

Методические материалы для проведения лабораторных и практических занятий

Практическое занятие 1. Определение расчетных расходов от населения, от общественных зданий и коммунально-бытового сектора.

Город разделен на два района, в которых расположены жилые, общественные, коммунально-бытовые здания и промышленные предприятия. В районах города проживает разное количество населения, плотность которого зависит от характера зданий, этажности и степени благоустройства жилого фонда.

Расчетное население для каждого района города определяется по формуле

$$N = F \cdot p, \quad (1.1)$$

где N – расчетное население, чел.;

F – площадь района города, га;

p – плотность населения района, чел/га (дано в задании).

Под плотностью населения (p , чел/га) понимается число жителей, приходящихся на 1 га селитебной застройки.

Для определения площади района на генплане город делится вертикально по отношению к реке на две части. В площадь района входят не только жилые кварталы, но и промышленное предприятие и зеленая зона.

В качестве примера на рис. 1.1 приведен генплан города.

Определяем население районов города по отдельности и города в целом, используя формулу (1.1):

$$N_1 = 170 \cdot 222,6 = 37842 \text{ чел.}$$

$$N_2 = 180 \cdot 397,6 = 71568 \text{ чел.}$$

$$N^{\Gamma} = N_1 + N_2 = 37842 + 71568 \text{ чел.}$$

Для каждого района города необходимо определить среднесуточный, средний часовой и средний секундный расходы.

Среднесуточный расход (Q_w , м³/сут) определяется по формуле

$$Q_w = \frac{N \cdot q_n}{1000}, \quad (1.2)$$

где N – население района города, чел.;

q_n – норма водоотведения, л/сут (дано в задании).

$$Q_w^1 = \frac{37842 \cdot 160}{1000} = 6054,7 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

$$Q_w^2 = \frac{71568 \cdot 140}{1000} = 10019,5 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

Для города среднесуточный расход равен:

$$Q_w^{\Gamma} = 6054,7 + 10019,5 = 16074,2 \text{ м}^3 / \text{сут.}$$

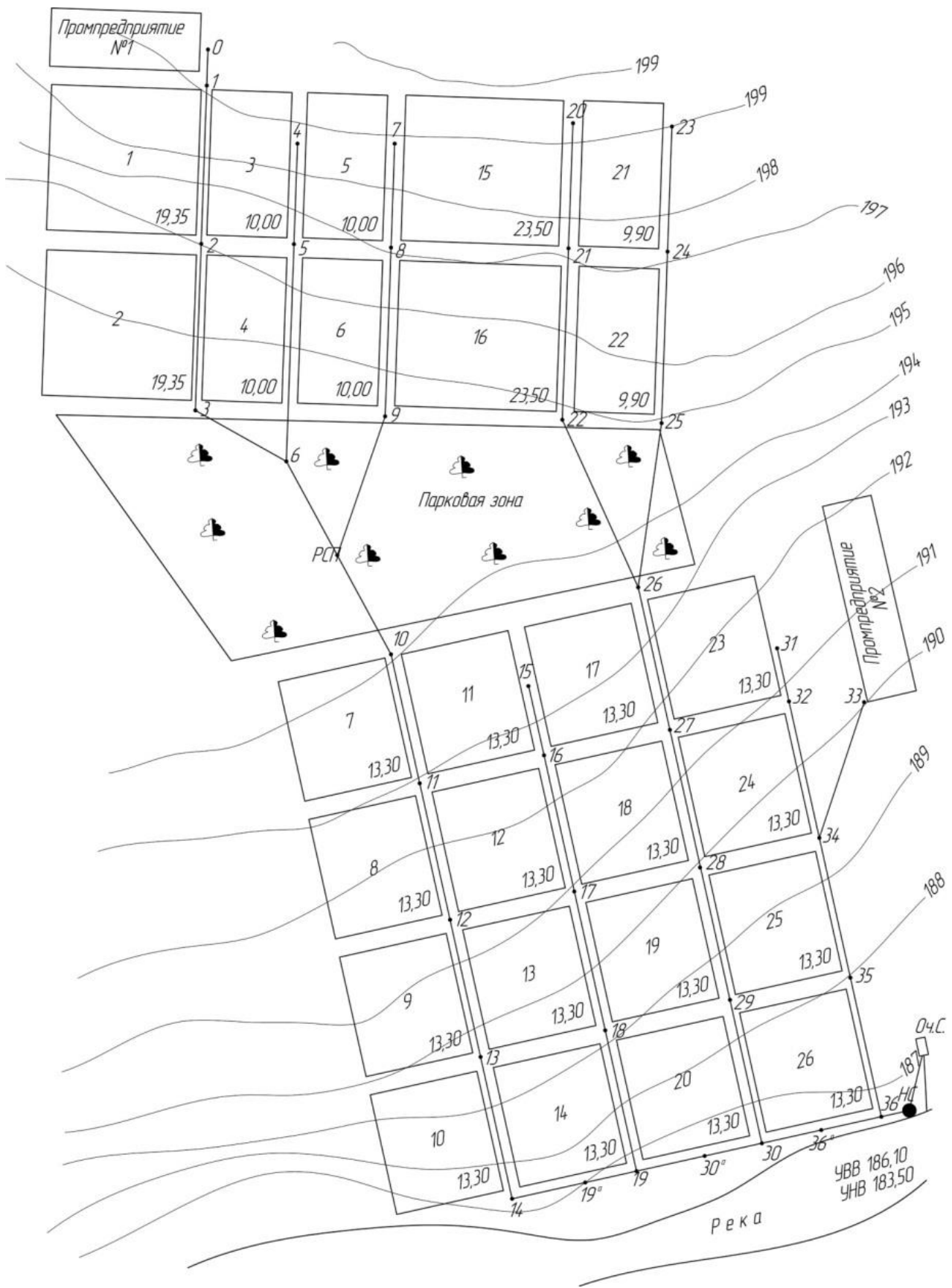


Рис. 1.1. Генплан населенного пункта

Средний часовой расход (Q_h , м³/ч) определяется по следующей формуле:

$$Q_h = \frac{Q_w}{24}. \quad (1.3)$$

Для первого района средний часовой расход равен:

$$Q_h^1 = \frac{6054,7}{24} = 252,3 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Для второго района средний часовой расход равен:

$$Q_h^2 = \frac{10019,5}{24} = 417,5 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Для города в целом средний часовой расход составит:

$$Q_h^r = \frac{16074,2}{24} = 669,8 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Средний секундный расход (q_s , л/с) определяется по формуле

$$q_s = \frac{Q_h}{3,6}. \quad (1.4)$$

Для первого района средний секундный расход равен:

$$q_s^1 = \frac{252,3}{3,6} = 70,1 \text{ л/с}.$$

Для второго района средний секундный расход составляет:

$$q_s^2 = \frac{417,5}{3,6} = 115 \text{ л/с}.$$

Для города средний секундный расход равен:

$$q_s = \frac{669,8}{3,6} = 186 \text{ л/с}.$$

По величинам среднего секундного расхода определяем коэффициенты неравномерности притока сточных вод для районов и города в целом (прил. 1, табл. 1):

для первого района $K_{gen. \max} = 1,67$;

для второго района $K_{gen. \max} = 1,59$;

для города $K_{gen. \max} = 1,57$.

В каждом районе города имеются средняя школа и детский сад.

В районе № 1 города в средней школе общее количество учащихся и учителей $N = 1600$ чел. Время работы школы с 8:00 до 18:00. Норма водоотведения для школы $q_n = 20$ л/сут на одного человека [8].

Среднесуточный расход от школы ($Q_w^{шк}$, м³/сут) определяется по формуле

$$Q_w^{шк} = \frac{q_n^i \cdot N_i}{1000}. \quad (1.5)$$

$$Q_w^{шк} = \frac{20 \cdot 1600}{1000} = 32 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Средний часовой расход от школы ($Q_h^{шк}$, м³/сут) определяется по формуле

$$Q_h^{шк} = \frac{Q_w^i}{T}. \quad (1.6)$$

$$Q_h^{шк} = \frac{32}{10} = 3,2 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Детский сад работает с 8:00 до 18:00, имеет общее количество детей и воспитателей $N = 800$ чел. Норма водоотведения для детского сада составляет $q_H = 30$ л/сут на одного человека [8].

Среднесуточный расход от детского сада ($Q_w^{д.с}$, м³/сут) определяется по формуле

$$Q_w^{д.с} = \frac{q_H^{д.с} \cdot N}{1000} \quad (1.7)$$

$$Q_w^{д.с} = \frac{30 \cdot 800}{1000} = 24 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Средний часовой расход от детского сада ($Q_h^{д.с}$, м³/ч) определяется по формуле

$$Q_h^{д.с} = \frac{Q_w^{д.с}}{T} \quad (1.8)$$

$$Q_h^{д.с} = \frac{24}{10} = 2,4 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Коммунально-бытовой сектор представлен общественной баней и прачечной, имеющимися в каждом районе города.

В районе № 1 общественная баня работает с 11:00 до 20:00. Пропускная способность бани $n = 80$ чел/ч, норма водоотведения $q_H^б = 200$ л/чел. на одну помывку.

Среднесуточный расход бани ($Q_w^б$, м³/сут) определяется по формуле

$$Q_w^б = \frac{q_H^б \cdot n \cdot T}{1000}, \quad (1.9)$$

где T – время работы бани, равное 9 ч.

$$Q_w^б = \frac{200 \cdot 80 \cdot 9}{1000} = 144 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

В районе № 1 прачечная работает с 10:00 до 19:00. Норма водоотведения $q_H^{пр} = 75$ л/кг белья, пропускная способность $p = 30$ кг/ч.

Среднесуточный расход сточных вод от прачечной ($Q_w^{пр}$, м³/сут) определяется по формуле

$$Q_w^{пр} = \frac{q_H^{пр} \cdot p \cdot T}{1000} \quad (1.10)$$

$$Q_w^{пр} = \frac{75 \cdot 30 \cdot 9}{1000} = 20,25 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

В районе № 2 города имеется средняя школа с общим количеством учащихся и учителей $N = 1400$ чел. Время работы школы с 8:00 до 18:00. Норма водоотведения для школы $q_H = 20$ л/сут на одного человека [8].

Среднесуточный расход от школы ($Q_w^{шк}$, м³/сут) определяется по формуле (1.5):

$$Q_w^{шк} = \frac{q_H^i \cdot N_i}{1000}.$$

$$Q_w^{шк} = \frac{20 \cdot 1400}{1000} = 28 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Средний часовой расход от школы ($Q_h^{\text{шк}}$, м³/ч) определяется по формуле (1.6):

$$Q_h^{\text{шк}} = \frac{Q_w^i}{T}.$$
$$Q_h^{\text{шк}} = \frac{28}{10} = 2,8 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

В районе № 2 детский сад работает с 8:00 до 18:00, имеет общее количество детей и воспитателей $N = 1000$ чел. Норма водоотведения для детского сада $q_n = 30$ л/сут на одного человека [8].

