompy próżniowe

Ilość: $n_L = 3$
Wydajność ssania: $Q_{L,p,s} = 3 \times 200 \text{ m}^3/\text{h}$
 $Q_{L,p,s} > Q_{L,s} / (n_L - 1)$
 $200 \text{ m}^3/\text{h} > 325 \text{ m}^3/\text{h} / (3 - 1) = 163 \text{ m}^3/\text{h}$
Moc znamionowa: $P_{L,p} = 3 \times 4 \text{ kW}$
Wykonanie: $P_{L,p} = 3 \times 5,5 \text{ kW}$
Moc:
 $P_{L,p} = \left\{ \kappa / (\kappa - 1) \right\} \cdot Q_{L,p,s} \cdot p_{\text{mittel}} \cdot [1 - (p_{\text{mittel}} / p_u)^{(\kappa - 1) / \kappa}] / \eta$
 $P_{L,p} = 1,4 / 0,4 \cdot 200 \text{ m}^3/\text{h} \cdot 30 \text{ kPa} \cdot [1 - (30 \text{ kPa} / 100 \text{ kPa})^{0,29}] / 0,5$
 $P_{L,p} = 3,4 \text{ kW}$

Średnice wykonanych rurociągów podciśnieniowych odpowiadają w przybliżeniu wymiarowaniu według nowego arkusza roboczego A 116-1.

Pompy próżniowe dla analizowanego systemu zostały zwymiarowane według wytycznych starego arkusza roboczego A 116. Pompy te charakteryzują się mocą 3x5,5 kW, co jest wartością większą niż 3x4 kW obliczone według nowego arkusza roboczego A 116-1.

3. WYMIAROWANIE SYSTEMÓW KANALIZACJI CIŚNIENIOWEJ

Wymiarowanie systemów kanalizacji ciśnieniowej realizuje się w oparciu o obliczenia hydrauliczne. Poprzez opublikowanie we wrześniu 1992 roku arkusza roboczego ATV-A 116 przedstawiono metody wymiarowania, które do dziś stanowią praktyczne i sprawdzone źródło wiedzy. Zawarte tam współczynniki bezpieczeństwa zostały częściowo zmniejszone w opublikowanej rewizji arkusza roboczego DWA (A 116 część 2 z maja 2007 roku).

Celem maksymalnego ograniczenia tworzenia się gazu w rurociągach ciśnieniowych i występowania emisji nieprzyjemnych zapachów należy unikać przewymiarowania rurociągu i/lub budować stacje sprężonego powietrza.

W położonych na zewnątrz, wentylowanych komorach kolektorowych nie występuje z reguły wydostawanie się nieprzyjemnych zapachów.

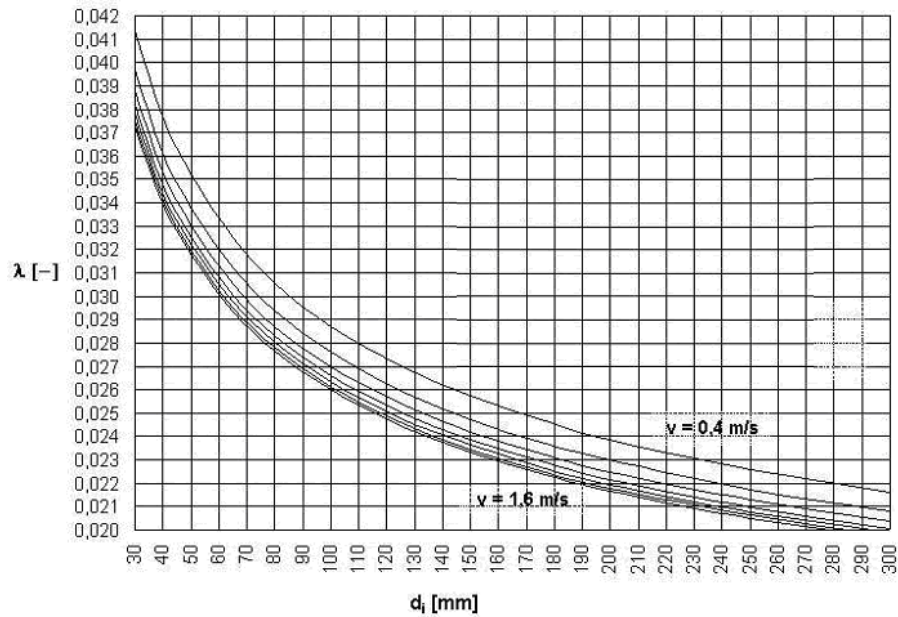
Wymiarowanie rurociągu kolektorowego realizuje się w zależności od podłączonej liczby mieszkańców i wielkości zrzutu ścieków, przyjmując $q_s = 0,005 \text{ dm}^3/\text{s}/\text{mieszkańca}$. Uwzględnienie wód obcych nie jest konieczne.

Jeśli obliczona wartość jest mniejsza od wydajności tłoczenia pojedynczej pompy, to należy przyjąć wydajność pompy jako minimalny przepływ do wymiarowania rurociągu.

Średnice kolektorów ciśnieniowych należy oszacować w pierwszym podejściu obliczeń, przy czym wskazane jest utrzymanie minimalnego wymiaru nominalnego $\phi 65$. W przypadku stosowania pomp z urządzeniami odcinającymi można minimalną średnicę nominalną zmniejszyć do $\phi 32$. Obliczenie wysokości tłoczenia w systemie rurociągów realizowane jest na podstawie obciążeń szczytowych w oparciu o następujący wzór:

$$h = h_r + h_{geo} = \frac{\lambda \cdot l}{d_i} \cdot \frac{v^2}{2g} + h_{geo} \quad [\text{m}]$$

Podanie dokładnej wartości λ wynikać będzie ze wzoru Prandtla-Colebrooka. W przybliżeniu wartość λ można określić w poniższy sposób, przy czym lokalne straty ustalone zostają poprzez uwzględnienie chropowatości powierzchni k_b na poziomie 0,25 mm. Na rysunku 8 podano zależność między współczynnikami oporu rur λ a wewnętrzną średnicą rury d_i dla prędkości średnich v w zakresie od 0,4 m/s do 1,6 m/s, w krokach co 0,2 m/s, przy współczynniku chropowatości rur $k_b = 0,25 \text{ mm}$.



Rys. 8. $\lambda = f(d_i)$ dla prędkości 0,4 – 1,6 m/s
 Fig. 8. $\lambda = f(d_i)$ for velocities 0,4 – 1,6 m/s

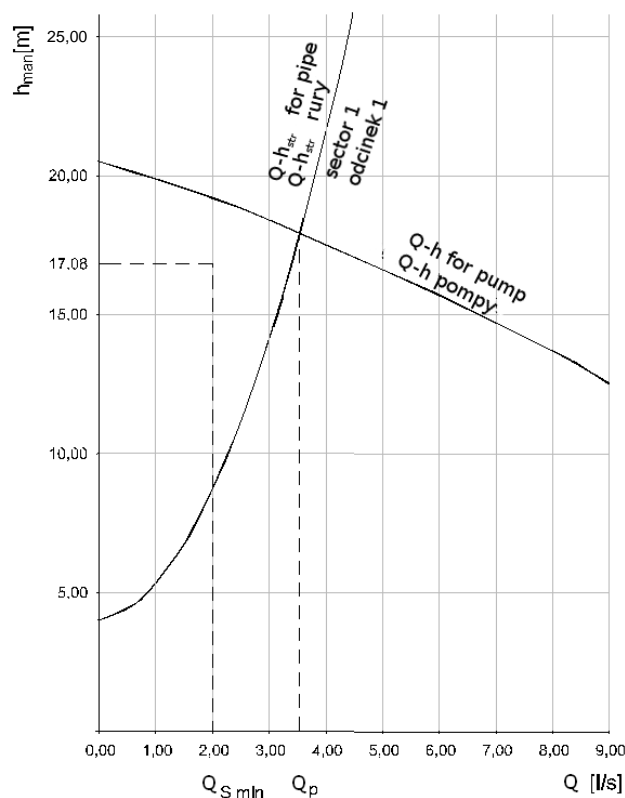
Obliczenie wysokości tłoczenia realizowane jest stopniowo, przy czym zawsze wychodzić się będzie od relacji ciśnieniowych na końcu odcinka rury. W poszczególnych, miarodajnych punktach sieci manometryczne wartości wysokości tłoczenia będą obliczane jako suma strat spowodowanych oporami i geodezyjną różnicą wysokości.

Sieci pierścieniowe powinny być praktycznie i obliczeniowo aktywowane poprzez montaż organów odcinających w sieciach odgałęzionych (sieć pierścieniowa = przełączalna sieć rozgałęźna). Należy poddać badaniu wszelkie niezbędne w eksploatacji drogi przepływu celem poszukania najbardziej niekorzystnego wariantu. Straty związane z oporami przepływu mniejsze od 10 m nie muszą być w tym przypadku uwzględniane. Jednak przy dłuższych rurociągach przyłączeniowych do budynku lub w niekorzystnych warunkach geodezyjnych, takie straty wynikające z oporów przepływu mogą mieć istotne znaczenie.

Agregaty pompowe są dobierane tak, by w rurociągach przyłączeniowych do budynku i w rurociągach głównych nie płukanych ciśnieniowo mogły zostać osiągnięte następujące minimalne prędkości przepływu:

- ciśnieniowy przewód przyłączeniowy do budynku i rurociąg kolektorowy ϕ 100: $v = 0,7$ m/s,
- ciśnieniowy rurociąg kolektorowy ϕ 150: $v = 0,8$ m/s,
- ciśnieniowy rurociąg kolektorowy ϕ 200: $v = 0,9$ m/s .

Obliczenie punktu roboczego instalacji pompowo-rurowej należy wykonać w oparciu o charakterystyki pompy $Q - h$ i rury $Q - h_{str}$ (rys. 9).



Rys. 9. Określenie punktu roboczego instalacji pompowo-rurowej
 Fig. 9. Determination of the working point of the pump-pipe installatio

Jeśli nie zostanie osiągnięta minimalna prędkość przepływu, wtedy powinno się zmienić wydajność tłoczenia lub średnicę rurociągu kolektorowego i przeprowadzić obliczenia ponownie. W niektórych przypadkach trzeba wziąć pod uwagę przepompownię pośrednią.

Nie jest konieczne obliczanie systemu kanalizacji ciśnieniowej, gdy wszystkie pompy tłoczą jednocześnie, gdyż uwzględnić to należałoby jedynie w przypadku zaniku prądu w całej strefie kanalizacji, co nie jest zresztą normalnym stanem pracy.

Płukanie sprężonym powietrzem powinno, o ile jest to konieczne, działać na różnych drogach przepływu (np. w sieci pierścieniowej). Celem określenia ciśnienia płukania należy odnieść się do najmniejkorzystniejszej drogi płukania. Przy systemach kanalizacji ciśnieniowej wychodzi się z założenia, że rurociąg przed płukaniem wypełniony jest wodą. Nie uwzględnia się tu odcinków, w których panuje swobodny przepływ.

W rurociągach kolektorowych niezbędne jest wytworzenie wymienionych prędkości minimalnych. W przybliżeniu można to osiągnąć poprzez zapewnienie ciśnienia płukania p_{sp} , które w stanie stacjonarnym wywoływać będzie żadaną prędkość przepływu

przy całkowitym wypełnieniu rurociągu. W przypadku rurociągów z zestopniowanymi średnicami, ciśnienie płukania określone jest tak, że żądana minimalna prędkość przepływu osiągana jest w przekrojach o największej średnicy.

Niezbędne ciśnienie płukania będzie zatem określone na poszczególnych odcinkach według wzoru służącego do obliczania wysokości tłoczenia w [m] i jednocześnie przeliczone na p_{sp} w [Pa]. Parametr λ będzie następnie określany w sposób przybliżony na podstawie rysunku 7.

Odpowiedni zapas powietrza można zgromadzić w zbiorniku ciśnieniowym, tak więc wydajność sprężarki może być mniejsza niż wynosi bezpośredni nadmuch powietrza. Określenie objętości zbiornika odbywa się według następującego wzoru:

$$V_B = V_R \cdot \frac{p_{sp} + p_u}{p_B - p_{sp}} \quad [\text{m}^3]$$

Ciśnienie sprężenia p_B w zbiorniku ciśnieniowym oraz objętość płukania V_R w rurociągu powinny zostać obliczone przez projektanta. W przypadku rurociągów ciśnieniowych – z punktami najwyższymi i najniższymi, natomiast objętość płukania V_R powinna być wyższa niż największa objętość w rurociągu między dwoma sąsiadującymi ze sobą najwyższymi punktami (największa objętość syfonowa). Czas trwania płukania winien wynosić z reguły od 5 do 10 minut.

Zbiorniki sprężonego powietrza i sprężarki płuczące należy zwymiarować tak, aby wszelkie niezbędne płukania były prowadzone w odstępach co około 4 godziny. Należy pamiętać, aby zbiornik sprężonego powietrza był regularnie poddawany inspekcji.

Sprężone powietrze może być również wdmuchiwane bezpośrednio za pomocą kompresora do rurociągu. Niezbędną ilość powietrza oblicza się w następujący sposób:

$$Q_{Kompr.} = Q_{sp} \cdot \frac{(p_{sp} + p_u)}{p_u} \quad [\text{m}^3/\text{h}]$$

Q_{sp} jest wymaganym przepływem płuczającym koniecznym do utrzymania minimalnej prędkości przepływu, a p_u jest ciśnieniem powietrza w otoczeniu.

Podczas procesu płukania sprężonym powietrzem w rurociągu panują niestacjonarne warunki przepływu, tj. na początku płukania prędkość przepływu jest mniejsza i wraz z postępującym opróżnianiem prędkość ta zwiększa się ze względu na zmniejszający się zator wodny. Z tego powodu wyżej wymienione wzory należy traktować jako pewien przybliżony model i wyniki poddać weryfikacji odpowiednio do każdego przypadku z osobna, pod kątem ich wiarygodności i ekonomiczności zastosowania.

Punkt przecięcia wykresu krzywej Q jako funkcji h_{str} dla rurociągu i krzywej Q jako funkcji h dla pompy jest punktem pracy systemu, którego przepływ należy zastosować do obliczenia prędkości przepływu w rurociągu.