Среднесуточный расход от детского сада ($Q_w^{\text{д.с}}$, м³/сут) определяется по формуле (1.7):

$$Q_w^{\text{д.с}} = \frac{q_n^{\text{д.с}} \cdot N}{1000}.$$
$$Q_w^{\text{д.с}} = \frac{30 \cdot 1000}{1000} = 30 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Средний часовой расход от детского сада ($Q_h^{\text{д.с}}$, м³/ч) определяется по формуле (1.8):

$$Q_h^{\text{д.с}} = \frac{Q_w^{\text{д.с}}}{T}.$$
$$Q_h^{\text{д.с}} = \frac{30}{10} = 3,0 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Городская баня работает с 11:00 до 20:00. Пропускная способность бани $n = 90$ чел/ч, норма водоотведения $q_n^{\text{б}} = 200$ л/чел.

Среднесуточный расход бани определяется по формуле (1.9):

$$Q_w^{\text{б}} = \frac{q_n^{\text{б}} \cdot n \cdot T}{1000}.$$
$$Q_w^{\text{б}} = \frac{200 \cdot 90 \cdot 9}{1000} = 162 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Прачечная в районе № 2 работает с 10:00 до 19:00. Норма водо-отведения $q_n^{\text{пр}} = 85$ л/кг белья, пропускная способность $p = 35$ кг/ч.

Среднесуточный расход сточных вод от прачечной определяется по формуле (1.10):

$$Q_w^{\text{пр}} = \frac{q_n^{\text{пр}} \cdot p \cdot T}{1000}.$$
$$Q_w^{\text{пр}} = \frac{85 \cdot 35 \cdot 9}{1000} = 29,07 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Практическое занятие 2. Составление таблицы притока сточных вод по часам суток.

Для определения максимального часового расхода по городу составляется таблица притока сточных вод по часам суток от жилого сектора, общественных зданий, коммунальных зданий и промышленных предприятий. Максимальный часовой расход по городу не равен сумме максимальных часовых расходов от разных потребителей воды, приходящихся на 1 ч в разрезе суток, так как они приходятся на различные часы суток.

Процентное распределение бытовых сточных вод от населения (жилой сектор) определяется по коэффициенту неравномерности $K_{gen. max}$ (прил. 1, табл. 1). В табл. 2.1 процентное распределение по часам суток бытовых сточных вод от населения корректируется в соответствии со значением коэффициента неравномерности от города $K_{gen. max} = 1,57$ по следующей схеме:

– определяется действительное значение максимального часового расхода сточных вод % макс = $4,17 \cdot K_{gen. max} = 4,17 \cdot 1,57 = 6,55$;

– из табл. 2 прил. 1 в графу 2 табл. 2.1 против часов суток проставляется типовое значение $K_{табл} = 1,6$;

– полученное значение % макс = 6,55 подставляется в графу 3 против значений графы 2 напротив часов суток (графа 1) 8–9; 9–10; 10–11, имеющих значение 6,7;

– в графе 3 проводится корректировка процентного распределения коэффициентов неравномерности с тем, чтобы в графе 3, как и в графе 2, получить 100 %;

– среднесуточный расход сточных вод от города ($Q_w^r = 16074,2 \text{ м}^3/\text{сут}$) определяется по процентному распределению графы 3.

Процентное распределение по часам суток смены бытовых сточных вод на промышленных предприятиях определяется по прил. 1, табл. 2.

Расчетные расходы в табл. 2.1 определяются путем суммирования часовых расходов (графы, $\text{м}^3/\text{ч}$) по строкам и столбцам.

Таблица 2.1. Распределение сточных вод города по часам суток

Часы суток	Бытовые сточные воды			Школа		Детсад		Баня		Прачечная	
	K=1,6	K=1,57	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8–9	6,70	6,50	1044,82		3,20		2,4				
9–10	6,70	6,50	1044,82		3,20		2,4				
10–11	6,70	6,50	1044,82		3,20		2,4				2,25
11–12	4,80	4,80	771,56		3,20		2,4		16,00		2,25
12–13	3,95	3,95	634,93		3,20		2,4		16,00		2,25
13–14	5,55	5,55	892,12		3,20		2,4		16,00		2,25
14–15	6,05	6,05	972,49		3,20		2,4		16,00		2,25
15–16	6,05	6,05	972,49		3,20		2,4		16,00		2,25
1 см. Z	46,50	45,90	7378,06		25,6		19,2		80		13,5
16–17	5,60	5,60	900,16		3,20		2,4		16,00		2,25
17–18	5,60	5,60	900,16		3,20		2,4		16,00		2,25
18–19	4,30	4,30	691,19						16,00		2,25
19–20	4,35	4,40	707,26						16,00		
20–21	4,35	4,40	707,26								
21–22	2,35	2,40	385,78								
22–23	1,55	1,60	257,19								
23–24	1,55	1,60	257,19								
2 см. Z	29,65	29,90	4806,19		6,4		4,8		64,0		6,75
0–1	1,55	1,60	257,19								
1–2	1,55	1,60	257,19								
2–3	1,55	1,60	257,19								
3–4	1,55	1,60	257,19								
4–5	1,55	1,60	257,19								
5–6	4,35	4,40	707,26								
6–7	5,95	6,00	964,45								
7–8	5,80	5,80	932,30								
3 см. Z	23,85	24,20	3889,96								
Z общ.	100,00	100,00	16074,20		32,00		24,00		144,00		20,25

Продолжение табл. 2.1

Часы суток	Школа		Детсад		Баня		Прачечная		Суммарное	
	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч	%	м ³ /ч
1	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
8–9		2,80		3					6,38	1056,22
9–10		2,8		3					6,38	1056,22
10–11		2,8		3				3,23	6,42	1061,70
11–12		2,8		3		18		3,23	4,97	822,44
12–13		2,8		3		18		3,23	4,15	685,81
13–14		2,8		3		18		3,23	5,70	943,00
14–15		2,8		3		18		3,23	6,19	1023,37
15–16		2,8		3		18		3,23	6,19	1023,37
1 см. Z		22,40		24,00		90,00		19,38	46,38	7672,14
16–17		2,8		3		18		3,23	5,75	951,04
17–18		2,8		3		18		3,23	5,75	951,04
18–19						18		3,23	4,42	730,67
19–20						18			4,48	741,26
20–21									4,28	707,26
21–22									2,33	385,78
22–23									1,55	257,19
23–24									1,55	257,19
2 см. Z		5,60		6,00		72,00		9,69	30,11	4981,43
0–1									1,55	257,19
1–2									1,55	257,19
2–3									1,55	257,19
3–4									1,55	257,19
4–5									1,55	257,19
5–6									4,28	707,26
6–7									5,83	964,45
7–8									5,64	932,30
3 см. Z									23,51	3889,96
Z общ.		28,00		30,00		162,00		29,07	6,38	16543,5

Практическое занятие 3. Определение расчетных расходов на участках сети.

Водоотводящая сеть (уличные коллектора и главный коллектор) города разбивается на расчетные участки. Расчетным называют участок сети, который расположен между двумя точками (колодцами). При определении расчетного расхода по участкам сети принимаем допущение, что он постоянен на всем протяжении участка и имеет определенное численное значение. Длина расчетного участка водо-отводящей сети равна длине квартала.

Расчетный расход ($q_{\text{расч}}$, л/с) на любом участке водоотводящей сети определяется по формуле

$$q_{\text{расч}} = [(q_{\text{поп}} + q_{\text{бок}}) + q_{\text{тран}}] \cdot K + q_{\text{соср}}, \quad (3.1)$$

где $q_{\text{поп}}$ – попутный расход, идущий от кварталов, примыкающих непосредственно к данному участку, л/с;

$q_{\text{бок}}$ – расход от боковых присоединений, поступающий в начальную точку расчетного участка, л/с;

$q_{\text{тран}}$ – транзитный расход, поступающий в расчетный участок с вышерасположенного участка, л/с;

K – коэффициент неравномерности притока сточных вод;

$q_{\text{соср}}$ – сосредоточенный расход от промышленных предприятий (см. табл. 1.2).

Коэффициент неравномерности поступления сточных вод на участках сети определяется по формуле, предложенной Н. Ф. Федоровым:

$$K = \frac{2,69}{q_{\text{ср}}^{0,121}}, \quad (3.2)$$

где $q_{\text{ср}}$ – средний расход сточных вод на участке сети, л/с.

Попутный расход на участках сети определяется по формуле

$$q_{\text{поп}} = q_0 \cdot F, \quad (3.3)$$

где q_0 – модуль стока, л/с·га;

F – площадь расчетного участка сети, га.

Площадь расчетного участка сети определяют двумя способами: методом тяготеющих площадей или методом линий.

В курсовой работе площадь участков водоотводящей сети города определяем методом тяготеющих площадей.

Площадь кварталов, тяготеющих к данному расчетному участку сети (F , га), определяем в соответствии с масштабом генплана.

Модуль стока (q_0 , л/с·га) по методу тяготеющих площадей определяем по формуле

$$q_0 = \frac{q_n \cdot p}{86400}, \quad (3.4)$$

где q_n – норма водоотведения, л/сут (задание);

p – плотность населения района города, чел/га (задание).

Модулем стока (удельным расходом) называют средний расчетный расход с площади участка в 1 га, выраженный в литрах за секунду.

Модуль стока в зависимости от нормы водоотведения и плотности населения для каждого района города равен:

$$q_o^1 = \frac{170 \cdot 160}{86400} = 0,315 \text{ л/с} \cdot \text{га.}$$

$$q_o^2 = \frac{180 \cdot 140}{86400} = 0,292 \text{ л/с} \cdot \text{га.}$$

В качестве примера рассмотрим несколько участков водоотводящей сети города и определим для них расчетные расходы, идущие по ним.

На начальном *участке 0–1* уличного коллектора первого района отсутствует жилой квартал, но имеется промышленное предприятие 1, сосредоточенный расход которого $q_{\text{соср}} = 109,03$ л/с (см. табл. 1.2). Данный участок является начальным, и на нем отсутствуют попутный, боковой, транзитный расходы. Численное значение сосредоточенного расхода проставляется в графы 13 и 14 табл. 3.1.

На *участке 1–2* имеется жилой квартал, от которого идет попутный расход, определяемый по формуле (3.3):

$$q_{\text{поп}}^{1-2} = 0,315 \cdot 19,35 = 6,09 \text{ л/с.}$$

Боковой расход на данном участке отсутствует.

В качестве транзитного расхода с участка 0–1 сосредоточенный расход, указанный в графе 13, проставляем в графу 9:

$$q_{\text{тран}} = 109,03 \text{ л/с.}$$

Значение среднего расхода участка 1–2 равно сумме попутного (графа 7) и транзитного (графа 9) расходов и проставляется в графу 10:

$$q_{\text{ср}}^{1-2} = 6,09 + 109,03 = 115,12 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности поступления сточных вод (графа 11) на данном участке определяется по формуле (4.4):

$$K = \frac{2,69}{115,12^{0,121}} = 1,52.$$

Максимальный расход участка 1–2 равен произведению среднего расхода (графа 10) и общего коэффициента неравномерности (графа 11) и проставляется в графу 12:

$$q_{\text{max}}^{1-2} = 115,12 \cdot 1,52 = 174,98 \text{ л/с.}$$

На данном участке отсутствует сосредоточенный расход, поэтому в графе 13 ставим прочерк, а максимальный расход (графа 12) переносим в графу 14 расчетного расхода.

$$q_{\text{расч}}^{1-2} = q_{\text{max}}^{1-2} = 174,98 \text{ л/с.}$$

Участок 2–3. Попутный расход с этого участка равен:

$$q_{\text{поп}}^{2-3} = 0,315 \cdot 19,35 = 6,09 \text{ л/с.}$$

Транзитным расходом для участка 2–3 является значение среднего расхода с участка 1–2:

$$q_{\text{тран}} = 115,12 \text{ л/с.}$$

Средний расход равен сумме попутного и транзитного расходов:

$$q_{\text{ср}}^{2-3} = 6,09 + 115,12 = 121,21 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности на участке 2–3 равен:

$$K = \frac{2,69}{121,21^{0,121}} = 1,51.$$

Максимальный расход на участке 2–3 составит:

$$q_{\text{max}}^{2-3} = 121,21 \cdot 1,51 = 183,03 \text{ л/с.}$$

Сосредоточенный расход на участке 2–3 отсутствует.

Максимальный расход равен расчетному расходу:

$$q_{\text{расч}}^{2-3} = q_{\text{max}}^{2-3} = 183,03 \text{ л/с.}$$

Участок 3–6. На этом участке нет жилого квартала, промышленного предприятия, поэтому по нему проходит транзитный расход с участка 2–3, равный значению его среднего расхода:

$$q_{\text{тран}}^{3-6} = q_{\text{ср}}^{2-3} = 121,21 \text{ л/с.}$$

Для участка 3–6 все значения расходов, начиная с графы 11 по графу 14, переписываются с участка 2–3.

Участок 4–5.

Попутный расход на этом участке имеет значение

$$q_{\text{поп}}^{4-5} = 0,315 \cdot 10,0 = 3,15 \text{ л/с.}$$

Боковой и транзитные расходы на этом участке отсутствуют, потому что это начальный участок нового коллектора.

Средний расход равен значению попутного расхода:

$$q_{\text{ср}}^{4-5} = q_{\text{поп}}^{4-5} = 3,15 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности равен:

$$K = \frac{2,69}{3,15^{0,121}} = 2,34.$$

Максимальный расход численно равен:

$$q_{\text{max}}^{4-5} = 3,15 \cdot 2,34 = 7,37 \text{ л/с.}$$

Сосредоточенный расход на участке отсутствует.

Максимальный расход равен расчетному расходу:

$$q_{\text{расч}}^{4-5} = q_{\text{max}}^{4-5} = 7,37 \text{ л/с.}$$

Участок 5–6.

Попутный расход на этом участке имеет следующее значение:

$$q_{\text{поп}}^{5-6} = 0,315 \cdot 10,0 = 3,15 \text{ л/с.}$$

Транзитный расход равен значению среднего расхода с участка 4–5:

$$q_{\text{тран}}^{5-6} = q_{\text{ср}}^{4-5} = 3,15 \text{ л/с.}$$

Значение среднего расхода на этом участке равно сумме попутного и транзитного расходов, идущих по этому участку:

$$q_{\text{ср}}^{5-6} = q_{\text{поп}}^{5-6} + q_{\text{тран}}^{4-5} = 3,15 + 3,15 = 6,3 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности равен:

$$K = \frac{2,69}{6,3^{0,121}} = 2,15.$$

Максимальный расход равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{5-6} = 6,3 \cdot 2,15 = q_{\text{расч}}^{5-6} = 13,45 \text{ л/с.}$$

Участок 6–РСП (районная станция подкачки).

По этому участку идет транзитный расход с участков 3–6 и 5–6. В качестве транзитного расхода выступают значения средних расходов с этих участков:

$$q_{\text{транз}}^{6-РСП} = q_{\text{ср}}^{3-6} + q_{\text{ср}}^{5-6} = 121,12 + 6,3 = 127,51 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{127,51^{0,121}} = 1,50.$$

Максимальный расход равен:

$$q_{\text{max}}^{6-РСП} = 127,51 \cdot 1,50 = 190,81 \text{ л/с.}$$

Расчетный расход численно равен максимальному расходу:

$$q_{\text{расч}}^{6-РСП} = q_{\text{max}}^{6-РСП} = 190,81 \text{ л/с.}$$

Участок 7–8.

Данный участок является начальным участком нового коллектора, поэтому на нем отсутствует транзитный расход. Кроме этого на этом участке нет промышленного предприятия и отсутствует сосредоточенный расход.

Попутный расход на этом участке равен произведению модуля стока и площади квартала:

$$q_{\text{поп}}^{7-8} = 0,315 \cdot 10,0 = 3,15 \text{ л/с.}$$

Значение среднего расхода равно значению попутного:

$$q_{\text{ср}}^{7-8} = q_{\text{поп}}^{7-8} = 3,15 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{3,15^{0,121}} = 2,34.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{7-8} = 3,15 \cdot 2,34 = q_{\text{расч}}^{5-6} = 7,37 \text{ л/с.}$$

Участок 8–9.

Попутный расход на этом участке равен:

$$q_{\text{поп}}^{8-9} = 0,315 \cdot 10,0 = 3,15 \text{ л/с.}$$

Транзитный расход равен сумме среднего расхода с участка 7–8 и попутного расхода с этого участка:

$$q_{\text{тран}}^{8-9} = q_{\text{ср}}^{7-8} + q_{\text{поп}}^{8-9} = 3,15 + 3,15 = 6,3 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{6,3^{0,121}} = 2,15.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{8-9} = 6,3 \cdot 2,15 = q_{\text{расч}}^{8-9} = 13,55 \text{ л/с.}$$

Участок 9–РСП.

На данном участке отсутствует жилой квартал, а проходит только транзитный расход, равный среднему значению расхода с участка 8–9:

$$q_{\text{тран}}^{9-РСП} = q_{\text{ср}}^{8-9} = 6,3 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{6,3^{0,121}} = 2,15.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{8-9} = 6,3 \cdot 2,15 = q_{\text{расч}}^{8-9} = 13,55 \text{ л/с.}$$

Участок РСП–10.

По этому участку в качестве транзитного расхода идут средние значения расходов с участков 6–РСП и 9–РСП:

$$q_{\text{тран}}^{\text{РСП-10}} = q_{\text{ср}}^{6-РСП} + q_{\text{ср}}^{9-РСП} = 127,51 + 6,3 = 133,81 \text{ л/с.}$$

Значение среднего расхода на этом участке равно сумме попутного и транзитного расходов, идущих по этому участку:

$$q_{\text{ср}}^{5-6} = q_{\text{поп}}^{5-6} + q_{\text{тран}}^{4-5} = 3,15 + 3,15 = 6,3 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{133,81^{0,121}} = 1,49.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{\text{РСП-10}} = 133,81 \cdot 1,49 = q_{\text{расч}}^{\text{РСП-10}} = 199,38 \text{ л/с.}$$

Участок 10–11. Попутный расход на этом участке равен:

$$q_{\text{поп}}^{10-11} = 0,315 \cdot 13,3 = 4,19 \text{ л/с.}$$

Транзитный расход равен значению среднего расхода с участка РСП–10:

$$q_{\text{тран}}^{10-11} = q_{\text{ср}}^{\text{РСП-10}} = 133,81 \text{ л/с.}$$

Значение среднего расхода на этом участке равно сумме попутного и транзитного расходов, идущих по этому участку:

$$q_{\text{ср}}^{10-11} = q_{\text{поп}}^{10-11} + q_{\text{тран}}^{10-11} = 4,19 + 133,81 = 138,0 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{138,0^{0,121}} = 1,49.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{10-11} = 138,0 \cdot 1,49 = q_{\text{расч}}^{10-11} = 206,17 \text{ л/с.}$$

Участок 11–12.

Попутный расход на этом участке равен:

$$q_{\text{поп}}^{11-12} = 0,315 \cdot 13,3 = 4,19 \text{ л/с.}$$

Транзитный расход равен значению среднего расхода с участка 10–11:

$$q_{\text{тран}}^{11-12} = q_{\text{ср}}^{10-11} = 138,0 \text{ л/с.}$$

Значение среднего расхода на этом участке равно сумме попутного и транзитного расходов, идущих по этому участку:

$$q_{\text{ср}}^{11-12} = q_{\text{поп}}^{11-12} + q_{\text{тран}}^{11-12} = 4,19 + 138,0 = 142,19 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{142,19^{0,121}} = 1,48.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{11-12} = 142,19 \cdot 1,48 = q_{\text{расч}}^{11-12} = 210,44 \text{ л/с.}$$

Участок 12–13.

Попутный расход на этом участке равен:

$$q_{\text{поп}}^{12-13} = 0,315 \cdot 13,3 = 4,19 \text{ л/с.}$$

Транзитный расход равен значению среднего расхода с участка 11–12:

$$q_{\text{тран}}^{12-13} = q_{\text{ср}}^{11-12} = 142,19 \text{ л/с.}$$

Значение среднего расхода на этом участке равно сумме попутного и транзитного расходов, идущих по этому участку:

$$q_{\text{ср}}^{12-13} = q_{\text{поп}}^{12-13} + q_{\text{тран}}^{12-13} = 4,19 + 142,19 = 146,38 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{146,38^{0,121}} = 1,47.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{12-13} = 146,19 \cdot 1,47 = q_{\text{расч}}^{11-12} = 215,18 \text{ л/с.}$$

Участок 13–14.

Попутный расход на этом участке равен:

$$q_{\text{поп}}^{13-14} = 0,315 \cdot 13,3 = 4,19 \text{ л/с.}$$

Транзитный расход равен значению среднего расхода с участка 12–13:

$$q_{\text{тран}}^{13-14} = q_{\text{ср}}^{12-13} = 146,38 \text{ л/с.}$$

Значение среднего расхода на этом участке равно сумме попутного и транзитного расходов, идущих по этому участку:

$$q_{\text{ср}}^{13-14} = q_{\text{поп}}^{13-14} + q_{\text{тран}}^{13-14} = 4,19 + 146,38 = 150,57 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{150,57^{0,121}} = 1,469.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{13-14} = 150,57 \cdot 1,469 = q_{\text{расч}}^{13-14} = 221,08 \text{ л/с.}$$

Участок 14–19.