Przy ciągle zwiększającym się przekroju rurociągu należy pompy wymiarować pod kątem ich całkowitego napełnienia.

W przypadku zamkniętych systemów rurowodowych (bez zaworów odpowietrzających) na odcinkach ze spadkami tworzą się za każdym przewyższeniem pęcherze i kieszenie powietrzne. Ich uwzględnienie w sieciach posiadających punkty niskie i wysokie jest niezbędne dla prawidłowego wymiarowania rurowodu. Najniekorzystniejszy przypadek występuje wtedy, gdy wszystkie nachylone odcinki rurowodów wypełnione są powietrzem. W takim przypadku h_{man} może zostać w przybliżeniu określone jako suma różnic wysokości poszczególnych odcinków pionowych w kierunku przepływu, z dodaniem strat ciśnienia związanych z oporami.

Z reguły obliczanie wielkości uderzeń hydraulicznych nie jest konieczne.

4. WYMIAROWANIE PRZEPOMPOWNI ŚCIEKÓW PRZEPLUKIWANYCH ZA POMOCĄ SPRĘŻONEGO POWIETRZA

Instalacje przepompowni ścieków należy wymiarować w Niemczech według Zasad ATV/DVWK-A 134. Przy przepompowywaniu trzeba mieć na uwadze, że ścieki są medium trójskładnikowym, na które składają się ciecz, elementy stałe i gazy. Uwzględnienie tych składników pozwoli zapewnić bezzakłócenową i nie obciążającą ponad miarę pracę instalacji. Zakłócenia mogą powstawać w wyniku zatykania się instalacji lub powstawania w niej osadów. Procesy beztlenowego rozkładu powodują wytwarzanie gazów gnilnych, które są powodem korozji i stwarzają problemy z generowaniem się zapachów. Płukanie sprężonym powietrzem jest rozwiązaniem dającym możliwość usuwania osadów i skracania czasu zalegania ścieków w rurociągach ciśnieniowych. Istotne jest tu zjawisko samoodpowietrzania się rurociągów oraz proces tworzenia się osadów.

Ciśnieniowe rurociągi kanalizacyjne płukane sprężonym powietrzem można stosować:

- w hydraulicznych instalacjach przepompowni (np. pompy obiegowe z rurociągami ciśnieniowymi i armaturą);
- w przepompowniach pneumatycznych (zbiornik sprężonego powietrza i/lub sprężarka, instalacja sterowania, rurociągi ciśnieniowe i armatura);
- w ciśnieniowych rurociągach nachylonych, z osobnym płukaniem sprężonym powietrzem;
- w rurociągach syfonowych z płukaniem sprężonym powietrzem.

Dla bezpiecznej eksploatacji instalacji należy układać rurociągi w taki sposób w profilu podłużnym, aby występowała sekwencja punktów wysokich i niskich.

Obliczenia hydrauliczne muszą uwzględniać specyfikę transportowanego medium, tak więc proste obliczenie strat oporów przepływu przy całkowicie napełnionym rurociągu nie jest wystarczające. Przy obliczaniu manometrycznej wysokości tłoczenia należy wziąć pod uwagę odcinki całkowicie napełnione powietrzem po przeprowadzeniu płukania sprężonym powietrzem. Obliczenia można prowadzić na podstawie zasad podanych przez R. Kruga, [1986]. W wyniku równoległości linii ciśnień i osi rurociągu, na odcinkach wypełnionych powietrzem występują większe wysokości tłoczenia przy tych samych przepływach niż przy tłoczeniu z całkowitym napełnieniem medium. Przy wymiarowaniu trzeba mieć na względzie wszelkie możliwe stany tłoczenia. Można również używać do tego istniejących programów komputerowych (np. www.bayern.de/wwa-ro/unterlagen/druckleitungen.html).

Dla płukania rurociągów znaczenie ma to, że mogą się tworzyć zatory wodne i powietrzne, do czego przyczyniać się może sprężone powietrze powodujące częściowe wypełnienie rurociągu.

Jeśli założy się występowanie najmniejszych korków wodnych, wtedy po wprowadzeniu sprężonego powietrza nastąpi przyspieszenie prędkości przepływu aż do wartości granicznej. Doświadczenia wskazują, że ta wartość graniczna w warunkach idealnych (stały spadek i stałe ciśnienie płukania) osiągana jest po przebyciu drogi wynoszącej 30–50 m.

W przybliżeniu można określić tę prędkość ze wzoru:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot \left(\frac{P_{Sp}}{\rho \cdot g} + h_E - \sum h_L \right)}{\lambda \cdot (l - l_L) / d + \sum \zeta}}$$

Ciśnienie płukania musi oprócz tego zostać dobrane tak, aby $v \geq v_{\min}$. W praktyce prędkość płukania przyjmuje się jako stałą. Jeśli w instalacji będzie funkcjonował zbiornik ciśnieniowy, wtedy wielkość zbiornika V_K wynikać będzie z objętości ciśnieniowego rurociągu przeznaczonego do płukania V_L , przy ciśnieniu płukania p_{Sp} , ciśnieniu magazynowania powietrza w zbiorniku p_K i ciśnieniu powietrza p_{amb} , w oparciu o wzór:

$$V_K = V_L \frac{p_{Sp} + p_{amb}}{p_K - p_{Sp}}$$

Jeśli z obliczeń ekonomicznych wynika, że należy zrezygnować ze zbiornika, wtedy należy dobrać sprężarkę o odpowiedniej wydajności pokrywającej zapotrzebowanie na ilość powietrza do płukania.

Do określenia niezbędnych parametrów towarzyszących procesowi usuwania powietrza z rurociągów można stosować różne wzory (Gandenberger 1957, Walther i Günthert 1998, Aigner 2003). Celem badania konieczności zakładania zaworów napowietrzających i odpowietrzających zaleca się stosowanie wzorów Aignera. Jeśli tego typu armatura jest potrzebna, wtedy w celu płukania rurociągów musi istnieć możliwość jej zamknięcia.

Arkusze robocze A 134 zaleca dla v_{\min} wartości w przedziale od 0,5 do 1,0 m/s z dodatkowym zaleceniem, aby $v_{\min} > 0,7$ m/s. Pomija się jednak przy tym fakty, że średnica rurociągu ma duży wpływ na prędkości minimalne. W nowym arkuszu roboczym A 116 część 3 proponowane są nowe wartości dla v_{\min} . Wymagają one jednak dalszych dyskusji:

φ 100 mm	0,7 m/s
φ 150 mm	0,8 m/s
φ 200 mm	0,9 m/s
φ 250 mm	0,95 m/s
φ 300 mm	1,0 m/s
φ 400 mm	1,1 m/s

Te minimalne prędkości przepływu powinny zostać osiągnięte albo w normalnym trybie tłoczenia, podczas płukania sprężonym powietrzem, albo w wyjątkowym przypadku w kombinacji procesu tłoczenia i płukania.

Wymagana częstotliwość płukania wynika z właściwości ścieków pod kątem możliwości wydzielania się siarkowodoru i czasu zalegania w instalacji. Należy dokonać obliczeń dotyczących tworzenia się substancji zapachotwórczych i powodujących korozję.

Maksymalny czas przepływu powinien być dobrany na poziomie od 2 do 8 godzin. Jeśli po tym czasie zapewni się maksymalny czas zalegania poniżej 2 godzin, wtedy nie będą potrzebne dalsze działania usuwania zapachów i zapobiegania korozji. W przedziale czasu między 2 i 8 godzinami można w razie potrzeby zastosować wprowadzenie napowietrzenia lub chemikaliów. Po czasie dłuższym niż 8 godzin konieczne staje się zastosowanie stacjonarnych stacji do płukania rur sprężonym powietrzem. Wyjątkiem od tej zasady są systemy rurowe, które uchodzą bezpośrednio do oczyszczalni ścieków.

Cisnieniowe instalacje kanalizacyjne należy wymiarować tak, aby uniknąć zbyt długiego czasu zalegania ścieków w instalacji i by osiągnąć minimalne prędkości przepływu gwarantujące brak sedymentacji osadów. Jeśli spełnienie tych wymogów nie jest możliwe, wtedy należy się liczyć z tworzeniem się siarczków, z korozją, a także z zapachem oraz z osadami w rurach. Można temu zapobiegać w różny sposób, np. stosować płukanie sprężonym powietrzem. Wymiarowanie procesu płukania musi zapewnić dobrą wymianę ścieków i osiągnięcie minimalnej prędkości przepływu na poszczególnych odcinkach rurociągu o różnych średnicach. Celem zapewnienia pracy bez zakłóceń należy rurociągi wyposażać w punkty wysokie i niskie. Jeśli koniecznym jest zastosowanie zaworów napowietrzających i odpowietrzających, wtedy trzeba je zamknąć podczas płukania instalacji.

5. SAMOODPOWIETRZANIE SIĘ RUROCIĄGÓW KANALIZACYJNYCH

Od lat siedemdziesiątych ubiegłego stulecia do odprowadzania ścieków stosuje się coraz częściej rurociągi ciśnieniowe. Dzieje się to głównie z przyczyn ekonomicznych, lecz również spowodowane jest to warunkami topograficznymi, skomplikowanymi podłączeniami oraz koniecznością stosowania przepompowni w warunkach niewielkich spadków terenu, a nawet spadków odwrotnych. Rozwiązania te są korzystnymi wariantami ekonomicznymi i ekologicznymi przy odprowadzaniu ścieków, gdyż występuje większa dowolność w wyznaczaniu tras. Można stosować mniejsze średnice oraz układać rury na umiarkowanych głębokościach. Problemy mogą wystąpić przy powstawaniu zapowietrzeń, sedymentacji cząstek stałych i pojawianiu się nieprzyjemnych zapachów. Alternatywą jest płukanie sprężonym powietrzem lub okresowe dawki powietrza.

Projektowanie rurociągów ściekowych realizowane jest na podstawie ilości ścieków przeznaczonych do odprowadzenia, warunków brzegowych dla trasy i rurociągu, doboru pomp i ich charakterystyk tłoczenia, wytycznych i okoliczności dla nieciągłego trybu pracy i zapowietrzeń, warunków eksploatacji jak płukanie i dozowanie sprężonego powietrza. Ważna jest też znajomość warunków brzegowych jak zbiornik buforowy i warunki dozowania. Oprócz tego niebagatelną rolę odgrywają prędkości minimalne, technologie czyszczenia, maksymalne przepływy oraz warunki ciśnienia lub podciśnienia.

Obliczenie hydrauliczne przepływu w rurociągu tłocznym oparte jest na wzorze Darcy-Weisbacha [za: Bollrich 2007]:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (h_E - \sum h_L)}{\lambda \cdot (L - \sum L/d + \sum \zeta)}}$$

gdzie:

$$\lambda = \left[-2 \cdot \lg \left(\frac{2,51 \cdot v}{\sqrt{2 \cdot g \cdot d^3 \cdot I_R}} + \frac{k}{3,71 \cdot d} \right) \right]^{-2}$$
$$I_R = \frac{\lambda \cdot v^2}{d \cdot 2g}$$

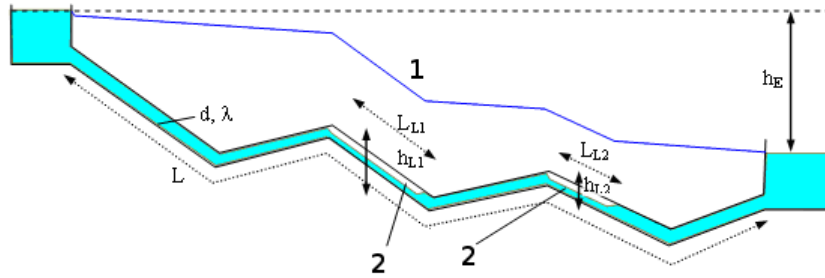
W powyższych wzorach przyjęto następujące oznaczenia:

v – prędkość [m/s]

g – przyspieszenie ziemskie [m/s²]

d – średnica rurociągu [m]

d_{hy} – średnica hydrauliczna [m]
 r_{hy} – promień hydrauliczny [m]
 L – długość rurociągu [m]
 k – chropowatość [m]
 λ – współczynnik oporów
 I_R – strata ciśnienia
 h_E – wysokość energii potencjalnej [m]
 h_V – wysokość strat ciśnienia [m]
 ζ – współczynnik strat
 ν – lepkość kinematyczna [m²/s]



Rys. 10. Przewód z podszkami powietrznymi

Fig. 10. Pipe with air pockets

1 – linia ciśnień przy występowaniu powietrza/hydraulic gradient line in case of air presence
 2 – kieszeń powietrzna/air pocket

Zapowietrzenia uwzględnione są zarówno w wysokościach tłoczenia, jak i w długościach rurociągów (rys. 10). Obliczenia wykonano w przypadku występowania maksymalnego zapowietrzenia na wszystkich rurociągach, których spadki są większe niż spadki energetyczne. Maksymalny opór przepływu występuje tam, gdzie w odcinkach rurociągów występuje spadek większy niż spadek energetyczny i gdzie występuje całkowite napełnienie powietrzem. W odcinkach rurociągów w których obecne jest powietrze tworzy się odpływ ze swobodnym lustrem wody. Stan wody w zależności od przepływu wynikać będzie z krzywych podziału, które obliczyć można na podstawie równania Darcy-Weisbacha przy uwzględnieniu średnicy hydraulicznej d_{hy} i spadku rurociągu I_S :

$$v_T = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot d_{hy} \cdot I_S}$$

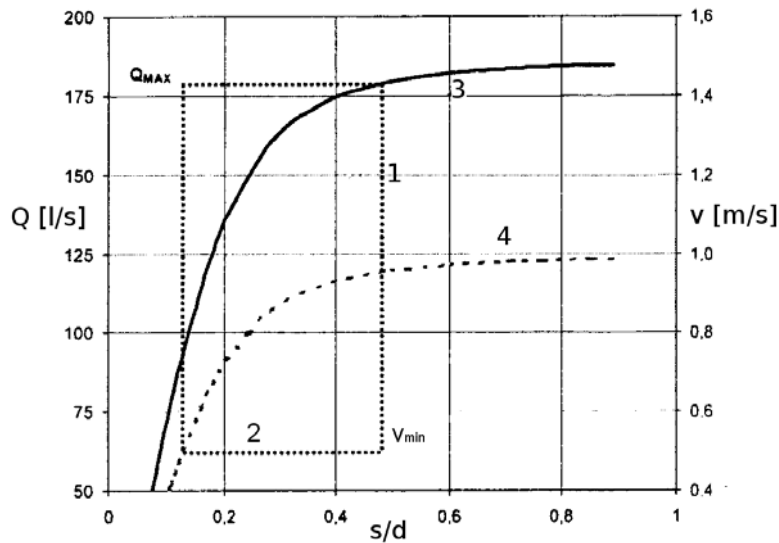
gdzie:

$$d_{hy} = 4 \cdot \frac{A_{Teil}}{L_U}$$

A_{Teil} jest powierzchnią przekroju poprzecznego częściowo wypełnionego rurociągu oraz

$$\lambda = \left[-2 \cdot \lg \left(\frac{2,51 \cdot \nu}{\sqrt{2 \cdot g \cdot d_{hy}^3 \cdot I_R}} + \frac{k}{3,71 \cdot d_{hy}} \right) \right]^{-2}$$

Ze względu na okres (pora dnia, dzień tygodnia, pora roku) zrzut ścieków w rurociągach ciśnieniowych kanalizacji rozkłada się nierównomiernie. Dzieje się to dzięki otwieraniu i zamykaniu zasuw rurociągów ciśnieniowych o dowolnych spadkach lub włączaniu się lub wyłączaniu pomp pracujących w rurociągach ciśnieniowych (rys. 11). Jeśli zrzucane ścieki będą przychodziły z kanału wody zmieszanej, tj. również z wodami opadowymi, wtedy należy uwzględnić wymagania zbiornika magazynowania wody deszczowej dla zbiornika pośredniego. Należy zagwarantować przelewy awaryjne w przypadku wystąpienia silnych opadów deszczu na początku dopływu.



Rys. 11. Hydrauliczne warunki graniczne dla regulacji działania przewodów

Fig. 11. Hydraulic limit conditions for pipeline control

1 – charakterystyka przewodu rurowego/ characteristic of pipeline; 2 – zakres sterowania/steering range; 3 – niezakłócony/undisturbed; 4 – zakłócony/disturbed; s/d – ustawienie zaworu/valve position

Celem zapewnienia bezsedymenacyjnego przepływu w ciśnieniowych rurociągach kanalizacyjnych zaleca się prędkości minimalne, tj. 0,5 m/s, choć znacznie korzystniejsza jest wartość 0,7 m/s. W kanalizacji ciśnieniowej warunki te rzadko mogą być zachowane, ze względu na niewielki zrzut ścieków. Burzliwy przepływ w rurociągach utrudnia jednak konsolidację osadów. Celem podwyższenia prędkości przepływu przeprowadza się płukanie ciśnieniowych rurociągów kanalizacyjnych sprężonym powietrzem. Płukanie, a co za tym idzie czyszczenie rur, realizowane jest przez stacje płukania

sprężonym powietrzem. Oprócz tego studzienki płuczące wyposażone są w urządzenia odcinające i nadmuchowe. Obok problemów z zapowietrzeniem i składnikami ścieków dużą rolę odgrywa wydobywanie się gazów i tworzenie się siarkowodoru. Żywotność rurociągów oraz cykle płukania zależą od tych właśnie czynników (rys. 12).



Rys. 12. Model przewodu ciśnieniowego o swobodnym spadku w Laboratorium Huberta–Engela
Fig. 12. Model of pressure pipeline with free slope in the Hubert–Engel Laboratory

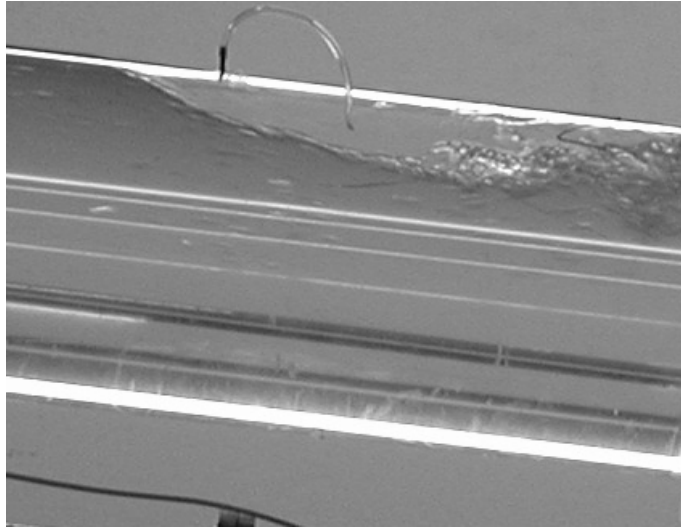
Analiza pojedynczych pęcherzy (rys. 13–14) dostarczyła ważnych informacji do zdefiniowania wzoru

$$v_s = \sqrt{g \cdot d} \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot \sin \alpha}{(1,64 \cdot \sin \alpha + 0,06)}}$$

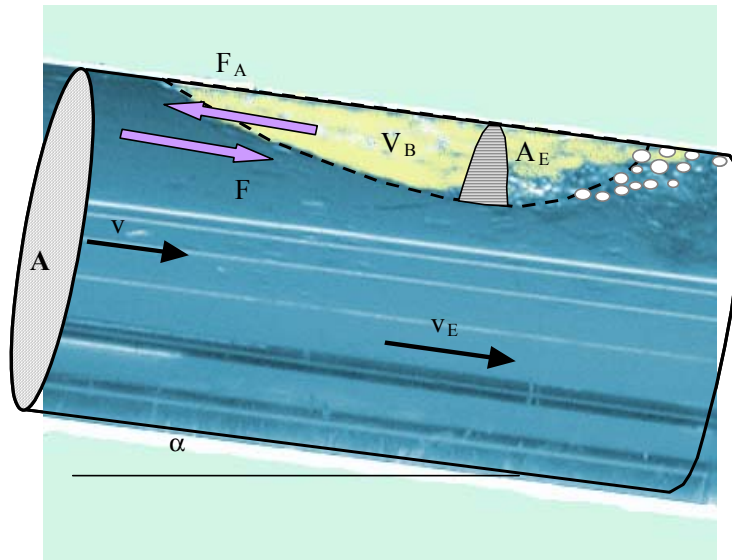
gdzie:

α – kąt pochylenia rurociągu

Dla rurociągów w strefach występowania kanalizacji, a także w strefach występowania instalacji oczyszczalni ścieków z minimalnym zapowietrzeniem i brakiem dalszego doprowadzania powietrza, można dzięki porównaniu istniejącej prędkości przepływu z prędkością obliczeniową przy samoodpowietrzaniu opisać zjawisko samoodpowietrzania się.



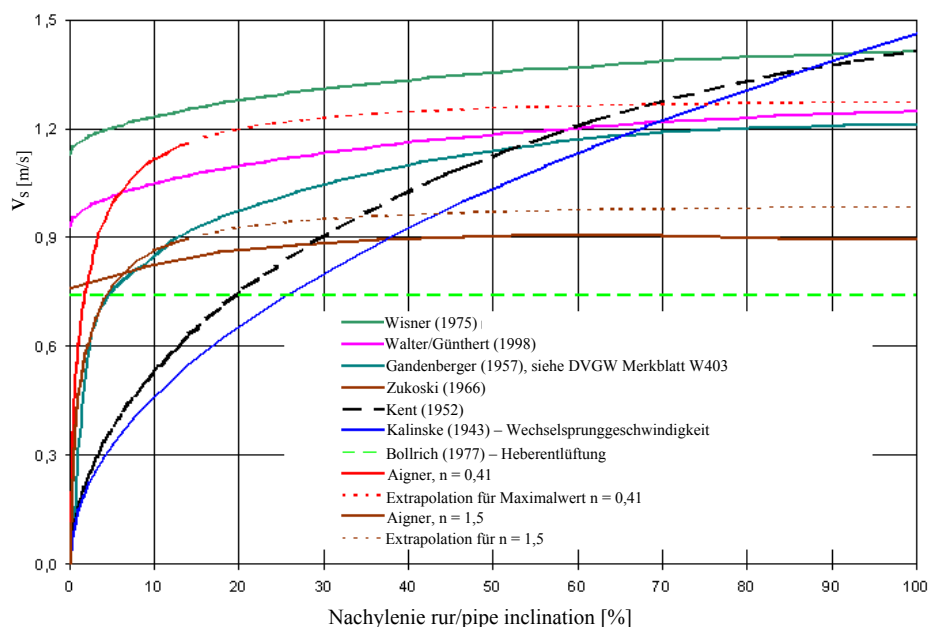
Rys. 13. Stojący pojedynczy pęcherz powietrzny w rurociągu ciśnieniowym
 Fig. 13. Immobile single air bubble in the pressure pipeline



Rys. 14. Równowaga sił dla pojedynczego pęcherza
 Fig. 14. Equilibrium of forces in case of single bubble

Całkowite usunięcie powietrza ma miejsce wtedy, gdy osiągnięta zostaje objętość wypływu z rurociągu o częściowym napełnieniu, a więc jeśli $d_{hy}=d$ oraz rurociąg jest wypełniony. Wtedy $v = \sqrt{g \cdot d} \cdot \sqrt{2 \cdot \sin \alpha / \lambda}$ przy założeniu, że współczynnik oporów λ jest funkcją prędkości, a więc również sinusa α .

Porównanie wyników z wynikami innych autorów przedstawia rysunek 15.



Rys. 15. Porównanie prędkości samoodpowietrzania się dla średnicy rury 190 mm, wg różnych badaczy

Fig. 15. Comparison of self-venting velocities for pipe diameter 190 mm after different studies

Ciśnieniowe rurociągi kanalizacyjne stanowią ekonomiczną alternatywę w stosunku do kanalizacji grawitacyjnej. Przy właściwym uwzględnieniu warunków brzegowych jest ona możliwa do opanowania. Wprowadzane do systemu kanalizacji powietrze w celu płukania lub powietrze transportowane podczas normalnego użytkowania może utrudnić przepływ lub zupełnie zablokować rurociąg, dlatego istotne jest wzięcie pod uwagę tego zjawiska przy wymiarowaniu rurociągu. W zależności od przepływu, a więc i od prędkości strumienia ścieków oraz od średnicy i spadku rurociągu może dojść do usuwania powietrza. Jest to przypadek, w którym spadek linii energii jest większy niż spadek rurociągu. Krytyczną sytuacją podczas wymiarowania jest całkowite zapowietrzenie wszystkich odcinków, na których spadek rur I_S jest większy niż spadek linii energii I_E rurociągu napełnionego.

6. PARAMETRY REOLOGICZNE OSADÓW ŚCIEKOWYCH

Istniejące oczyszczalnie ścieków komunalnych wykorzystują w większości mechaniczno-biologiczne technologie usuwania zanieczyszczeń. Stosowane technologie, bazujące na osadzie czynnym, skutecznie oczyszczają ścieki komunalne, ale jednocześnie przyczyniają się do powstania dużej ilości osadu nadmiernego. Powoduje to poważny problem związany z utylizacją wytwarzanego osadu. Ze względu na dużą zawartość związków biogenych, racjonalnym sposobem ich wykorzystania jest rolnicze lub przyrodnicze zagospodarowanie. Warunkiem ograniczającym utylizację w rolnictwie stanowi zawartość metali ciężkich oraz zanieczyszczeń bakteriologicznych a w szczególności obecność jaj pasożytów jelitowych. Przyrodnicze wykorzystanie ma znacznie szerszy zakres i obejmuje między innymi rekultywację utworów zdegradowanych, zagospodarowanie utworów antropogenicznych itp. Duże możliwości w tym zakresie stwarza metoda hydroobsiewu, wykorzystywana na przykład dla zagospodarowania powierzchni terenu o znacznym nachyleniu.

Utylizacja osadów ściekowych wymaga przetransportowania znacznych ilości uwodnionego osadu organicznego. Optymalnym rozwiązaniem, w tym przypadku, jest zastosowanie hydrotransportu rurowego. Przy projektowaniu instalacji hydrotransportu rurowego istotna jest znajomość parametrów fizycznych, reologicznych oraz hydraulicznych transportowanego medium. Jest to niezbędne dla przeprowadzenia analizy pracy układu pompowo-rurowego, pozwalającej na optymalne jego zaprojektowanie.

Badane osady ściekowe pochodziły z Warszawskiej Oczyszczalni Ścieków Komunalnych w Pruszkowie (osady surowe i przefermentowane) oraz z oczyszczalni ścieków Zakładów Papierniczych w Warszawie (osady celulozowe i celulozowo-komunalne). Na podstawie wyników analiz helmintologicznych w surowych osadach ściekowych stwierdzono obecność jaj pasożytów układu pokarmowego człowieka oraz występowanie dużej populacji drożdży, powodujących pęcznienie. W celu wyeliminowania wpływu drożdży surowe osady komunalne poddano procesowi fermentacji przez okres około sześciu miesięcy. Po zakończeniu procesu ponownie kompleksowo przebadano parametry fizyczne, chemiczne, helmintologiczne i reologiczne przefermentowanych osadów. Badania wykonano w Instytucie Ochrony Środowiska, Zakładzie Technologii Ścieków i Biologii Sanitarnej w Warszawie.

Wyniki analiz chemicznych i helmintologicznych badanych osadów ściekowych zamieszczono w tabeli 3.

Przedstawione wyniki badań wykluczają możliwość rolniczego wykorzystania osadów (przekroczona dopuszczalna wartość ołowiu oraz obecność jaj pasożytów jelitowych), choć możliwe jest przyrodnicze wykorzystanie, po przeprowadzeniu higienizacji (wapnowanie) oraz zmniejszeniu zawartości ołowiu (dodanie np. odpadów organicznych: słomy, torfu).