На данном участке отсутствует жилой квартал, а проходит только транзитный расход, равный среднему значению расхода с участка 13–14:

$$q_{\text{тран}}^{14-19} = q_{\text{ср}}^{13-14} = 150,57 \text{ л/с.}$$

Общий коэффициент неравномерности имеет значение

$$K = \frac{2,69}{157,57^{0,121}} = 1,469.$$

Максимальный расход равен произведению среднего расхода и общего коэффициента неравномерности и численно равен расчетному расходу:

$$q_{\text{max}}^{14-19} = 150,57 \cdot 1,469 = q_{\text{расч}}^{14-19} = 221,08 \text{ л/с.}$$

Аналогичным образом рассчитываются расходы участков всей водоотводящей сети города, начерченной на генплане. Все расчеты сети даны в табл. 3.1.

Таблица 3.1. Определение расчетных расходов сточных вод на участках сети

Участки сети	Номера участков	Плотность населения, чел/га	Норма водоотведения $q_{нв}$, л/с	Площадь F , га	Модуль стока, $q_{м}$, л/с·га	Попутный расход, $q_{п}$, л/с	Боковой расход $q_{бок}$, л/с	Транзитный расход $q_{тр}$, л/с	Средний расход $q_{ср}$, л/с	Общий коэффициент напряженности K	Максимальный расход Q_{max} , л/с	Сосредоточенный расход $q_{ср}$, л/с	Расчетный расход $q_{расч}$, л/с
0-1	ПП ₁	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	109,03	109,03
1-2	1	19,35	170	160	0,315	6,09	-	109,03	115,2	1,52	174,98	-	174,98
2-3	2	19,35	170	160	0,315	6,09	-	115,2	121,2	1,15	183,03	-	183,03
3-6	-	-	-	-	-	-	-	121,2	121,2	1,51	183,03	-	183,03
4-5	3	10	170	160	0,315	3,15	-	-	3,15	2,34	7,37	-	7,37
5-6	4	10	170	160	0,315	3,15	-	3,15	6,3	2,15	13,55	-	13,55
6-РСП	-	-	-	-	-	-	-	121,1+6,3	127,5	1,50	190,81	-	190,81
7-8	5	10	170	160	0,315	3,15	-	-	3,15	2,34	7,37	-	7,37
8-9	6	10	170	160	0,315	3,15	-	3,15	6,3	2,15	13,55	-	13,55
9-РСП	-	-	-	-	-	-	-	6,3	6,3	2,15	13,55	-	13,55
РСП-10	-	-	-	-	-	-	-	127,5+6,3	133,81	1,49	199,38	-	199,38
10-11	7	13,3	170	160	0,315	4,19	-	133,81	138,0	1,494	206,17	-	206,17
11-12	8	13,3	170	160	0,315	4,19	-	138,0	142,19	1,48	210,44	-	210,44
12-13	9	13,3	170	160	0,315	4,19	-	142,19	146,38	1,47	215,18	-	215,18
13-14	10	13,3	170	160	0,315	4,19	-	146,38	150,57	1,469	221,08	-	221,08
14-19	-	-	-	-	-	-	-	150,57	150,57	1,469	221,08	-	221,08
15-16	11	13,3	170	160	0,315	4,19	-	-	4,19	2,27	9,52	-	9,52
16-17	12	13,3	170	160	0,315	4,19	-	4,19	8,38	2,09	17,26	-	17,26
17-18	13	13,3	170	160	0,315	4,19	-	8,38	12,54	1,99	24,95	-	24,95
18-19	14	13,3	170	160	0,315	4,19	-	12,54	16,73	1,91	31,95	-	31,95
19-30	-	-	-	-	-	-	-	150,57+ +16,73	167,3	1,45	242,58	-	242,58
20-21	15	23,5	180	140	0,292	6,86	-	-	6,862	2,13	14,62	-	14,62
21-22	16	23,5	180	140	0,292	6,86	-	6,862	13,724	1,96	26,9	-	26,9
22-26	-	-	-	-	-	-	-	13,724	13,724	1,96	26,9	-	26,9
23-24	21	9,9	180	140	0,292	2,89	-	-	2,89	2,36	6,82	-	6,82
24-25	22	9,9	180	140	0,292	2,89	-	2,89	5,78	2,18	12,6	-	12,6
25-26	-	-	-	-	-	-	-	5,78	5,78	2,18	12,6	-	12,6
26-27	17	13,3	180	140	0,292	3,88	-	2,89+5,78	12,55	1,98	24,86	-	24,86
27-28	18	13,3	180	140	0,292	3,88	-	12,55	16,43	1,92	31,56	-	31,56
28-29	19	13,3	180	140	0,292	3,88	-	16,43	20,31	1,87	37,97	-	37,97
29-30	20	13,3	180	140	0,292	3,88	-	20,31	24,19	1,83	44,27	-	44,27
30-36	-	-	-	-	-	-	-	167,3+ +24,19	191,49	1,425	272,83	-	272,83
31-32	23	13,3	180	140	0,292	3,88	-	-	3,88	2,30	8,92	-	8,92
32-34	24	13,3	180	140	0,292	3,88	-	3,88	7,76	2,10	16,29	-	16,29
33-34	ПП ₂	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	79,87	79,87
34-35	25	13,3	180	140	0,292	3,88	-	7,76+7,87	91,51	1,56	142,54	-	142,54
35-36	26	13,3	180	140	0,292	3,88	-	91,51	95,39	1,54	147,99	-	147,99
36-НС	-	-	-	-	-	-	-	191,46+ +95,39	286,88	1,98	568,96	-	568,96

Практическое занятие 4. Гидравлический расчет водоотводящей сети.

Задача гидравлического расчета водоотводящей сети состоит в том, чтобы при известном расчетном расходе сточной воды подобрать диаметр труб и придать сети такие уклоны, при которых скорость потока была бы достаточной для перемещения загрязнений, движущихся в потоке.

Водоотводящие сети работают в безнапорном режиме при частичном наполнении, который обеспечивает некоторый резерв в живом сечении трубопровода. Через свободную от воды верхнюю часть сечения трубы осуществляется вентиляция всей водоотводящей сети. При этом из трубопроводов непрерывно удаляются образующиеся в воде газы, которые вызывают коррозию трубопроводов и сооружений на них, осложняют эксплуатацию водоотводящих сетей. В безнапорном режиме движения жидкости лучше транспортируются с водой нерастворимые примеси, а также происходит самоочищение трубопроводов от отложений.

В целях упрощения гидравлического расчета водоотводящей сети принимаем допущение, что сточная вода по трубам движется в установившемся равномерном режиме.

Водоотводящие сети бытовых сточных вод работают на частичное наполнение сети (a), характеризующееся отношением высоты слоя воды (h) к диаметру трубы (d).

$$a = \frac{h}{d}, \quad (4.1)$$

где h – высота слоя воды в трубе, м;

d – диаметр водоотводящей трубы, м.

Степень наполнения (a) трубопроводов водоотводящей сети в курсовой работе принимается в пределах от 0,4 до 0,6.

Во избежание заиливания трубопроводов сточная вода должна двигаться с незаиливающей скоростью.

Незаиливающей (расчетной) скоростью называют скорость течения потока сточной воды, которая обеспечивает самоочищение трубопровода.

При расчетном наполнении труб бытовой водоотводящей сети незаиливающие скорости следует принимать в соответствии с диаметром труб по табл. 4.1.

Таблица 4.1. Незаиливающие скорости при расчетном наполнении

Диаметр труб d , мм	150–250	300–400	450–500	600–800	900–1200
Незаиливающая скорость $V_{\text{нез}}$, м/с	0,7	0,8	0,9	1,0	1,15

Минимальные диаметры труб и их степень наполнения назначаются исходя из требований эксплуатации – удобства прочистки сети, ее вентиляции, резерва на возможный залповый (не учтенный расчетом) спуск сточных вод.

Минимальные диаметры рекомендуется принимать по табл. 4.2.

Таблица 4.2. Минимальные диаметры и уклоны труб по СТБ 1883-2008

Система водоотведения	Минимальный диаметр, мм, для сети		Минимальные уклоны для сети	
	внутриквартальной	уличной	внутриквартальной	уличной
Полная раздельная и полураздельная сетями: бытовой	150	200	0,008	0,007
дождевой (водостоки)	250	250	0,007	–
Общесплавная	200	250	0,007	–

На начальных участках водоотводящей сети при небольших расходах по расчету часто оказываются недостаточными диаметры труб, меньше минимальных. В этом случае трубопровод водоотводящей сети укладывают с минимальным диаметром (для уличной сети $d = 200$ мм), а участки сети считаются безрасчетными (скорость и наполнение в трубе не принимаются во внимание).

Если рельеф местности плоский, то для уменьшения заглубления трубопровода его укладывают с наименьшим (минимальным) уклоном:

$$i_{\min} = \frac{1}{d}, \quad (4.2)$$

где d – принимаемый диаметр трубы, мм.

Прокладку труб водоотводящих сетей осуществляют или с уклоном, равным уклону местности, или с минимальным уклоном.

В курсовой работе гидравлический расчет выполняется для трех коллекторов: одного коллектора из района № 1, второго – из района № 2 и главного коллектора города.

В качестве примера гидравлический расчет выполнен для главного коллектора 14–Нс. Данные для определения уклонов поверхности земли для участков главного коллектора приведены в табл. 4.3.

Таблица 4.3. Данные для построения продольного профиля главного коллектора 14–Нс

Номера участков коллектора	Длина, м	Отметки поверхности земли		Разность отметок	Уклон	Расчетный расход	
		Начальная	конечная			л/с	м ³ /с
Коллектор 14–Нс							
14–19 ^a	190	187,0	186,9	0,1	0,0005	221,08	0,221
19 ^a –19	190	186,9	186,7	0,2	0,0011	221,08	0,221
19–30 ^a	170	186,7	186,4	0,3	0,0018	242,58	0,243
30 ^a –30	180	186,4	186,2	0,2	0,0011	242,58	0,243
30–36 ^a	180	186,2	186,0	0,2	0,0011	272,83	0,273
36 ^a –36	180	186,0	185,9	0,1	0,0006	272,83	0,273
36–Нс	120	185,9	185,7	0,2	0,0017	568,96	0,569

Для выполнения гидравлического расчета труб водоотводящих сетей используем формулы установившегося равномерного движения сточной воды:

$$Q = \omega \cdot V ; \tag{4.3}$$

$$V = C \sqrt{R \cdot i} , \tag{4.4}$$

где Q – расход сточной воды, м³/с;

ω – площадь живого сечения потока воды, м²;

V – скорость движения сточной воды, м/с;

C – коэффициент, учитывающий шероховатость стенок труб;

R – гидравлический радиус сечения потока;

i – уклон трубопровода.