Tabela 3

Table 3

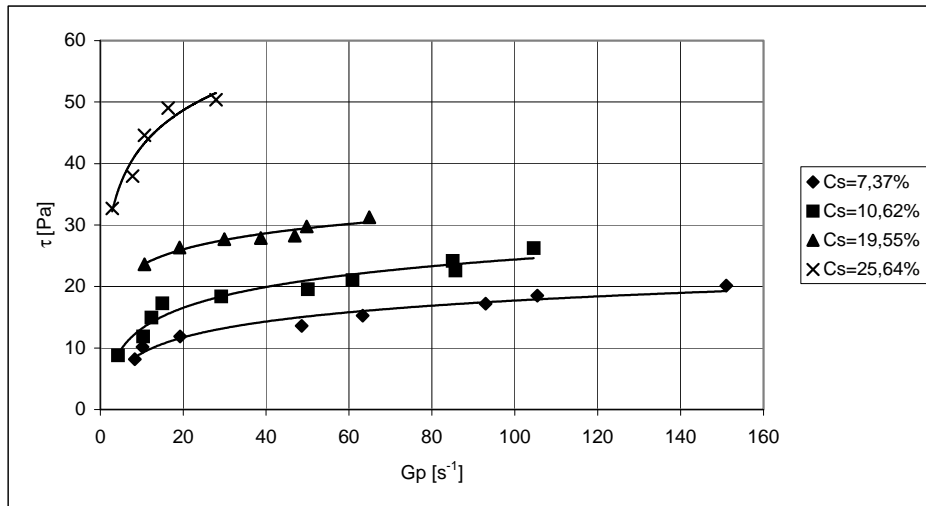
Wyniki analiz chemicznych i helmintologicznych badanych osadów ściekowych
Results of chemical and helminthological investigation of the tested municipal sediments

Lp. No.	Oznaczone składniki Determined components	Jednostki Units	Rodzaj osadów Type of sediments			
			komunalne surowe municipal raw	komunalne przefermentowane municipal fermented	celulozowe cellulose	celulozowo- komunalne mixed cellulose- municipal
1	[N]	g · kg ⁻¹	24,3	21,00	24,0	11,0
2	[Ca]	g kg ⁻¹	63,7	86,70	–	–
3	[Mg]	g kg ⁻¹	4,3	4,30	–	–
4	[Na]	g kg ⁻¹	1,7	1,20	–	–
5	[K]	g kg ⁻¹	1,30	1,20	–	–
6	[Fe]	g kg ⁻¹	19,50	18,30	–	–
7	[Zn]	g kg ⁻¹	2,00	2,10	0,916	1,5
8	[Cr]	g kg ⁻¹	0,47	0,379	420,0	1164,0
9	[Cu]	g kg ⁻¹	0,43	0,68	448,0	2241,0
10	[Pb]	g kg ⁻¹	2,26	1,73	233,0	11640,0
11	[Cd.]	g kg ⁻¹	0,005	0,005	14,0	39,0
12	Zawartość Content		Drożdże, jaja paso- żytów Yeast, parasite ova	Jaja pasożytów Parasite ova	–	–

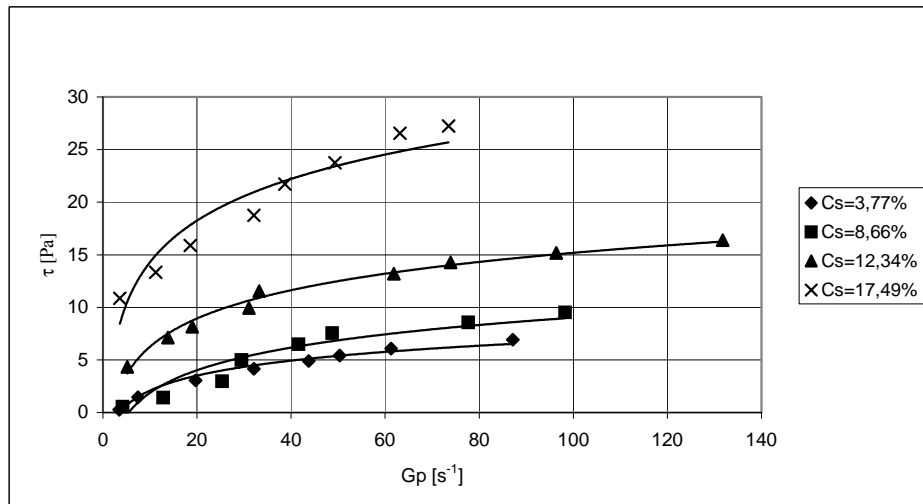
Badania właściwości reologicznych osadów przeprowadzono w Instytucie Budownictwa Mechanizacji i Elektryfikacji Rolnictwa w Warszawie, wykorzystując do badań wiskozymetr rurowy o średnicy $D = 0,027$ m.

Badania wiskozymetryczne przeprowadzono zgodnie z metodyką podaną w pracy [Kempiński, Malczewska 2004, 2005], przy zachowaniu stałości temperatury osadów (temperatura otoczenia), dla różnych koncentracji wagowych C_s , zmieniających się w przedziale $C_s = 5,5\text{--}25,64\%$. Gęstość badanych osadów zmieniała się w przedziale $\rho_m = 1010\text{--}1150$ kgm⁻³.

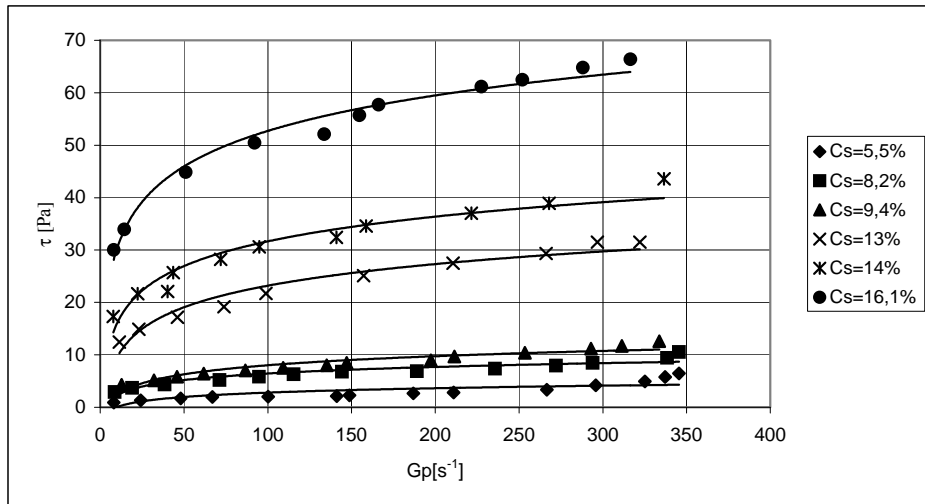
Uzyskane pseudokrzywe płynięcia badanych osadów ściekowych przedstawiono na rysunkach 16–19.



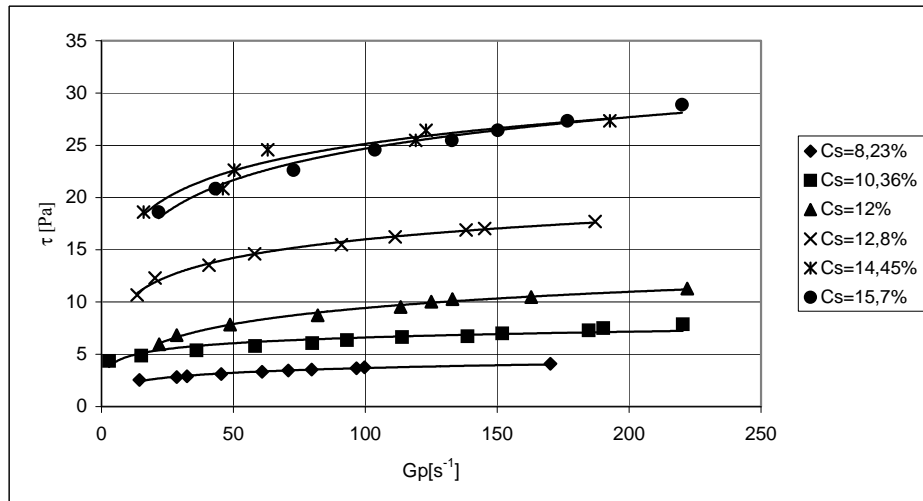
Rys. 16. Pseudokrzywe płynięcia osadów celulozowych
 Fig. 16. Pseudo-flow curves for cellulose sediments



Rys. 17. Pseudokrzywe płynięcia osadów celulozowo-komunalnych
 Fig. 17. Pseudo-flow curves for mixed cellulose-municipal sediments



Rys. 18. Pseudokrzywe płynięcia surowych osadów komunalnych
 Fig. 18. Pseudo-flow curves for raw municipal sediments



Rys. 19. Pseudokrzywe płynięcia przefermentowanych osadów ściekowych
 Fig. 19. Pseudo-flow curves for fermented sewage sediments

Z analizy przebiegu pseudokrzywych płynięcia wynika, że badane osady ściekowe zachowują się jak mieszaniny nienewtonowskie o charakterze plastyczno-lepkim. Świadczy o tym wystąpienie progu płynięcia τ_0 , charakteryzującego ten typ zachowania mieszaniny. Występuje również zmienna lepkość plastyczna uniemożliwiająca aproksymację krzywych płynięcia 2-parametrowym modelem Bingham'a. Należy do opisu własności płynięcia mieszaniny zastosować 3-parametrowy model reologiczny.

Uzyskane pseudokrzywe płynięcia skorygowano do rzeczywistych krzywych płynięcia zgodnie z metodą podaną przez Metznera i Reeda [za: Wilkinson 1963]. Dobór optymalnego modelu reologicznego oraz określenie parametrów modelu dokonano na podstawie analizy statystycznej rzeczywistych krzywych płynięcia, zgodnie z metodyką podaną przez Czabana [1987].

Do aproksymacji krzywych płynięcia użyto 3-parametrowy, uogólniony model reologiczny Herschela-Bulkley'a, zawierający w sobie modele prostsze 2- i 1-parametrowe.

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_0 + k_H \cdot G^n \quad \text{dla } \tau > \tau_0 \\ G &= 0 \quad \text{dla } \tau < \tau_0 \end{aligned}$$

Zestawienie parametrów fizycznych i reologicznych badanych osadów ściekowych przedstawia tabela 4.

Osady ściekowe zachowują się jak płyny reostabilne posiadające granicę płynięcia τ_0 . W układzie dyspersyjnym, w którym jedna lub więcej faz jest rozproszona w postaci cząsteczek w ośrodku ciągłym, tworzy się struktura odporna na naprężenia styczne nie przekraczające wartości granicznej. Im bardziej cząstki dyspersyjne przylegają do siebie, tzn. im bardziej sztywna jest struktura, tym większa jest wartość naprężenia granicznego. Po przekroczeniu granicy płynięcia τ_0 struktura ulega całkowitemu zniszczeniu i układ zachowuje się jak ciecz, na którą działa naprężenie styczne równe różnicy między rzeczywistym naprężeniem stycznym i naprężeniem granicznym.

Przetłaczanie przez rurociąg osadów o dużej koncentracji wagowej wymaga dostarczenia energii początkowej niezbędnej do zniszczenia struktury osadów.

Ocenę wpływu koncentracji wagowej osadów na wartość parametrów reologicznych przeprowadzono na podstawie otrzymanych wyników badań wiskozymetrycznych, dla różnych koncentracji wagowych C_s osadów ściekowych. Wyniki pomiarów pozwoliły na opracowanie wykresów zmienności parametrów reologicznych w funkcji koncentracji wagowej w postaci zależności $\tau_0(C_s)$, $k(C_s)$, $n(C_s)$, (rys. 20–22). Wynika z nich, że parametry reologiczne osadów ściekowych zależą wyraźnie od koncentracji C_s .

Zmienność progu płynięcia τ_0 z koncentracją C_s przedstawiono na rysunku 20.

Zanotowane zmiany tego współczynnika mieszczą się w przedziale: maksymalna wartość $\tau_0 = 13$ [Pa], odnotowana dla osadów komunalnych surowych przy koncentracji $C_s = 16,15\%$, minimalna wartość $\tau_0 = 0,12$ [Pa], odnotowana dla osadów celulozowo-komunalnych przy koncentracji $C_s = 3,77\%$.

Największy przedział zmian progu płynięcia wykazują osady komunalne surowe, τ_0 zmienia się w przedziale od 0,3 do 13 [Pa]. Najmniejszy przedział zmienności posiadają osady celulozo-komunalne, gdzie τ_0 zmienia się od 0,12 do 1,6 [Pa].

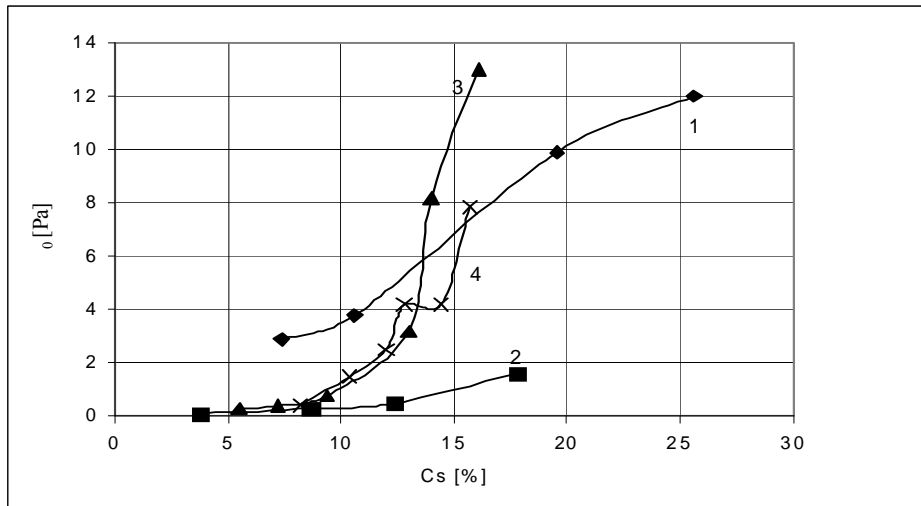
Tabela 4
Table 4

Parametry fizyczne i reologiczne badanych osadów ściekowych
Physical and rheological parameters of the tested sediments

Rodzaj osadów Type of sediments	Gęstość mieszaniny Density of mixture ρ_m	Koncentracja wagowa Mass concentration C_s	Współczynnik sztywności Rigidity factor k_H	Liczba strukturalna Structural number n	Próg płynięcia Yield stress τ_0	$C_{s,gr1}$	$C_{s,gr2}$
	[kg m ⁻³]	[%]	[Pa s ⁿ]	–	[Pa]	[%]	[%]
celulozowe cellulose	1024	7,37	2,9	0,31	1,3	1,0	1,1
	1055	10,62	3,8	0,23	1,45		
	1064	19,55	9,9	0,20	2,80		
	1083	25,64	12,0	0,192	8,40		
celulozowo-komunalne mixed cellulose-municipal	1010	3,77	0,12	0,38	0,23	1,5	–
	1025	8,66	0,3	0,36	0,37		
	1036	12,34	0,5	0,35	0,65		
	1051	17,49	4,6	0,34	1,0		
komunalne surowe municipal raw	1014	5,50	0,10	0,31	0,30	4,2	–
	1020	8,20	0,32	0,30	0,40		
	1025	9,40	0,40	0,29	0,80		
	1079	13,0	1,30	0,28	3,20		
	1085	14,0	1,85	0,26	8,20		
1150	16,1	2,93	0,26	13,0			
komunalne przefermentowane municipal fermented	1012	8,23	0,15	0,41	0,43	4,5	5,1
	1025	10,36	0,31	0,30	1,50		
	1043	12,00	0,54	0,30	2,50		
	1048	12,80	0,75	0,30	4,20		
	1057	14,45	0,95	0,27	4,20		
	1067	15,70	1,36	0,26	7,85		

Współczynnik sztywności k_H zmienia się dla badanych osadów ściekowych w granicach $k_H = 0,1-8,4 \text{ Pa s}^n$. Dla osadów celulozowych o koncentracji $C_s = 25,64\%$, obliczono maksymalny współczynnik sztywności $k_H = 8,4 \text{ Pa s}^n$.

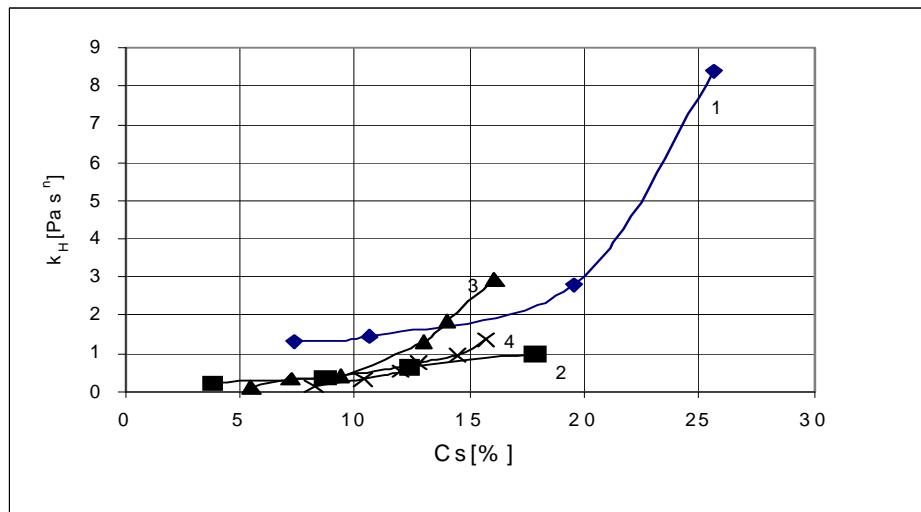
Dla osadów komunalnych o koncentracji $C_s = 5,5\%$, obliczono minimalną wartość współczynnika sztywności $k_H = 0,1 \text{ Pa s}^n$. Natomiast maksymalną zmianę współczynnika sztywności dla badanych koncentracji „ k_H ”, wynoszącą 96,0% otrzymano dla osadów komunalnych surowych. Minimalną zmianę „ k_H ” wynoszącą 71,0% zanotowano dla osadów celulozowo-komunalnych.



Rys. 20. Zależność $\tau_0 = f(C_s)$

Fig. 20. Relation $\tau_0 = f(C_s)$

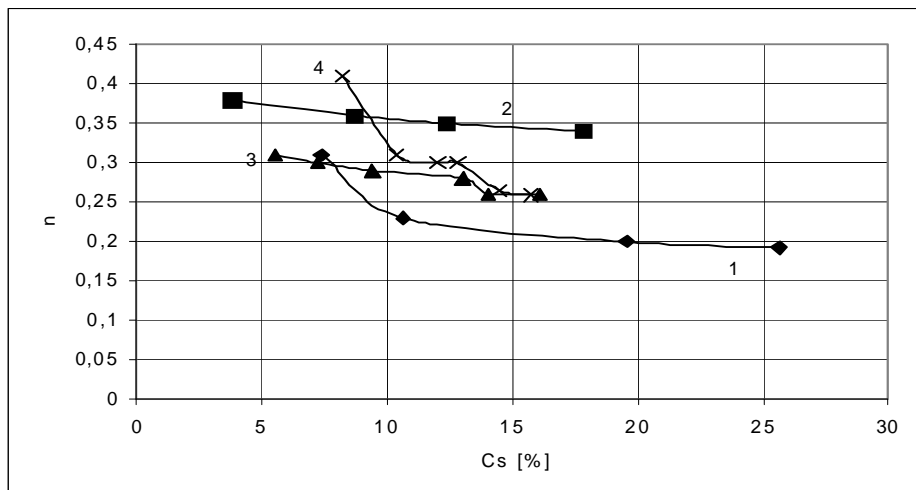
1 – osady celulozowe/cellulose sediments; 2 – osady celulozowo-komunalne/mixed cellulose-municipal sediments; 3 – surowe osady komunalne/raw municipal sediments; 4 – przefermentowane osady komunalne/fermented municipal sediments



Rys. 21. Zależność $k_H = f(C_s)$

Fig. 21. Relation $k_H = f(C_s)$

1 – osady celulozowe/cellulose sediments; 2 – osady celulozowo-komunalne/mixed cellulose-municipal sediments; 3 – surowe osady komunalne/raw municipal sediments; 4 – przefermentowane osady komunalne/fermented municipal sediments



Rys. 22. Zależność $n = f(C_s)$

Fig. 22. Relation $n = f(C_s)$

- 1 – osady celulozowe/cellulose sediments; 2 – osady celulozowo-komunalne/mixed cellulose-municipal sediments; 3 – surowe osady komunalne/raw municipal sediments; 4 – przefermentowane osady komunalne/fermented municipal sediments

Liczba strukturalna n wyraźnie maleje wraz ze wzrostem koncentracji wagowej C_s .

Dla osadów komunalnych przefermentowanych o koncentracjach w przedziale $C_s = 8,23-15,7\%$, otrzymano liczbę strukturalną w granicach $n = 0,41-0,259$.

Maksymalną zmianę parametru n wynoszącą 38% zanotowano dla osadów celulozowych. Dla osadów tych o koncentracji $C_s = 25,64\%$ uzyskano minimalną liczbę strukturalną $n = 0,192$. Minimalną zmianę parametru n wynoszącą 10,5% zanotowano dla osadów celulozowo-komunalnych.

Analizując otrzymane zależności $\tau_0 = f(C_s)$, $k_H = f(C_s)$, $n = f(C_s)$, oraz wartości koncentracji granicznych $C_{s,gr}$ można stwierdzić, że parametry reologiczne zależą wyraźnie od koncentracji wagowej osadów ściekowych.

Spośród przeanalizowanych modeli reologicznych Newtona, Binghama, Vočadli, de Waele'a-Ostwalda, Herschela-Bulkley'a, najlepszym modelem do opisu reologicznego zachowania się osadów ściekowych okazał się trzyparametrowy, uogólniony model Herschela-Bulkley'a.

Przebadane w trakcie pomiarów laboratoryjnych osady ściekowe można zaliczyć do typowych osadów występujących w polskich oczyszczalniach ścieków. Są one mieszaniną drobnych cząstek stałych, mineralnych i organicznych. Uziarnienie, kształt i charakter powierzchni tych cząstek mają wpływ na kształtowanie się zjawisk powierzchniowych, a tym samym na własności reologiczne osadów.

Osady ściekowe w całym zakresie badanych koncentracji zachowują się jak ciało plastyczno-lepkie, z charakterystycznym progiem płynięcia τ_0 i z pozorną lepkością zmienną w funkcji prędkości deformacji. Wymaga to przeprowadzenia aproksymacji pseudokrzywych płynięcia w oparciu o 3-parametrowy, uogólniony model reologiczny.

Na podstawie oceny statystycznej dla opisu reologicznego zachowania się badanych osadów ściekowych zastosowano uogólniony trzyparametrowy model Herschela-Bulkley'a.

Stwierdzono wyraźną zależność parametrów reologicznych modelu Herschela-Bulkley'a od koncentracji wagowych C_s . Próg płynięcia τ_0 , oraz współczynnik sztywności k rośnie wraz z koncentracją wagową C_s , natomiast liczba strukturalna n wykazuje tendencję malejącą ze wzrostem C_s .

Koncentracje graniczne, rozgraniczające newtonowski i nienewtonowski charakter zachowania się osadów ściekowych zmieniają się od wartości bliskiej zero, dla osadów komunalnych surowych i celulozowo-komunalnych, do wartości $C_{s,gr} = 1,0\%$ dla osadów celulozowych i $C_{s,gr} = 4,5\%$ dla osadów komunalnych przefermentowanych.

Fermentacja jako proces biologicznego rozkładu osadów ściekowych jest jednym z elementów, który ma zdecydowane znaczenie dla opisu reologicznego osadów. W okresie sześciu miesięcy fermentacji nastąpiły istotne zmiany cech reologicznych osadów komunalnych: próg płynięcia τ_0 i współczynnik sztywności k zmalały, a liczba strukturalna n wzrosła po fermentacji.

Przeprowadzone badania pozwalają na przybliżone określenie parametrów reologicznych osadów ściekowych o podobnym składzie fizyczno-chemicznym, co w konsekwencji umożliwia wstępną ocenę strat ciśnienia w projektowanych lub eksploatowanych ciągach technologicznych oczyszczania i utylizacji osadów ściekowych, w laminarnej strefie przepływu.

7. ZASTOSOWANIE METODY AHP PRZY WYBORZE SYSTEMU KANALIZACYJNEGO

Zgodnie z nomenklaturą PN-EN 752-1-2000 „Zewnętrzne systemy kanalizacyjne” system kanalizacyjny jest to sieć rurociągów i urządzeń lub obiektów pomocniczych, które służą do odprowadzania ścieków i/lub wód powierzchniowych od przykanalików do oczyszczalni lub innego miejsca utylizacji. Podobną definicję systemu kanalizacyjnego przyjęto w Niemczech i Anglii. Przyjmując tę nomenklaturę, należy dokładnie zdefiniować system kanalizacyjny, wzajemne relacje między systemem a otoczeniem, w tym wpływ otoczenia na warunki budowy i eksploatacji systemu oraz bezpośrednie i pośrednie oddziaływanie systemu kanalizacyjnego na środowisko, w którym ma działać. W tym celu zostaną określone kryteria służące ocenie oddziaływań.

Ze względu na to, że wybór systemu odprowadzania ścieków jest częścią procesu inwestycyjnego, istotnym jest umiejscowienie go w tym procesie. Przygotowując i realizując inwestycję, można całość procesu podzielić na następujące części:

- ocena otoczenia obejmująca analizy przewidywanych relacji terenu, środowiska, uwarunkowań ekonomicznych i społecznych z projektowanym systemem kanalizacyjnym,
- opracowanie koncepcji wyboru i wykonania systemu z opracowaniem szacunkowych kosztów,
- opracowanie projektów budowlano-wykonawczo-kosztorysowych z podziałem na etapy,
- budowa systemu kanalizacyjnego z podziałem na etapy obejmujące poszczególne podsystemy, mogące działać niezależnie do czasu połączenia ich w jeden system,
- eksploatacja.

Wszystkie części procesu inwestycyjnego muszą być zrealizowane prawidłowo, natomiast dwie pierwsze części procesu inwestycyjnego narzucają wybór rozwiązań technicznych i organizacyjnych oraz ekonomicznych. Dlatego przewidziano wdrożenie metody AHP (Analytical Hierarchy Process) w celu opracowania podstaw teoretycznych umożliwiających wybór prawidłowych rozwiązań w początkowej fazie procesu inwestycyjnego budowy systemu kanalizacyjnego.

Klasykzna teoria podejmowania decyzji zakłada, że istnieją ustalone preferencje oraz że istnieje funkcja użyteczności umożliwiająca wyznaczenie porządku zupełnego na zbiorze rozpatrywanych wariantów [Trzaskalik 2006]. Przykładowo, przy dwóch wariantach decyzyjnych mogą zaistnieć trzy różne sytuacje:

- dwa rozpatrywane warianty decyzyjne są równoważne,
- pierwszy z rozpatrywanych wariantów jest preferowany w stosunku do drugiego,
- drugi z rozpatrywanych wariantów jest preferowany w stosunku do pierwszego.

Uzyskanie prawidłowego rozwiązania polega na wyznaczeniu postaci analitycznej funkcji użyteczności i określenia wariantu, dla którego ta funkcja przyjmuje wartość maksymalną [Trzaskalik 2006]. Przykładem zastosowania tej metody jest procedura analitycznej hierarchizacji (AHP) z dziewięciostopniową skalą opracowana przez Saaty'ego. Opracowano również inne metody [Roy 1990], uwzględniające niedokładność, niepewność i często nieokreśloność przy opisie danych. Zaproponowano rozszerzenie zbioru podstawowych sytuacji preferencyjnych obejmujących sytuacje równoważności, preferencji słabej, preferencji silnej oraz nieporównywalności. Roy zdefiniował również relacje zgrupowane, umożliwiając w połączeniu z zastosowaniem progów preferencji relacji rozmytej nazywanej relacją przewyższania. Opisane przez Roy'a progi i relacje zostały zastosowane w metodach Bipolar oraz Electre I i Electre III.