Эти формулы положены в основу специальных таблиц для расчета труб водоотводящей сети.

В курсовой работе гидравлический расчет выполняем по упрощенному способу (метод Р. Р. Чугаева) с использованием графика (рис. 4.1) значений модулей расходов (M) и скорости (N) в зависимости от степени наполнения (a).

В этом случае расходы и скорости определяются по следующим формулам:

$$Q = K \cdot \sqrt{i} ; \tag{4.5}$$

$$V = W \cdot \sqrt{i} , \tag{4.6}$$

где M и N – коэффициенты модулей расхода и скорости, определяемые по графику (рис. 4.1);

K и W – модули расхода и скорости, соответствующие действительной глубине воды (h) в трубопроводе.

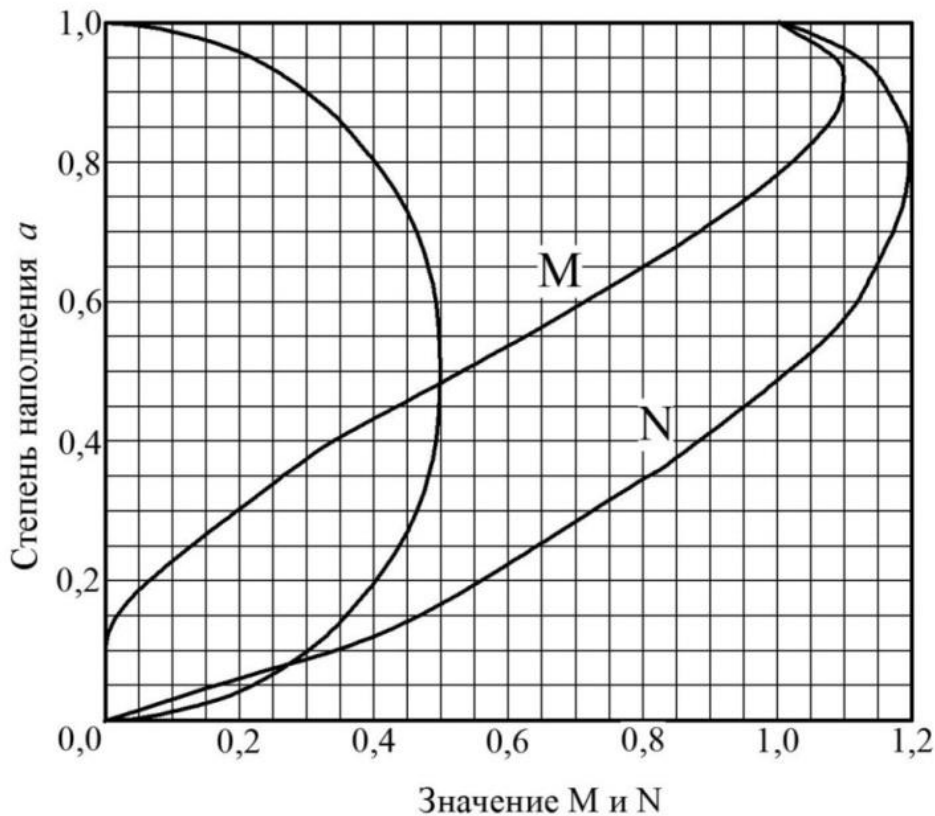


Рис. 4.1. График значений коэффициентов M и N для гидравлического расчета водоотводящих труб круглого сечения

Модули расхода и скорости, соответствующие действительной глубине воды в трубопроводе, определяются по формулам:

$$K = K_n \cdot M; \quad (4.7)$$

$$W = W_n \cdot N, \quad (4.8)$$

где K_n и W_n – модули расхода и скорости, отвечающие полному наполнению трубопровода, когда $h = a = 1,0$ (табл. 4.4);

h – высота слоя воды в трубопроводе, м;

a – степень наполнения трубопровода.

Подставляя выражения модулей расхода и скорости (формулы (4.7) и (4.8)) в формулы (4.5) и (4.6), получим окончательный вид формул для расчета расхода и скорости:

$$Q = M \cdot K_n \cdot \sqrt{i}; \quad (4.9)$$

$$V = N \cdot W_n \cdot \sqrt{i}. \quad (4.10)$$

Значения K_n и W_n для круглых труб при шероховатости $n = 0,013$ определяем по табл. 4.4

Т а б л и ц а 4.4. Значения K_n и W_n для круглых труб при $n = 0,013$
(по Гангилье – Куттеру)

d , м	K_n , м ³ /с	W_n , м ³ /с	d , м	K_n , м ³ /с	W_n , м ³ /с
0,15	0,1343	7,60	0,70	9,34	24,27
0,20	0,3028	9,064	0,75	11,27	25,52
0,25	0,5517	11,26	0,80	13,49	26,61
0,30	0,9082	12,86	0,90	18,41	28,98
0,35	1,393	14,48	1,0	24,35	30,99
0,40	2,028	16,12	1,10	31,48	33,09
0,45	2,825	17,76	1,20	39,660	35,07
0,50	3,718	19,09	1,30	49,090	37,04
0,55	4,838	20,38	1,40	60,100	39,05
0,60	6,132	21,70	1,50	72,470	41,02
0,65	7,913	22,97			

Гидравлический расчет водоотводящей сети в зависимости от расчетного расхода выполняется при различных степенях наполнения трубопровода. Задаваясь степенью наполнения (a) по графику (рис. 4.1), определяем значения коэффициентов модулей расхода и скорости.

$$a = 0,4$$

$$M = 0,32$$

$$N = 0,87$$

$$a = 0,5$$

$$M = 0,51$$

$$N = 1,00$$

$$a = 0,6$$

$$M = 0,70$$

$$N = 1,10$$

При значениях расчетных расходов $q_{\text{расч}} < 12,5$ л/с степень наполнения a принимается равной 0,4. В этом случае значение расчетной скорости будет меньше нормативного значения незаиляющей скорости, потому что на данном участке загрязнения сточной воды будут выпадать в осадок и засорять трубопровод.

В качестве примера гидравлического расчета приведен гидравлический расчет главного коллектора 14–Нс, который собирает сточные воды от районов города и транспортирует их на очистные сооружения.

Участок 14–19^а.

Расчетный расход, идущий по данному участку, $q_{\text{расч}} = 0,221 \text{ м}^3/\text{с}$, уклон поверхности земли участка $i_{\text{пов}} = 0,0005$. Принимаем диаметр для пропуска этого расхода $d = 750 \text{ мм}$ (см. табл. 4.4) и определяем расход и скорость по формулам (4.9) и (4.10).

Принимаем степень наполнения $a = 0,6$. При этом значении степени наполнения модули расхода и скорости имеют значение $M = 0,7$ и $N = 1,1$. Значения K_n и W_n принимаем по табл. 4.4 согласно принятому диаметру $d = 750 \text{ мм}$, подставляя эти значения в формулы расхода и скорости, получим следующие значения:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0005} = 0,173 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0005} = 0,62 \text{ м/с}.$$

Расчетный расход, идущий по этому участку, $q_{\text{расч}} = 0,221 \text{ м}^3/\text{с}$ больше значения $Q = 0,173 \text{ м}^3/\text{с}$ при уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0005$, поэтому трубопровод следует укладывать с минимальным уклоном.

$$i = \frac{1}{d} = \frac{1}{750} = 0,0013.$$

При степени наполнения $a = 0,6$ и минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$ определяем расход и скорость сточных вод на этом участке:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0013} = 0,284 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0013} = 1,01 \text{ м/с}.$$

Значение расхода $Q = 0,284 \text{ м}^3/\text{с}$, полученного при минимальном уклоне, больше, чем значение расчетного расхода $q_{\text{расч}} = 0,221 \text{ м}^3/\text{с}$, и скорость соответствует незаиляющей (см. табл. 4.1), что говорит о правильности расчета. Полученные значения расхода и скорости вносим в табл. 5.5.

Участок 19^а–19.

На этом участке идет расход $q_{\text{расч}} = 0,221 \text{ м}^3/\text{с}$, степень наполнения $a = 0,6$ и уклон поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$. Значения расхода и скорости будут равны:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0011} = 0,260 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0011} = 0,93 \text{ м/с}.$$

При минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$ значения расхода и скорости имеют следующие значения:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0013} = 0,284 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0013} = 1,01 \text{ м/с}.$$

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ значение скорости движения сточных вод $V = 0,93 \text{ м/с}$ меньше значения $V_{\text{нез}} = 1,0 \text{ м/с}$ (см. табл. 4.1), что говорит о выпадении взвесей в трубопроводе. Поэтому трубопровод на этом участке укладываем с минимальным уклоном $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

Участок 19–30^а.

Расчетный расход на этом участке $q_{\text{расч}} = 0,243 \text{ м}^3/\text{с}$. Принимаем диаметр трубопровода $d = 750 \text{ мм}$, степень наполнения $a = 0,6$ и определяем расход и скорость сточных вод при уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ и минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ значения расхода и скорости равны:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0011} = 0,260 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0011} = 0,93 \text{ м/с}.$$

При минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$ значения расхода и скорости равны:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0013} = 0,284 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0013} = 1,01 \text{ м/с}.$$

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ значение скорости движения сточных вод $V = 0,93$ м/с меньше значения $V_{\text{нез}} = 1,0$ м/с (см. табл. 4.1), что говорит о выпадении взвесей в трубопроводе. Поэтому трубопровод на этом участке следует укладывать с минимальным уклоном $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

Участок 30^а–30.

Расчетный расход на этом участке $q_{\text{расч}} = 0,243$ м³/с. Принимаем диаметр трубопровода $d = 750$ мм, степень наполнения $a = 0,6$ и определяем расход и скорость сточных вод при уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ и минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ значения расхода и скорости равны:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0011} = 0,260 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0011} = 0,93 \text{ м/с}.$$

При минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$ значения расхода и скорости равны:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0013} = 0,284 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0013} = 1,01 \text{ м/с}.$$

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ значение скорости движения сточных вод $V = 0,93$ м/с меньше значения $V_{\text{нез}} = 1,0$ м/с (см. табл. 4.1), что говорит о выпадении взвесей в трубопроводе. Поэтому трубопровод на этом участке следует укладывать с минимальным уклоном $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

Участок 30–36^а.

Расчетный расход на этом участке $q_{\text{расч}} = 0,273$ м³/с. Принимаем диаметр трубопровода $d = 750$ мм, степень наполнения $a = 0,6$ и определяем расход и скорость сточных вод при уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ и минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ значения расхода и скорости составляют:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0011} = 0,260 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0011} = 0,93 \text{ м/с}.$$

При минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$ значения расхода и скорости равны:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0013} = 0,284 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0013} = 1,01 \text{ м/с}.$$

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0011$ значение скорости движения сточных вод $V = 0,93$ м/с меньше значения $V_{\text{нез}} = 1,0$ м/с (см. табл. 4.1), что говорит о выпадении взвесей в трубопроводе. Поэтому трубопровод на этом участке следует укладывать с минимальным уклоном $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

Участок 36^а–36.