W obydwóch omawianych metodach Electre zastosowano agregację kryteriów bez możliwości ich rozróżnienia oraz sytuację nieporównywalności. W przypadku podejmowania decyzji przy wyborze systemu kanalizacyjnego zastosowano zróżnicowane kryteria, bez możliwości ich grupowania. Są one, każde w swojej klasie, porównywalne. W związku z powyższym niecelowe jest stosowanie omówionych metod w celu wyboru systemu kanalizacyjnego.

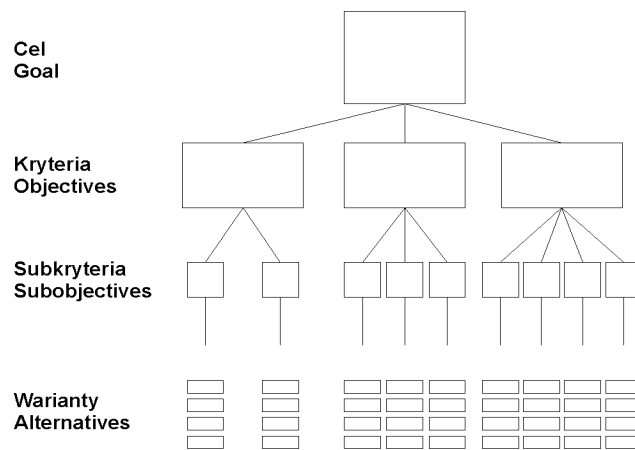
W metodzie Bipolar zastosowano dwubiegunowy układ referencyjny z obiektami „dobrymi” i „złymi” oraz zdefiniowanymi relacjami pomiędzy każdą z par porównywalnych systemów: relacje preferencji, równoważności oraz nierozróżnialności, które nie będą miały zastosowania w wyborze systemu kanalizacyjnego.

Najwłaściwsza jest metoda AHP porównań parami wariantów decyzyjnych.

Metoda AHP została opracowana w Szkole Biznesu Whartona przez Saatiego [Saaty 1980], umożliwiając decydom opracowanie modelu kompleksowego problemu w strukturze hierarchicznej ukazującej zależność między celem, kryteriami, subkryteriami i wariantami rozwiązań. Przykładowy układ strukturalny modelu pokazano na rysunku 23.

Metoda AHP jest używana w celu określania względnego wpływu uporządkowanych czynników na rezultat wyboru mającego charakter procesu, w którym rolę odgrywa ważenie i ocena problemów z zastosowaniem wcześniej przygotowanej skali wartości przez relatywne porównanie parami. Rezultat porównań może być wyrażany w postaciach opisowej, numerycznej i graficznej. Należy podkreślić, że stosowane wagi lub priorytety są miarami porównawczymi a nie wartościami liczbowymi [Drucker 1993]. Jest to ocena jakościowa, nie tylko ilościowa. Dlatego można porównywać rezultaty oceny ekonomicznej przedsięwzięcia z techniczną, społeczną, środowiskową lub inną, które to oceny są znacznie trudniejsze od oceny zjawisk fizycznych [Rycąbel 1993].

Zgodnie z przedstawionym na rysunku 23 układem strukturalnym metody zastosowano pięciostopniową skalę porównań przedstawioną w tabeli 5.



Rys. 23. Struktura hierarchiczno-decyzyjna w metodzie AHP
 Fig. 23. Hierarchy-decision structure in the AHP method.

Tabela 5
 Table 5

Skala porównań parami kryteriów ocenianych obiektów (Rycąbel 2001)
 Scale of the pair comparison criteria of evaluated objects (Rycąbel 2001)

Stopień ważności Validity level	Określenie Description	Wyjaśnienie Explanation
1	równe co do ważności equal validity	dwa rodzaje działalności wnoszą równy wkład do osiągnięcia celów two kinds of alternatives give equal input for getting goals
3	niewielka różnica ważności small difference of validity	istnieją nie całkiem przekonujące powody preferowania jednego z dwóch rodzajów działalności there are reasons not quite satisfied for preferring one of two alternatives
5	wyraźna różnica ważności explicit difference of validity	istnieją uzasadnione dane i przesłanki logiczne co do przewagi jednego rodzaju działalności nad drugim there is satisfied data and logic premises for predominating one alternative over second
7	znaczna różnica ważności important difference of validity	są przekonujące dowody świadczące na korzyść jednego z dwóch rodzajów działalności there are convinced proofs of evidence for predominating of one from two alternatives
9	zdecydowana różnica ważności determined difference of validity	przewaga jednego rodzaju działalności nad drugim jest oczywista predomination of one alternative over the second is obvious

Metoda AHP dopuszcza niedokładności, ale umożliwia ich zmierzenie na każdym etapie oceny. Jest to osiągnięte dzięki zastosowaniu metody porównań parami. Można zgodzić się na osiągnięcie wyników ocen z niedokładnością rzędu 10%. Powodami niedokładności oceny mogą być: błąd maszynowy, brak właściwej informacji, brak zainteresowania uzyskaniem właściwej decyzji, niezgodności rzeczywistości z przewidywaniami, nieadekwatność skonstruowanego modelu do potrzeb praktyki.

Podstawowy model może być zbudowany w formie tabeli, która jako całość reprezentuje cel postawionego do decyzji problemu. Tabela jest podzielona na sektory reprezentujące kryteria a poszczególne sektory na części reprezentujące subkryteria. Poszczególne subkryteria dzieli się na warianty, z których każdy w określonej części odnosi się do subkryterium. Każdy z wariantów należy określić priorytetem, który pozwoli obiektywnie ocenić wartość poszczególnych wariantów a w następnej kolejności subkryteriów i kryteriów.

Oznacza to, że metoda AHP bazuje na trzech zasadach: dekompozycji struktury, porównań parami i następnie hierarchicznie zbudowanej struktury priorytetów (ważności).

Teoria AHP jest, podobnie jak inne teorie, zbudowana według określonych pewników:

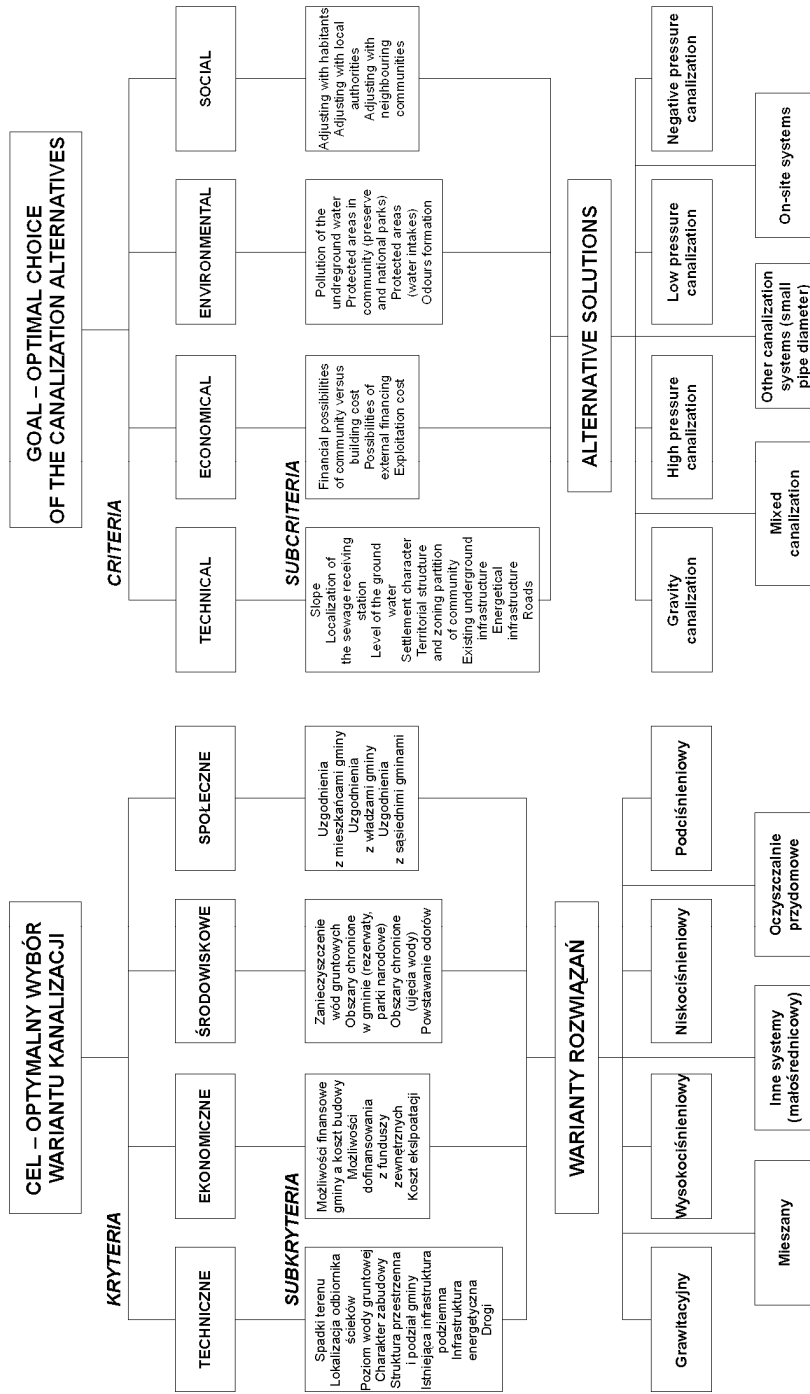
- Pierwszym z nich jest, że: jeżeli $P_C(E_A, E_B)$ jest wynikiem porównania parami elementów A i B z odniesieniem do wspólnego elementu, element C reprezentuje ilokrotnie właściwości elementu A są mocniej reprezentowane niż elementu B, to $P_C(E_B, E_A) = 1/P_C(E_A, E_B)$.
- Drugim jest pewnik jednorodności określający, że nie może być zbyt dużych różnic w wartości ocen. W metodzie AHP są dwie skale ocen (od 1 do 9) i według wielkości. Wyjście poza te skale może spowodować znaczne zmniejszenie dokładności oceny.
- Trzecim jest pewnik, który określa, że ocena priorytetów na określonych poziomach nie zależy od ocen na niższych poziomach, co odpowiada zasadzie hierarchiczności.
- Czwartym pewnikiem dodanym później przez Saatię jest, że oceniający powinni mieć pewność, że przyjęte kryteria ocen są spójne z oczekiwanym celem. Oznacza to, że oceniający powinni znać się na rozpatrywanej tematyce. Prostota metody odpowiada zasadzie „brzytwy Ockham'a” stwierdzającej, że w celu oceny powinny być preferowane metody proste i zrozumiałe.

Podstawowy schemat przedstawiający możliwe do zastosowania systemy kanalizacyjne i zastosowane do nich kryteria wyboru przedstawiono na rysunku 24.

Każde z wymienionych na rysunku 24 subkryteriów należy opisać zgodnie ze stopniami ważności z tabeli 5, biorąc pod uwagę odpowiednie zakresy ich stosowania.

Zakresy przyjęte w relacjach technicznych:

- spadki terenu: nizinne ze spadkiem $s = 0,00-5\%$, pofałdowane ze spadkiem $s = 5-3\%$, podgórskie ze spadkiem $s = 3-12\%$, górskie ze spadkiem $s > 12\%$, przy czym dodatkowym kryterium jest kierunek spadku;
- lokalizacja odbiornika ścieków: w centrum gminy, na obrzeżu gminy, odprowadzenie do oczyszczalni poza terenem gminy, kilka mniejszych, lokalnych oczyszczalni;
- warunki gruntowo-wodne (poziom wody gruntowej oraz rodzaj gruntu): poziom wody $h =$ od 0 do 0,5 m, poziom wody $0,5 \text{ m} < h < 1,5 \text{ m}$, poziom wody $1,5 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$, poziom wody $h > 3,0 \text{ m}$, typ gruntu – skalisty, typ gruntu – bardzo spoisty, zwarty, typ gruntu – inne grunty nośne, typ gruntu – grunty nienośne;



Rys. 24. Schemat wyboru wariantu systemu kanalizacyjnego według metody AHP

Fig. 24. Scheme of the choice of the canalization systems variant according to the AHP method

- charakter zabudowy: zwarta (lub odległości między budynkami $t = 30$ m oraz liczba budynków $z = 8,3$ bud./ha), średniozwarta (lub odległości między budynkami $t = 80$ m oraz liczba budynków $z = 3,13$ bud./ha), rozproszona (lub odległości między budynkami $t = 150$ m oraz liczba budynków $z = 1,67$ bud./ha);
- infrastruktura drogowa: drogi gminne, drogi powiatowe, drogi wojewódzkie, drogi krajowe, autostrady lub drogi szybkiego ruchu;
- struktura przestrzenna (podział gminy rzeką, autostradą, linią kolejową, rezerwatem, parkiem narodowym, bez podziału, 1 element podziału, 2 elementy podziału, 3 elementy podziału, 4 elementy podziału, 5 i więcej elementów podziału);
- infrastruktura podziemna (wodociąg, energetyka, telefon, gaz, kanalizacja deszczowa, sieć ciepła: 1 sieć, 2 sieci, 3 sieci, 4 sieci, 5 sieci, 6 sieci i więcej);
- infrastruktura nadziemna, energetyczna: dostępność zasilania z jednej sieci, dostępność zasilania z dwóch sieci, 1 sieć nadziemna, 2 sieci nadziemne, 3 sieci nadziemne.
Zakresy przyjęte w relacjach środowiskowych:
- obszary chronione – parki narodowe (1), rezerваты (2), obszary Natura 2000 (3), parki krajobrazowe (4), obszary chronionego krajobrazu (5): udział procentowy obszaru gminy elementów 1–3: od 0 do 10%, od 10 do 30%, od 30 do 60%, udział procentowy obszaru gminy elementów 4–5: od 0 do 10%, od 10 do 30%, od 30 do 60%;
- obszary chronione (ujęcia wody): obszar ujęcia wody, obszar przylegający do ujęcia z możliwością przepływów podziemnych;
- zanieczyszczenia wód gruntowych: brak, kwasy humusowe i związki chemiczne zmniejszające kwasowość gruntu do $\text{pH} = 5,0$, związki chemiczne silnie korodujące zmniejszające kwasowość gruntu do $3,5 < \text{pH} < 5,0$;
- możliwość emisji odorów i gazów szkodliwych dla zdrowia: w odległościach od siedzib mieszkańców $L < 5$ m, w odległościach od siedzib mieszkańców $5 \text{ m} < L < 15$ m, w odległościach od siedzib mieszkańców $15 \text{ m} < L < 30$ m, w odległościach od siedzib mieszkańców $30 \text{ m} < L < 50$ m, w odległościach od siedzib mieszkańców $L > 50$ m.
Zakresy przyjęte w relacjach ekonomicznych:
- dostępność funduszy gminnych na realizację celu: w granicach do 10% kosztów inwestycji, w granicach od 10 do 20% kosztów inwestycji, w granicach od 20 do 40% kosztów inwestycji, w granicach od 40 do 60% kosztów inwestycji, powyżej 60% kosztów inwestycji;
- dostępność funduszy zewnętrznych na realizację celu: w granicach do 20% kosztów inwestycji, w granicach od 20 do 50% kosztów inwestycji, powyżej 50% kosztów inwestycji;
- planowane koszty eksploatacji: poniżej 2 zł/M/m-c, w granicach od 2 do 5 zł/M/m-c, w granicach od 5 do 8 zł/M/m-c, powyżej 8 zł/M/m-c.
Zakresy przyjęte w relacjach społecznych:
- uzgodnienie z władzami gminy: akceptacja bez uwag, akceptacja z mało istotnymi uwagami, akceptacja z uwagami mającymi wpływ na kształt koncepcji, brak akceptacji;

- uzgodnienie z mieszkańcami: akceptacja bez uwag, akceptacja z mało istotnymi uwagami, akceptacja z uwagami mającymi wpływ na kształt koncepcji, brak akceptacji;
- uzgodnienie z sąsiednimi gminami (w przypadku takiej potrzeby): akceptacja bez uwag, akceptacja z mało istotnymi uwagami, akceptacja z uwagami mającymi wpływ na kształt koncepcji, brak akceptacji.