Расчетный расход на этом участке $q_{\text{расч}} = 0,273 \text{ м}^3/\text{с}$. Принимаем диаметр трубопровода $d = 750 \text{ мм}$, степень наполнения $a = 0,6$ и определяем расход и скорость сточных вод при уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0006$ и минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0006$ значения расхода и скорости равны:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0006} = 0,193 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0006} = 0,67 \text{ м/с}.$$

При минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,0013$ значения расхода и скорости равны:

$$Q = 0,7 \cdot 11,27 \cdot \sqrt{0,0013} = 0,284 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 25,52 \cdot \sqrt{0,0013} = 1,01 \text{ м/с}.$$

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0006$ значение скорости движения сточных вод $V = 0,67 \text{ м/с}$ значительно меньше значения $V_{\text{нез}} = 1,0 \text{ м/с}$ (см. табл. 4.1), расход $Q = 0,193 \text{ м}^3/\text{с}$, что говорит не только о выпадении взвесей в трубопроводе, но и невозможности пропуска расчетного расхода, поэтому трубопровод на этом участке следует укладывать с минимальным уклоном $i_{\text{мин}} = 0,0013$.

Участок 36–Нс.

При расчетном расходе на этом участке $q_{\text{расч}} = 0,569 \text{ м}^3/\text{с}$, уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0017$, степени наполнения $a = 0,6$ принимаем диаметр трубопровода $d = 1100 \text{ мм}$, потому что при других диаметрах, меньших 1100 мм , расход, определенный по формуле (4.9), имеет значения меньше расчетного. По табл. 4.3 для диаметра трубопровода $d = 1,10 \text{ м}$ значения $K_n = 31,48$ и $W_n = 33,09$ подставляем в формулы (4.9) и (4.10), определяем значения расхода и скорости:

$$Q = 0,7 \cdot 31,48 \cdot \sqrt{0,0017} = 0,903 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 33,09 \cdot \sqrt{0,0013} = 1,49 \text{ м/с}.$$

При минимальном уклоне $i_{\text{мин}} = 0,00091$ и диаметре трубопровода $d = 1100 \text{ мм}$, степени наполнения $a = 0,6$ значения расхода и скорости равны:

$$Q = 0,7 \cdot 31,48 \cdot \sqrt{0,00091} = 0,661 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$V = 1,1 \cdot 33,09 \cdot \sqrt{0,00091} = 1,09 \text{ м/с}.$$

При уклоне поверхности земли $i_{\text{пов}} = 0,0017$ значение скорости движения сточных вод $V = 1,49 \text{ м/с}$ значительно больше значения $V_{\text{нез}} = 1,15 \text{ м/с}$ (см. табл. 4.1), что является недопустимым, поэтому трубопровод на участке этом следует укладывать с минимальным уклоном $i_{\text{мин}} = 0,00091$.

Все расчеты по участкам главного коллектора сведены в табл.4.6.

Таблица 4.5. Определение диаметров труб, их наполнения и расчетных скоростей

Номера участков сети	Длина L , м	Расчетный расход $Q_{расч}$, м ³ /с	Диаметр трубы d , мм	Уклоны			Наполнение $a = h/d$	Расход Q , м ³ /с	Скорости		
				$i_{местн}$	i_{min}	$i_{прин}$			$V_{расч}$, м/с	$V_{норм}$, м/с	$V_{прин}$, м/с
Коллектор 14–НС											
14–19'	190	0,221	750	0,0005	0,0013	0,0013	0,6	0,284	1,01	1,0	1,01
19'–19	190	0,221	750	0,0011	0,0013	0,0011	0,6	0,260	0,93	1,0	0,93
19–30'	170	0,243	750	0,0018	0,0013	0,0013	0,6	0,284	1,01	1,0	1,01
30'–30	180	0,243	750	0,0011	0,0013	0,0013	0,6	0,284	1,01	1,0	1,01
30–36'	180	0,273	750	0,0011	0,0013	0,0013	0,6	0,284	1,01	1,0	1,01
36'–36	180	0,273	750	0,0006	0,0013	0,0013	0,6	0,284	1,01	1,0	1,01
36–НС	120	0,569	1100	0,0017	0,0009	0,0009	0,6	0,661	1,09	1,15	1,09

Таблица 4.6. Гидравлический расчет коллекторов

Номера участков сети	Длина L , м	Расчетный расход $Q_{расч}$ м ³ /с	Диаметр трубы d , мм	Расчетная скорость V , м/с	Уклон	Наполнение		Падение напора	Отметки, м						Глубина трубопроводов	
						a	h		поверхности земли		уровней воды		дна лотков труб		начало	конец
									начало	конец	начало	конец	начало	конец		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Коллектор 14–НС																
14–19'	190	0,221	750	1,01	0,0013	0,6	0,45	0,25	187,0	186,9	185,52	185,27	185,07	184,82	1,93	2,08
19'–19	190	0,221	750	1,01	0,0013	0,6	0,45	0,26	186,9	186,7	185,27	185,02	184,82	184,57	2,08	2,13
19–30'	170	0,243	750	1,01	0,0017	0,6	0,45	0,30	186,7	186,4	185,02	184,72	184,57	184,27	2,13	2,13
30'–30	180	0,243	750	1,01	0,0013	0,6	0,45	0,23	186,4	186,2	184,72	184,49	184,27	184,04	2,13	2,16
30–36'	180	0,273	750	1,01	0,0013	0,6	0,45	0,23	186,2	186,0	184,49	184,26	184,04	183,61	2,16	2,19
36'–36	180	0,273	750	1,01	0,0013	0,6	0,45	0,23	186,0	185,9	184,26	183,89	183,81	183,58	2,19	2,32
36–НС	120	0,569	1100	1,0	0,0017	0,6	0,66	0,20	185,9	185,7	183,89	183,69	183,23	183,03	2,67	2,67

Практическое занятие 5. Определение глубины заложения трубопроводов.

От глубины заложения трубопроводов водоотводящей сети существенно зависят стоимость и сроки ее строительства. В связи с этим ее назначают по возможности минимальной с учетом следующих условий:

- предохранение сточных вод в трубах от замерзания;
- исключение механического разрушения труб под действием внешних нагрузок;
- обеспечение самотечного присоединения к трубопроводам внутриквартальных сетей и боковых веток.

Минимальную глубину заложения трубопроводов принимают на основании опыта эксплуатации подземных коммуникаций в данной местности.

При отсутствии данных по опыту эксплуатации минимальная глубина может приниматься равной

$$h'_{\min} = h_{\text{пр}} - a,$$

где $h_{\text{пр}}$ – глубина промерзания грунта, м;

a – величина, зависящая от диаметра трубопровода, значение которой рекомендуется принимать равным: 0,3 м – при диаметре до 500 мм и 0,5 м – при большем диаметре.

В целях исключения механического разрушения трубопроводов под действием внешних нагрузок, возникающих в городских условиях, глубина заложения должна быть не меньше 0,7 м до верха трубопровода. Следовательно, минимальная глубина трубопровода до лотка равна:

$$h''_{\min} = 0,7 + d,$$

где d – диаметр трубы, м.

Минимальная глубина заложения трубопровода в диктующей точке принимается из сравнения этих условий, при этом принимается большая из них.

Минимально допустимая глубина уличной сети в начальной точке (H_0 , м) определяется по формуле

$$H_0 = h_{\text{вып}} + i(L + l) + (z_0 - z_{\text{вып}}) + \Delta d, \quad (5.1)$$

где $h_{\text{вып}}$ – глубина заложения выпуска из самого удаленного здания жилого квартала ($h_{\text{вып}} = h_{\min}$);

i – уклон внутриквартальной сети ($i = 0,008$);

$L + l$ – суммарная длина внутриквартальной сети и присоединительной ветки, м;

z_0 – отметка поверхности земли в начальной точке уличной сети, м;

$z_{\text{вып}}$ – отметка поверхности земли у выпуска, м;

Δd – разница в диаметрах уличной и внутриквартальной сетей, м.

Для заполнения табл. 4.6 гидравлического расчета необходимо определить начальную глубину заложения трубопровода главного коллектора 14–Нс. Так как в настоящих методических указаниях не приведен расчет начальной глубины уличного коллектора 10–14, который соединяется с главным коллектором 14–Нс в точке 14, то в качестве примера дано определение начальной глубины главного коллектора 14–Нс.

Начальная глубина заложения трубопровода 14–Нс определяется по формуле (5.11):

$$H_0^{14-\text{Нс}} = 1,15 + 0,008(20) + (187,0 - 186,9) + 0,3 = 1,71 \text{ м.}$$

Глубину выпуска ($h_{\text{вып}}$) определяем по двум условиям:

$$h'_{\min} = 1,2 - 0,5 = 0,7 \text{ м};$$

$h''_{\min} = 0,7 + 0,45 = 1,15 \text{ м}$, из этих значений берется большее,
где $d = 450 \text{ мм}$ – диаметр уличного коллектора 10–14;

$L + l$ – суммарная длина внутриквартальной сети и соединительной ветки, которую из-за отсутствия расчета принимаем равной 20 м;

i – уклон внутриквартальной сети, равный 0,008;

187,0 м – отметка главного коллектора в точке 14 (см. табл. 4.1);

186,9 м – отметка поверхности земли у выпуска коллектора 10–14;

Δd – разница в диаметрах трубопроводов коллекторов 10–14 и 14, разница в диаметрах трубопроводов коллекторов 10–14 и 14–Нс.

$$\Delta d = 0,75 - 0,45 = 0,3 \text{ м}.$$

Гидравлический расчет главного коллектора 14–Нс выполняем в виде табл. 4.6, в которой в графы с 1 по 11 проставляются данные из табл. 4.1 и 4.5.