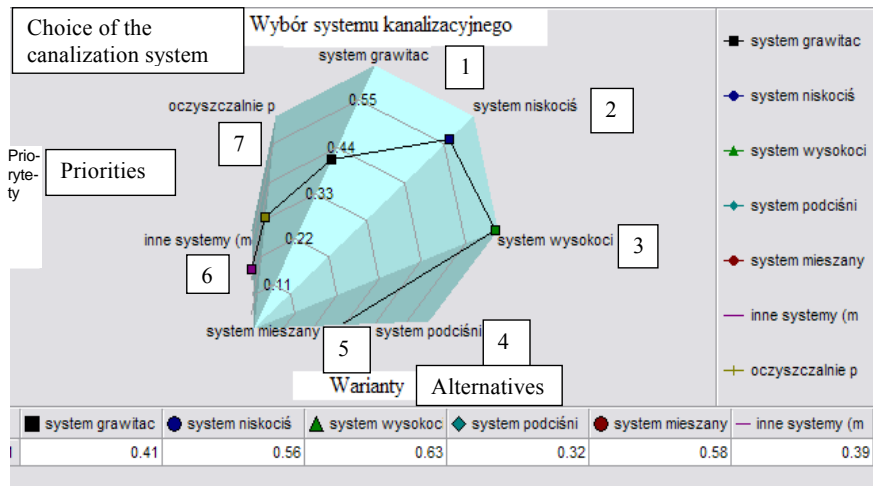
Tak uformowany układ kryteriów, subkryteriów i wariantów rozwiązań dla poszczególnych gmin, części gmin lub wsi należy rozwiązywać częściowo, porównując parami poszczególne ich elementy.

Przykładowe rozwiązanie pokazano na przykładzie wsi Pomorze, gmina Ciechanów, woj. mazowieckie. Ogólna charakterystyka wsi jest następująca: spadki terenu wzdłuż tras rurociągów – bez spadków, charakter zabudowy – kolonijny, rodzaj gruntów wzdłuż tras rurociągów – gliny, poziom wody gruntowej – od 0,5 do 1,5 m, potrzeba odbudowy drogi lub chodnika – nie ma, istniejąca infrastruktura podziemna – woda, telefon, energia elektryczna, podział wsi drogą krajową, wody gruntowe – zanieczyszczone ściekami bytowymi i z hodowli, zasilanie w energię elektryczną z jednej sieci, ujęcia wody na trasach rurociągów – brak, strefy ochrony przyrody – brak, możliwość emisji odorów – powyżej 5 m od budynków mieszkalnych, dostępność funduszy gminnych – do 20% kosztów inwestycji, dostępność funduszy zewnętrznych – powyżej 60% kosztów inwestycji, planowane koszty eksploatacji w granicach od 2 do 5 zł/M/m-c, uzgodnienie z władzami gminy – bez uwag, uzgodnienie z mieszkańcami – z mało istotnymi uwagami, uzgodnienie z sąsiednimi gminami – brak.

Biorąc pod uwagę charakterystykę wsi Pomorze, zastosowano system kanalizacji ciśnieniowej w połączeniu z oczyszczalniami przydomowymi (przed zastosowaniem metody AHP, która wtedy była nieznana autorom projektu). Po wprowadzeniu danych charakteryzujących wieś Pomorze do programu obliczającego według metody AHP otrzymano wyniki porównań, które przedstawiono na rysunkach 25 i 26.

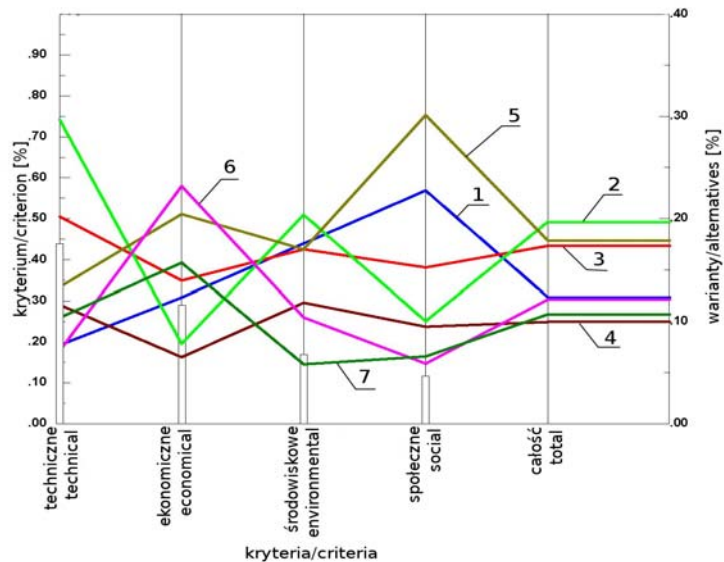
Na rysunku 25 przedstawiono całościowy układ priorytetów dla typów systemów kanalizacyjnych. Podobne wykresy można uzyskać przy porównywaniu parami systemów dla poszczególnych subkryteriów i wariantów. Ze względu na ograniczoną objętość pracy skoncentrowano się tylko na porównaniu zbiorczym w jednej wersji graficznej. Na rysunku 26 ukazano zbiorcze wykresy czułości wyboru dla typów systemów kanalizacyjnych dla całości oraz dla głównych kryteriów, nie przedstawiając wykresów dla poszczególnych subkryteriów i porównań parami.

Metoda AHP była używana przez ekonomistów w celu wyboru lokalizacji inwestycji lub zakupu. Zastosowanie metody AHP w celu opracowania koncepcji systemów kanalizacyjnych powinno być szczególnie przydatne w gminach wiejskich, w których nie ma rozbudowanej sieci kanalizacyjnej.



Rys. 25. Otrzymane priorytety dla poszczególnych systemów kanalizacyjnych we wsi Pomorze
 Fig. 25. Priorities obtained for the canalization systems in Pomorze village.

1 – system grawitacyjny/gravity system; 2 – system niskociśnieniowy/low-pressure system;
 3 – system wysokociśnieniowy/high-pressure system; 4 – system podciśnieniowy/negative pressure system;
 5 – system mieszany/mixed system; 6 – inne systemy (małośrednicowy)/other systems (small pipe diameter); 7 – oczyszczalnie przydomowe/on-site systems



Rys. 26. Wykres czułości wyboru dla poszczególnych systemów
 Fig. 26. Sensitivity chart of the system choice

1 – system grawitacyjny/gravity system; 2 – system niskociśnieniowy/low-pressure system;
 3 – system wysokociśnieniowy/high-pressure system; 4 – system podciśnieniowy/negative pressure system;
 5 – system mieszany/mixed system; 6 – inne systemy (małośrednicowy)/other systems (small pipe diameter); 7 – oczyszczalnie przydomowe/on-site systems

Kryteria i subkryteria powinny być dobierane indywidualnie, przy wykorzystaniu opisanych zakresów. W przypadku wyboru systemu kanalizacyjnego dokładność obliczeń przy wyborze jest szczególnie zależna od wcześniejszego, dokładnego przygotowania danych i określenia stopnia ich ważności, co wynika z dużej ich liczby (około 126 zakresów). Sprawdzanie poprawności wyboru i obliczeń jest realizowane programowo. Wyniki sprawdzania są opisane na wykresach czułości wyboru cząstkowo i całościowo, co można sprawdzić na pokazanym przykładzie wsi Pomorze, na rysunku 26. Zgodność wyboru metodą AHP z realizacją we wsi Pomorze nie jest całkowita, ponieważ oprócz systemu kanalizacji wysokociśnieniowej zastosowano we wsi 8 oczyszczalni przydomowych w gospodarstwach oddalonych od pozostałych o 100 m i dalej. Ze względu na to, że w innych gminach wiejskich mogą zaistnieć podobne sytuacje wynikające z usytuowania gospodarstw lub wsi należy, o ile jest to możliwe, dzielić analizowane tereny przewidziane do skanalizowania na mniejsze, aby były one w miarę jednolite pod względem zabudowy, terenu i środowiska. Zastosowane podziały zwiększą zakres prac przygotowawczych, ale zapewnią poprawność i dokładność wyboru.

Metoda AHP może być stosowana przy opracowaniach koncepcji kanalizacji na terenach wiejskich pod warunkiem dokładnego opracowania danych wyjściowych. Poprawność działania metody AHP należy sprawdzić w kilku gminach, co jest aktualnie realizowane. Subkryteria oraz zakresy należy dobierać dla każdego przypadku opracowania koncepcji, korzystając z już istniejących. Wdrożenie metody AHP w gminach powinno umożliwić zoptymalizowane wydatkowanie funduszy na kanalizację terenów wiejskich.

8. PODSUMOWANIE

Przedstawione technologie można uznać obecnie za wypróbowane i sprawdzone w praktyce. Znaczne oszczędności wynikające z niższych kosztów inwestycyjnych kolidują z wyższymi kosztami eksploatacji i nasyceniem urządzeniami technicznymi. Przy starannie sporządzonym projekcie, dobrym wykonawstwie, fachowym kierownictwie budowy i właściwym utrzymaniu można jednak zbudować prawidłowo funkcjonującą instalację kanalizacji ciśnieniowej lub podciśnieniowej oraz stacje rurociągów kanalizacyjnych płukanych sprężonym powietrzem.

Nowe technologie układania rurociągów ciśnieniowych polegające na złożeniu lub frezowaniu gruntu nie odpowiadają jeszcze całkowicie ogólnie uznanym wymogom technicznym. Ze względu na znacznie niższe koszty wykonania oraz brak negatywnych doświadczeń, można je jednak polecić jako godne uwagi metody układania rurociągów.

Ciśnieniowe instalacje kanalizacyjne należy wymiarować tak, aby uniknąć zbyt długiego czasu zalegania ścieków w instalacji i by osiągnąć minimalne prędkości przepływu gwarantujące brak sedimentacji osadów. Jeśli spełnienie tych wymogów nie jest możliwe, wtedy należy się liczyć z tworzeniem się siarczków, z korozją, a także z zapachem oraz z osadami w rurach. Można temu zapobiegać w różny sposób, np. stosując płukanie sprężonym powietrzem. Wymiarowanie procesu płukania musi zapewnić dobrą wymianę ścieków i osiągnięcie minimalnej prędkości przepływu na poszczególnych odcinkach rurociągu o różnych średnicach. Celem zapewnienia bezzakłócenia pracy należy rurociągi wyposażać w punkty wysokie i niskie. Jeśli konieczne jest zastosowanie zaworów napowietrzających i odpowietrzających, wtedy trzeba je zamknąć podczas płukania instalacji.

Ciśnieniowe rurociągi kanalizacyjne stanowią ekonomiczną alternatywę w stosunku do kanalizacji grawitacyjnej. Przy właściwym uwzględnieniu warunków brzegowych jest ona możliwa do opanowania. Wprowadzane do systemu kanalizacji powietrze w celach płukania lub powietrze transportowane podczas normalnego użytkowania może utrudnić przepływ lub zupełnie zatkać rurociąg. Należy więc wziąć pod uwagę te zjawiska przy wymiarowaniu rurociągu. W zależności od przepływu, a więc i od prędkości strumienia ścieków oraz od średnicy i spadku rurociągu może dojść do usuwania powietrza. Jest to przypadek, w którym spadek linii energii jest większy niż spadek rurociągu. Krytycznym przypadkiem dla wymiarowania jest całkowite zapowietrzenie wszystkich odcinków, na których spadek rur I_S jest większy niż spadek linii energii I_E rurociągu napełnionego.

Przeprowadzone badania pozwalają na przybliżone określenie parametrów reologicznych osadów ściekowych o podobnym składzie fizyczno-chemicznym, co w konsekwencji umożliwia wstępną ocenę strat ciśnienia w projektowanych lub eksploatowa-

nych ciągach technologicznych oczyszczania i utylizacji osadów ściekowych, w laminarnej strefie przepływu.

Spośród przeanalizowanych modeli reologicznych Newtona, Bingham, Vočadli, de Waele'a-Ostwalda, Herschela-Bulkley'a najlepszym modelem do opisu reologicznego zachowania się osadów ściekowych okazał się trzyparametrowy, uogólniony model Herschela-Bulkley'a.

Przebadane w trakcie pomiarów laboratoryjnych osady ściekowe można zaliczyć do typowych osadów występujących w polskich oczyszczalniach ścieków. Są one mieszaniną drobnych cząstek stałych, mineralnych i organicznych. Uziarnienie, kształt i charakter powierzchni tych cząstek mają wpływ na kształtowanie się zjawisk powierzchniowych, a tym samym na własności reologiczne osadów.