В табл. 4.6 графы с 12 по 17 заполняются в такой последовательности:

– на начальном участке 14–19^а в графу 16 заносится значение начальной глубины трубопровода $H_0^{14-Нс} = 1,71 \text{ м}$;

– начальная отметка дна лотка трубопровода (графа 14) равна разности начальной отметки поверхности земли (графа 10) и начальной глубины заложения трубопровода (графа 16):

$$\text{гр. 14} = \text{гр. 10} - \text{гр. 16} = 187,0 - 1,71 = 185,29 \text{ м};$$

– конечная отметка дна лотка трубы (графа 15) равна разности начальной отметки дна лотка (графа 14) и падения напора (графа 9):

$$\text{гр. 15} = \text{гр. 14} - \text{гр. 9} = 185,29 - 0,25 = 185,04 \text{ м};$$

– начальная отметка уровня воды в трубе (графа 12) равна сумме начальной отметки дна лотка (графа 14) и слоя воды в трубе (графа 8);

$$\text{гр. 12} = \text{гр. 14} + \text{гр. 8} = 185,29 + 0,45 = 185,74 \text{ м};$$

– конечная отметка уровня воды в трубе (графа 13) равна сумме конечной отметки дна лотка (графа 15) и слоя воды в трубе (графа 8);

$$\text{гр. 13} = \text{гр. 15} + \text{гр. 8} = 185,04 + 0,45 = 185,49 \text{ м};$$

– конечная отметка глубины заложения трубопровода (графа 17) равна разности конечной отметки поверхности земли (графа 11) и конечной отметки дна лотка (графа 15):

$$\text{гр. 17} = \text{гр. 11} - \text{гр. 15} = 186,9 - 185,04 = 1,86 \text{ м}.$$

Если на первом и последующих участках коллектора диаметры трубопроводов одинаковы, то из графы 13 первой строки значение конечной отметки уровня воды переносится в графу 12 второй строки начальной отметки уровня воды (участок 19^а–19) (табл. 5.6) и это численное значение равно 185,49 м;

– начальная отметка дна лотка трубы (графа 14) равна разности начальной отметки уровня воды (графа 12) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 14} = \text{гр. 12} - \text{гр. 8} = 185,49 - 0,45 = 185,04 \text{ м};$$

– конечная отметка дна лотка трубы (графа 15) равна разности начальной отметки дна лотка (графа 14) и падения напора (графа 9) на данном участке:

$$\text{гр. 15} = \text{гр. 14} - \text{гр. 9} = 185,04 - 0,26 = 184,78 \text{ м};$$

– конечная отметка уровня воды (графа 13) равна сумме конечной отметки дна лотка (графа 15) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 13} = \text{гр. 15} + \text{гр. 8} = 184,78 + 0,45 = 185,23 \text{ м};$$

– начальная отметка уровня воды в трубе (графа 12) равна сумме начальной отметки дна лотка (графа 14) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 12} = \text{гр. 14} + \text{гр. 8} = 185,04 + 0,45 = 185,49 \text{ м};$$

– начальная глубина заложения трубопровода (графа 16) равна разности начальной отметки поверхности земли (графа 10) и начальной отметки дна лотка (графа 14):

$$\text{гр. 16} = \text{гр. 10} - \text{гр. 14} = 186,9 - 185,04 = 1,86 \text{ м};$$

– конечная отметка глубины заложения трубопровода (графа 17) равна разности конечной отметки поверхности земли (графа 11) и конечной отметки дна лотка (графа 15):

$$\text{гр. 17} = \text{гр. 11} - \text{гр. 15} = 186,7 - 184,78 = 1,92 \text{ м}.$$

Из графы 13 значение конечной отметки уровня воды участка 19^а–19 переносим в графу 12 участка 19–30^а. Начальная отметка уровня воды равна 185,23 м;

– начальная отметка дна лотка трубы (графа 14) равна разности начальной отметки уровня воды (графа 12) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 14} = \text{гр. 12} - \text{гр. 8} = 185,23 - 0,45 = 184,78 \text{ м};$$

– конечная отметка дна лотка трубы (графа 15) равна разности начальной отметки дна лотка (графа 14) и падения напора (графа 9) на данном участке:

$$\text{гр. 15} = \text{гр. 14} - \text{гр. 9} = 184,78 - 0,30 = 184,48 \text{ м};$$

– конечная отметка уровня воды (графа 13) равна сумме конечной отметки дна лотка (графа 15) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 13} = \text{гр. 15} + \text{гр. 8} = 184,48 + 0,45 = 184,93 \text{ м};$$

– начальная отметка уровня воды в трубе (графа 12) равна сумме начальной отметки дна лотка (графа 14) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 12} = \text{гр. 14} + \text{гр. 8} = 184,78 + 0,45 = 185,23 \text{ м};$$

– начальная глубина заложения трубопровода (графа 16) равна разности начальной отметки поверхности земли (графа 10) и начальной отметки дна лотка (графа 14):

$$\text{гр. 16} = \text{гр. 10} - \text{гр. 14} = 186,7 - 184,78 = 1,92 \text{ м};$$

– конечная отметка глубины заложения трубопровода (графа 17) равна разности конечной отметки поверхности земли (графа 11) и конечной отметки дна лотка (графа 15):

$$\text{гр. 17} = \text{гр. 11} - \text{гр. 15} = 186,4 - 184,48 = 1,92 \text{ м}.$$

Из графы 13 значение конечной отметки уровня воды участка 19–30^а переносим в графу 12 участка 30^а–30. Начальная отметка уровня воды равна 184,93 м;

– начальная отметка дна лотка трубы (графа 14) равна разности начальной отметки уровня воды (графа 12) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 14} = \text{гр. 12} - \text{гр. 8} = 184,93 - 0,45 = 184,48 \text{ м};$$

– конечная отметка дна лотка трубы (графа 15) будет равна разности начальной отметки дна лотка (графа 14) и падения напора (графа 9) на данном участке:

$$\text{гр. 15} = \text{гр. 14} - \text{гр. 9} = 184,48 - 0,23 = 184,25 \text{ м};$$

– конечная отметка уровня воды (графа 13) равна сумме конечной отметки дна лотка (графа 15) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 13} = \text{гр. 15} + \text{гр. 8} = 184,25 + 0,45 = 184,70 \text{ м};$$

– начальная отметка уровня воды в трубе (графа 12) равна сумме начальной отметки дна лотка (графа 14) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 12} = \text{гр. 14} + \text{гр. 8} = 184,48 + 0,45 = 184,93 \text{ м};$$

– начальная глубина заложения трубопровода (графа 16) равна разности начальной отметки поверхности земли (графа 10) и начальной отметки дна лотка (графа 14):

$$\text{гр. 16} = \text{гр. 10} - \text{гр. 14} = 186,4 - 184,48 = 1,92 \text{ м};$$

– конечная отметка глубины заложения трубопровода (графа 17) равна разности конечной отметки поверхности земли (графа 11) и конечной отметки дна лотка (графа 15):

$$\text{гр. 17} = \text{гр. 11} - \text{гр. 15} = 186,4 - 184,48 = 1,92 \text{ м};$$

– конечная отметка глубины заложения трубопровода (графа 17) равна разности конечной отметки поверхности земли (графа 11) и конечной отметки дна лотка (графа 15):

$$\text{гр. 17} = \text{гр. 11} - \text{гр. 15} = 186,2 - 184,25 = 1,95 \text{ м}.$$

Из графы 13 значение конечной отметки уровня воды участка 30^а–30 переносим в графу 12 участка 30–36^а. Эта начальная отметка уровня воды равна 184,70 м;

– начальная отметка дна лотка трубы (графа 14) равна разности начальной отметки уровня воды (графа 12) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 14} = \text{гр. 12} - \text{гр. 8} = 184,70 - 0,45 = 184,25 \text{ м};$$

– конечная отметка дна лотка трубы (графа 15) равна разности начальной отметки дна лотка (графа 14) и падения напора (графа 9) на данном участке:

$$\text{гр. 15} = \text{гр. 14} - \text{гр. 9} = 184,25 - 0,23 = 184,02 \text{ м};$$

– конечная отметка уровня воды (графа 13) равна сумме конечной отметки дна лотка (графа 15) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 13} = \text{гр. 15} + \text{гр. 8} = 184,02 + 0,45 = 184,47 \text{ м};$$

– начальная отметка уровня воды в трубе (графа 12) равна сумме начальной отметки дна лотка (графа 14) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 12} = \text{гр. 14} + \text{гр. 8} = 184,25 + 0,45 = 184,70 \text{ м};$$

– начальная глубина заложения трубопровода (графа 16) равна разности начальной отметки поверхности земли (графа 10) и начальной отметки дна лотка (графа 14):

$$\text{гр. 16} = \text{гр. 10} - \text{гр. 14} = 186,2 - 184,25 = 1,95 \text{ м};$$

– конечная отметка глубины заложения трубопровода (графа 17) равна разности конечной отметки поверхности земли (графа 11) и конечной отметки дна лотка (графа 15):

$$\text{гр. 17} = \text{гр. 11} - \text{гр. 15} = 186,0 - 184,02 = 1,98 \text{ м}.$$

Из графы 13 значение конечной отметки уровня воды участка 30–36^а в графу 12 участка 36^а–36, эта начальная отметка уровня воды равна 184,47 м;

– начальная отметка дна лотка трубы (графа 14) равна разности начальной отметки уровня воды (графа 12) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 14} = \text{гр. 12} - \text{гр. 8} = 184,47 - 0,45 = 184,02 \text{ м};$$

– конечная отметка дна лотка трубы (графа 15) равна разности начальной отметки дна лотка (графа 14) и падения напора (графа 9) на данном участке:

$$\text{гр. 15} = \text{гр. 14} - \text{гр. 9} = 184,02 - 0,23 = 183,79 \text{ м};$$

– конечная отметка уровня воды (графа 13) равна сумме конечной отметки дна лотка (графа 15) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 13} = \text{гр. 15} + \text{гр. 8} = 184,79 + 0,45 = 184,24 \text{ м};$$

– начальная отметка уровня воды в трубе (графа 12) равна сумме начальной отметки дна лотка (графа 14) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 12} = \text{гр. 14} + \text{гр. 8} = 184,02 + 0,45 = 184,47 \text{ м};$$

– начальная глубина заложения трубопровода (графа 16) равна разности начальной отметки поверхности земли (графа 10) и начальной отметки дна лотка (графа 14):

$$\text{гр. 16} = \text{гр. 10} - \text{гр. 14} = 186,0 - 184,02 = 1,98 \text{ м};$$

– конечная отметка глубины заложения трубопровода (графа 17) равна разности конечной отметки поверхности земли (графа 11) и конечной отметки дна лотка (графа 15):

$$\text{гр. 17} = \text{гр. 11} - \text{гр. 15} = 185,9 - 183,79 = 2,11 \text{ м}.$$

Если диаметры труб (графа 4) на участках коллектора имеют разное значение ($d_1 \neq d_2$), то нужно из конечной отметки дна лотка вышестоящей строки вычесть разницу диаметров труб (м) и перенести эту отметку в графу 14 последующей строки. Диаметр трубы на участке 36^а–36 равен 750 мм, а диаметр трубы на участке 36–Нс равен 1100мм, поэтому разница в диаметрах труб составляет:

$$\Delta d = 1,1 - 0,75 = 0,35 \text{ м}.$$

Для получения начальной отметки дна лотка на участке 36–Нс нужно от конечной отметки дна лотка трубы участка 36^а–36 вычесть разницу диаметров (Δd):

$$183,79 - 0,35 = 183,44 \text{ м};$$

– конечная отметка дна лотка трубы (графа 15) равна разности начальной отметки дна лотка (графа 14) и падения напора (графа 9) на данном участке:

$$\text{гр. 15} = \text{гр. 14} - \text{гр. 9} = 183,44 - 0,20 = 183,24 \text{ м};$$

– конечная отметка уровня воды (графа 13) равна сумме конечной отметки дна лотка (графа 15) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 13} = \text{гр. 15} + \text{гр. 8} = 183,24 + 0,66 = 183,90 \text{ м};$$

– начальная отметка уровня воды в трубе (графа 12) равна сумме начальной отметки дна лотка (графа 14) и слоя воды в трубе (графа 8):

$$\text{гр. 12} = \text{гр. 14} + \text{гр. 8} = 183,44 + 0,45 = 183,89 \text{ м};$$

– начальная глубина заложения трубопровода (графа 16) равна разности начальной отметки поверхности земли (графа 10) и начальной отметки дна лотка (графа 14):

$$\text{гр. 16} = \text{гр. 10} - \text{гр. 14} = 185,90 - 183,44 = 2,46 \text{ м};$$

– конечная отметка глубины заложения трубопровода (графа 17) равна разности конечной отметки поверхности земли (графа 11) и конечной отметки дна лотка (графа 15):

$$\text{гр. 17} = \text{гр. 11} - \text{гр. 15} = 185,7 - 183,24 = 2,46 \text{ м}.$$

Аналогичным образом производится гидравлический расчет коллекторов районов города.