Przeprowadzenie badań osadów ściekowych pozwala na wyciągnięcie następujących wniosków końcowych:

1. Osady ściekowe w całym zakresie badanych koncentracji zachowują się jak ciało plastyczno-lepkie, z charakterystycznym progiem płynięcia τ_0 i z pozorną lepkością zmienną w funkcji prędkości deformacji. Wymaga to przeprowadzenia aproksymacji pseudokrzywych płynięcia w oparciu o 3-parametrowy, uogólniony model reologiczny. Na podstawie oceny statystycznej, dla opisu reologicznego zachowania się badanych osadów ściekowych zastosowano uogólniony trzyparametrowy model Herschela-Bulkley'a.
2. Stwierdzono wyraźną zależność parametrów reologicznych modelu Herschela-Bulkley'a od koncentracji wagowych C_s . Próg płynięcia τ_0 , oraz współczynnik sztywności k rośnie wraz z koncentracją wagową C_s , natomiast liczba strukturalna n wykazuje tendencję malejącą ze wzrostem C_s .
3. Koncentracje graniczne, rozgraniczające newtonowski i nienewtonowski charakter zachowania się osadów ściekowych zmieniają się od wartości bliskiej zero, dla osadów komunalnych surowych i celulozowo-komunalnych, do wartości $C_{s,gr} = 1,0\%$ dla osadów celulozowych i $C_{s,gr} = 4,5\%$ dla osadów komunalnych przefermentowanych.
4. Fermentacja, jako proces biologicznego rozkładu osadów ściekowych jest jednym z elementów, który ma zdecydowane znaczenie dla opisu reologicznego osadów. W okresie sześciu miesięcy fermentacji nastąpiły istotne zmiany cech reologicznych osadów komunalnych: próg płynięcia τ_0 i współczynnik sztywności k zmalały, a liczba strukturalna n wzrosła po fermentacji.

Zastosowanie metody analitycznej hierarchizacji (AHP) umożliwia decydomentom opracowanie modelu kompleksowego problemu w infrastrukturze kanalizacyjnej. Metoda ta może być stosowana przy opracowaniach koncepcji kanalizacji na terenach wiejskich pod warunkiem dokładnego opracowania danych wyjściowych. Poprawność jej działania należy sprawdzić w kilku gminach, co jest aktualnie realizowane. Subkryteria oraz zakresy należy dobierać dla każdego przypadku opracowania koncepcji, korzystając z już istniejących. Wdrożenie metody AHP w gminach powinno umożliwić zoptymalizowane wydatkowanie funduszy na kanalizację terenów wiejskich.

LITERATURA

- Aigner D., 2000. Freigefälledruckleitungen zur Abwasserüberleitung. Korrespondenz Abwasser, 47, 6, 876-881, www.d-aigner.de
- Aigner D., 2003. Hydraulische Bemessung von Freigefälledruckleitungen zum Abwassertransport. Merkblatt des Sächsischen Landesamtes für Umwelt und Geologie. Mai 2003. <http://www.umwelt.sachsen.de/de/wu/umwelt/lfug/lfug-internet/documents/FGDL-Merkblatt2.pdf>
- Arbeitsbericht, 1987. ATV-Arbeitsgruppe 1.1.6 Besondere Entwässerungsverfahren: Druckluftgespülte Abwassertransportleitungen – Planungs-, Bau- und Betriebsgrundsätze. Korrespondenz Abwasser, 34, 1, 70–76.
- Arbeitsbericht, 2000. „Vergleich des Arbeitsblattes ATV-A 116 mit den Europäischen Normen DIN EN 1091 (Unterdruckentwässerung) und DIN EN 1671 (Druckentwässerung). KA-Korrespondenz Abwasser, 2, 258.
- ATV Arbeitsblatt A116, 1992. Besondere Entwässerungsverfahren Unterdruckentwässerung- Druckentwässerung.
- ATV Lehrbuch und Handbuch der Abwassertechnik, 1995. Bau und Betrieb der Kanalisation. Verlag Ernst & Sohn, 4. Auflage, Berlin.
- ATV-A 134, 1982. Planung und Bau von Abwasserpumpwerken mit kleinen Zuflüssen. Arbeitsblatt der Abwassertechnischen Vereinigung.
- ATV-A 118, 1999. Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen.
- ATV-A 200, 1997. Grundsätze für die Abwasserentsorgung in ländlich strukturierten Gebieten.
- ATV-DVWK A 134, 2000. Planung und Bau von Abwasserpumpanlagen.
- ATV-DVWK-A 110, 2001. Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und –leitungen. Regelwerk.
- ATV-DVWK-M 154, 2003. Geruchsemissionen aus Entwässerungssystemen – Vermeidung oder Verminderung.
- ATV-Handbuch, 1995. Bau und Betrieb der Kanalisation, 4. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Berechnung der Rohrkenlinie für Abwasserdruckleitungen unter Berücksichtigung von Lufteinschlüssen, Handbuch mit Tabellenkalkulationsprogramm Excel 97. Update 2001 www.bayern.de/wwa-ro/unterlagen/druckleitungen.html
- Bollrich G., 2000. Technische Hydromechanik I, 5. Auflage. Verlag für Bauwesen Berlin.
- Bornholt G., 1975. Westerdeichstrich – Beispiel einer Druckentwässerung an der Westküste Schleswig-Holsteins. Wasser und Boden 27, 8, 204.
- Cousin B., 1972. Die Druckentwässerung – eine neue Technik der Abwasserbeseitigung. Wasser und Boden 24, 10, 295.

- Czaban S., 1987. Wyznaczanie parametrów hydrotransportu rurowego reostabilnych mieszanin dwufazowych. Zesz. Nauk. AR we Wrocławiu Nr 60, Rozprawy, Wrocław.
- DIN EN 1671, 1997. Druckentwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden.
- Dippold W., Jedlitschka J., 1976. Vakuumsystem Druckentwässerung – Bericht über die Abwasserbeseitigung der Donauriedgemeinden Fristingen und Kicklingen, Landkreis Dillingen/Donau. Wasser und Boden 28, 5, 100.
- Drucker P.F., 1993. We Need to Measure, Not Count. The Wall Street Journal.
- DWA-A 116, 2003. Besondere Entwässerungsverfahren. DWA-Regelwerke. Teil 1: Unterdruckentwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden.
- DWA-A 116, 2007. Besondere Entwässerungsverfahren. DWA-Regelwerke. Teil 2: Druckentwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden.
- DWA-A 116, 2008. Besondere Entwässerungsverfahren. DWA-Regelwerke. Teil 3: Druckluftgespülte Abwassertransportleitungen. Entwurf.
- Gandenberger W., 1957. Über die wirtschaftliche und betriebssichere Gestaltung von Fernwasserleitungen, GWF Wasser, Abwasser Nr. 4, 206
- Jedlitschka J., 1986. Druck- und Unterdruckentwässerung. Berichte der ATV, 37, 133.
- Kempiński J., 2000. Hydrauliczna i reologiczna charakterystyka gnojowicy utylizowanej w rolnictwie. Zeszyty Naukowe AR we Wrocławiu, Rozprawy CLXIX, Nr 378, Wrocław.
- Kempiński J., Malczewska B., 2004. Charakterystyka reologiczna osadów ściekowych. Zeszyty Naukowe AR we Wrocławiu. Monografie XXXV, 36-46.
- Kempiński J., Malczewska B., 2005. Określenie modelu reologicznego osadów ściekowych. Acta Scientiarum Polonorum, Seria Formatio Circumictus 4 (1), 99–108.
- Krug R., 1986. Abflussverhältnisse in druckluftgespülten Leitungen mit mehreren Hoch- und Tiefpunkten. KA Korrespondenz Abwasser 33, 1, 34.
- LAWA, 2005. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser „Leitlinien zur Durchführung von Kostenvergleichsrechnungen“. Ausgearbeitet vom LAWA-Arbeitskreis Nutzen-Kosten-Untersuchungen in der Wasserwirtschaft.
- Möhlenkamp H., 1991. EDV-Berechnungsprogramm zur Auslegung und Optimierung von Abwasserpumpstationen mit zusätzlicher Druckluftspülung. Korrespondenz Abwasser 38, 7, 925.
- MURL-NRW, 1996. Runderlaß des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft vom 07.08.96 „Grundsätze für die Planung und die Bauausführung von Abwasseranlagen im ländlichen Raum“, Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen, Nr. 65, 1551–1553.
- PN-EN 752-1, 2000. Zewnętrzne systemy kanalizacyjne.
- Roediger M., Schütte, M., 1992. Besondere Entwässerungsverfahren – Betriebserfahrungen. KA-Korrespondenz Abwasser 6, 865–871
- Roy B., 1990. Wielokryterialne wspomaganie decyzji. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa.
- Rycąbel Cz., 1993. Zastosowanie teorii priorytetów w projektowaniu inżynierskim. Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych nr. 408.
- Saaty T.L., 1980. The Analytic Hierarchy Process, New York, N.Y., McGraw Hill.

- Schluff R., 1986. Unterdruckentwässerung – Neue Erkenntnisse führen zu einem betriebssicheren Fördersystem. *Abwassertechnik* 37, 4, 37.
- Schrieber R., 1987. Vakuum-Kanalisation – Neue Wege führen zu erhöhter Betriebssicherheit. *Abwassertechnik* 40, 2, 43.
- Smilgin Z., 2005. Kształowanie reologicznych parametrów osadów ściekowych wykorzystywanych do biologicznego umacniania skarp. Rozprawa doktorska. Akademia Rolnicza we Wrocławiu, Wydział Inżynierii Kształtowania Środowiska i Geodezji, Wrocław.
- Trzaskalik T., 2006. Metody wielokryterialne na polskim rynku finansowym. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa.
- Walther G., Günthert F.W., 1998. Neue Untersuchungen zur Selbstent-lüftungsgeschwindigkeit in Trinkwasserleitungen. *Gwf Wasser-Abwasser*, 139, Nr. 8, 475-481. www.bauv.unibw-muenchen.de
- Wilkinson W., 1963. Ciecze nienewtonowskie. WNT, Warszawa.
- Wolf G., 1982. Das Druckentwässerungssystem mit Zerkleinerungspumpen zur betriebssicheren und kostengünstigen Abwasserbeseitigung. *Korrespondenz Abwasser*, 8, 546.
- Zander B., 1979. Besondere Anwendungsmöglichkeiten des Druckentwässerungsverfahrens. *Wasser und Boden* 31, 5, 126.

SEWAGE TRANSPORT SYSTEMS IN REGIONS WITH DISPERSED DEVELOPMENT

S u m m a r y

The monograph is devoted to the problem of transport and utilisation of sewage and wastes produced in rural communes and farms. The classical gravitational canalisation systems with free water level used mainly in urban communes, can not be here applied, so from technical as economic point of view. It concerns especially the rural communes with dispersed development and small population density, located in hilly regions.

New technologies were developed:

- the positive pressure sewage transport systems,
- the negative pressure sewage transport systems.

The advantage of both systems is the possibility of optional choice of pipeline itinerary, so in plan situation as in longitudinal profile.

The technical solutions of both systems are normalized in Germany since 1981. These normes were in 1996–1997 adapted to the normes of European Community, edited by the Comité Européen de Normalisation (CEN). The main problems of design and exploitation of both canalisation systems and of pumping stations for individual houses and farms are presented.

An important part of the monograph is devoted to the problem of the purging of inclined pipelines by compressed air and to the self air purging of pipelines. The investigation results of Aigner performed in the Hubert-Engels Laboratory in Dresde are presented, concerning the behaviour of air bubbles and air pockets in inclined pipelines.

The problem of pipeline choice for transport of sewage sediments is also discussed, based on the application of models for non-Newtonian fluids.

The optimal choice of sewage transport systems using the Analytical Hierarchy Process (AHP) is discussed.

Key words: rural sewage and wastes, negative and positive pressure sewage transport systems

SYSTEMY TRANSPORTU ŚCIEKÓW NA TERENACH O ROZPROSZONEJ ZABUDOWIE

Streszczenie

Monografia jest poświęcona systemowi transportu i utylizacji ścieków i odpadów produkowanych w gminach rolniczych i w fermach. Nie można w tym przypadku zastosować klasycznej kanalizacji grawitacyjnej ze swobodnym zwierciadłem cieczy, stosowanej w gminach miejskich i to tak ze względów technicznych, jak i ekonomicznych. Dotyczy to zwłaszcza gmin rolniczych z rozproszoną zabudową i małą gęstością zaludnienia, usytuowanych na terenach podgórszych.

Opracowano nowe technologie:

- system kanalizacji ciśnieniowej,
- system kanalizacji podciśnieniowej.

Zaletą obu systemów jest duża dowolność wytyczania trasy rurociągu tak w planie, jak i w profilu podłużnym.

Rozwiązania techniczne dla obu systemów zostały znormalizowane w Niemczech w 1981 r. Te normy zostały zaadaptowane w latach 1996–1997 do wymogów norm Unii Europejskiej, opublikowanych przez Europejski Komitet Normalizacyjny CEN (Comité Européen de Normalisation).

Przedstawiono podstawowe problemy przy projektowaniu i eksploatacji obu systemów kanalizacji oraz stacji pomp, tak dla indywidualnych domów, jak i dla ferm.

Ważną część monografii poświęcona jest problemowi czyszczenia rurociągów za pomocą sprężonego powietrza oraz samoodpowietrzania się rurociągów. Zamieszczono wyniki badań Aignera przeprowadzone w Laboratorium Huberta–Engela w Dreźnie, dotyczące zachowania się pęcherzy i kieszeni powietrznych w nachylonych rurociągach.

Omówiono następnie problem doboru rurociągu do transportu osadów ściekowych, w oparciu o zastosowanie modeli dla cieczy nienewtonowskich.

Zaprezentowano również sposób optymalnego doboru kanalizacji w oparciu o metodę AHP (analitycznego procesu hierarchicznego).

Słowa kluczowe: ścieki i odpady rolnicze, kanalizacja ciśnieniowa i podciśnieniowa