Практическое занятие 6. Определение основных параметров КНС и емкости приемного резервуара насосной станции по перекачке сточных вод.

Насосные станции систем водоотведения – это комплекс сооружений и оборудования, обеспечивающий отведение сточных вод. В насосной станции располагаются приемный резервуар и насосное оборудование. В помещении приемного резервуара насосной станции установлены решетки, на которых задерживаются отбросы, поступающие со сточной жидкостью (рис. 6.1).

При нанесении на генплан схемы водоотведения всегда решается вопрос о расположении насосных станций подкачки и главной насосной станции, которая может располагаться в начале, в середине или в конце главного коллектора. Место расположения главной насосной станции на генплане определяется на основании сравнения технико-экономических вариантов схем водоотведения с насосными станциями.

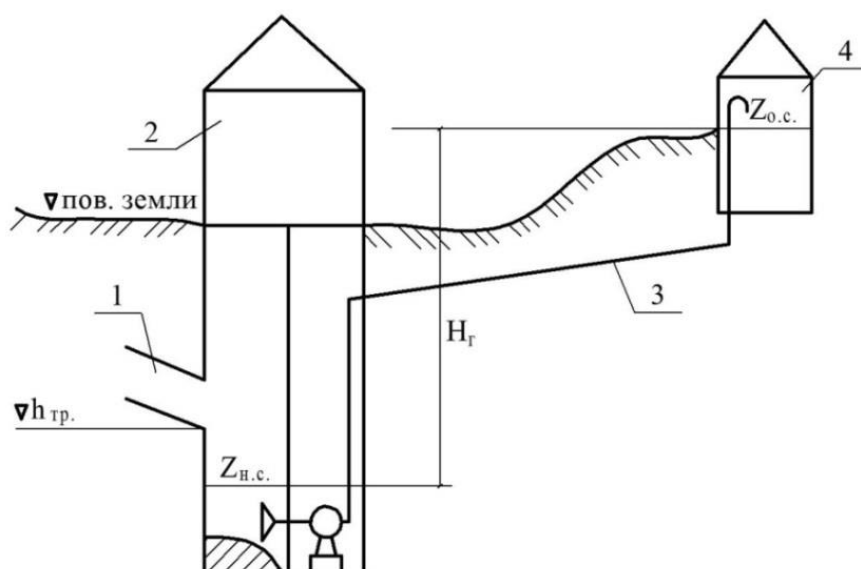


Рис. 6.1. Высотная схема расположения насосной станции:
1 – самотечный подводящий трубопровод; 2 – насосная станция;
3 – напорный трубопровод; 4 – очистные сооружения

Для повышения надежности работы насосных станций в настоящее время применяют погружные насосы зарубежных фирм FLYGT (Швеция) и KSB (Германия). Применение погружных насосов этих фирм обеспечивает ряд преимуществ в конструкции водоприемного колодца (приемный резервуар) и общей конструкции насосной станции.

Основными параметрами насосной станции по перекачке сточных вод являются: производительность станции (Q) и напор насосов (H).

Производительность насосной станции по перекачке сточных вод равна среднему часовому притоку сточных вод от города.

$$Q_{\text{н.ст}} = Q_h^{\text{max.}}$$
$$Q_{\text{н.ст}} = 1713 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Напор насосных агрегатов, установленных на станции, определяется по формуле

$$H_{\text{н.ст}} = H_{\text{Г}} + \sum h_{\text{тр}},$$

где H_{Γ} – геометрическая высота подъема сточной воды, м.

$$H_{\Gamma} = z_{\text{оч.с}} - z_{\text{н.ст}},$$

где $z_{\text{оч.с}}$ – отметка площадки очистных сооружений (берется с генплана, $z_{\text{оч.с}} = 187,8$ м);

$z_{\text{н.ст}}$ – отметка среднего уровня воды в приемном резервуаре станции, м.

Отметка среднего уровня воды в приемном резервуаре насосной станции определяется по формуле

$$z_{\text{н.ст}} = \nabla_{\text{пов.зем}} - h_{\text{тр}} - h_{\text{в}},$$

где $\nabla_{\text{пов.зем}}$ – отметка поверхности земли насосной станции (берется с генплана), м;

$h_{\text{тр}}$ – глубина подводящего трубопровода (см. табл. 4.6), м;

$h_{\text{в}}$ – высота слоя воды от дна подводящего трубопровода до среднего уровня воды в приемном резервуаре (табл. 6.1).

Таблица 6.1. Средние уровни воды в приемном резервуаре насосной станции

Глубина заложения подводящего трубопровода от поверхности земли, м	Высота слоя сточной воды от дна подводящего коллектора до среднего уровня воды в приемном резервуаре, м
До 3,0	1,3
4,0	1,1
5,0	0,8
До 7,0	0,6

Отметка среднего уровня воды в приемном резервуаре будет иметь следующее значение:

$$z_{\text{н.ст}} = 185,7 - 2,46 - 1,3 = 181,94 \text{ м.}$$

Геометрическая высота подъема сточной воды составляет:

$$H_{\Gamma} = 187,8 - 181,94 = 5,86 \text{ м.}$$

Потери напора в трубопроводе ($h_{\text{тр}}$, м) определяются по формуле

$$\sum h_{\text{тр}} = h_{\text{дл}} + h_{\text{м}},$$

где $h_{\text{дл}}$ – потери напора по длине, м;

$h_{\text{м}}$ – местные потери, принимаемые равными 10 % от потерь по длине.

$$h_{\text{м}} = 0,1 \cdot h_{\text{дл}}.$$

Потери по длине в курсовой работе принимаем из расчета, что они составляют 4 м на 1000 м длины трубопровода.

Длина напорного трубопровода от насосной станции по перекачке сточных вод до очистных сооружений составляет 280 м (генплан).

Тогда потери напора по длине составят:

$$\begin{aligned} 1000 \text{ м} - 4 \text{ м} \\ 280 \text{ м} - x \end{aligned}$$

$$x = \frac{280 \cdot 4}{1000} = 1,12 \text{ м.}$$

Местные потери напора будут равны:

$$h_{\text{м}} = 0,1 \cdot 1,12 = 0,112 \text{ м.}$$

Потери напора в трубопроводе составят:

$$\sum h_{\text{тр}} = 1,12 + 0,112 = 1,232 \text{ м.}$$

Полный напор насосной станции будет равен

$$H_{\text{н.ст}} = 5,86 + 1,232 = 7,092 \text{ м.}$$

По прил. 4 и зная параметры насосной станции: производительность $Q = 1713 \text{ м}^3/\text{ч}$ и напор $H = 7,092 \text{ м}$, устанавливаем насос фирмы GrundfosS3 508 M с параметрами $Q = 2000 \text{ м}^3/\text{ч}$ и $H = 8,0 \text{ м}$.

При определении вместимости приемного резервуара учитывается неравномерность притока бытовых, производственных и других вод, а также производительность установленных насосных агрегатов и режим их работы.

При отсутствии почасовых графиков притока и откачки вместимость приемного резервуара ($W_{\text{рез}}, \text{ м}^3$) принимается не менее пятиминутной производительности наиболее мощного насоса станции ($q_{\text{н}}, \text{ л/с}$) по следующей формуле:

$$W_{\text{рез}} = \frac{q_{\text{н}} \cdot 5 \cdot 60}{1000},$$

где $q_{\text{н}}$ – производительность насоса, установленного на станции, л/с.

Вместимость резервуара насосной станции с автоматическим режимом работы устанавливают из расчета 5–6 включений насосов за 1 ч работы. Проверка числа включений производится графически – путем построения интегрального графика притока и откачки сточных вод в течение 1 ч (рис. 6.2).

Построение интегрального графика притока и откачки сточных вод осуществляется на миллиметровой бумаге формата А4. По оси X откладывают время в минутах, равное 1 ч. По оси Y – среднечасовой приток сточных вод. Соединяя с точкой 0 на оси X точку на оси Y ($Q = 1713 \text{ м}^3/\text{ч}$) получаем линию притока сточных вод на насосную станцию (I).

Значение среднего часового расхода по оси Y разбиваем на пять частей и эти значения соединяем тонкими штриховыми линиями с линией притока сточных вод (I) и на ней эти соединения отмечаем точками. На оси Y отмечаем точкой часовой расход откачки сточных вод $Q_{\text{н}} = 2000 \text{ м}^3/\text{ч}$, принимая его за расход насоса, который откачивает воду из приемного резервуара насосной станции. Соединяя эти точки, получаем линию откачки сточных вод (II) принятым насосом из приемного резервуара. С помощью чертежных инструментов (линейки и треугольника), которые устанавливаем в точке 0 на оси X накладываем линию откачки (II) на наклонную линию. Двигаясь к следующей точке на линии притока, устанавливаем треугольник под углом 90° и опять с помощью линейки накладываем линию откачки (II) на линию притока (I) и получаем наклонную линию. Накладывая в отмеченных точках на линии притока сточных вод (I) линию откачки (II) с помощью чертежных приборов, получаем ломаную линию (III), состоящую из прямолинейных и наклонных участков.

Прямолинейные участки этой линии означают отключение насоса, наклонные – включение насоса в работу и откачку сточной воды из приемного резервуара. Ломаная линия (III) является интегральным графиком притока и откачки сточных вод, поступающих на насосную станцию

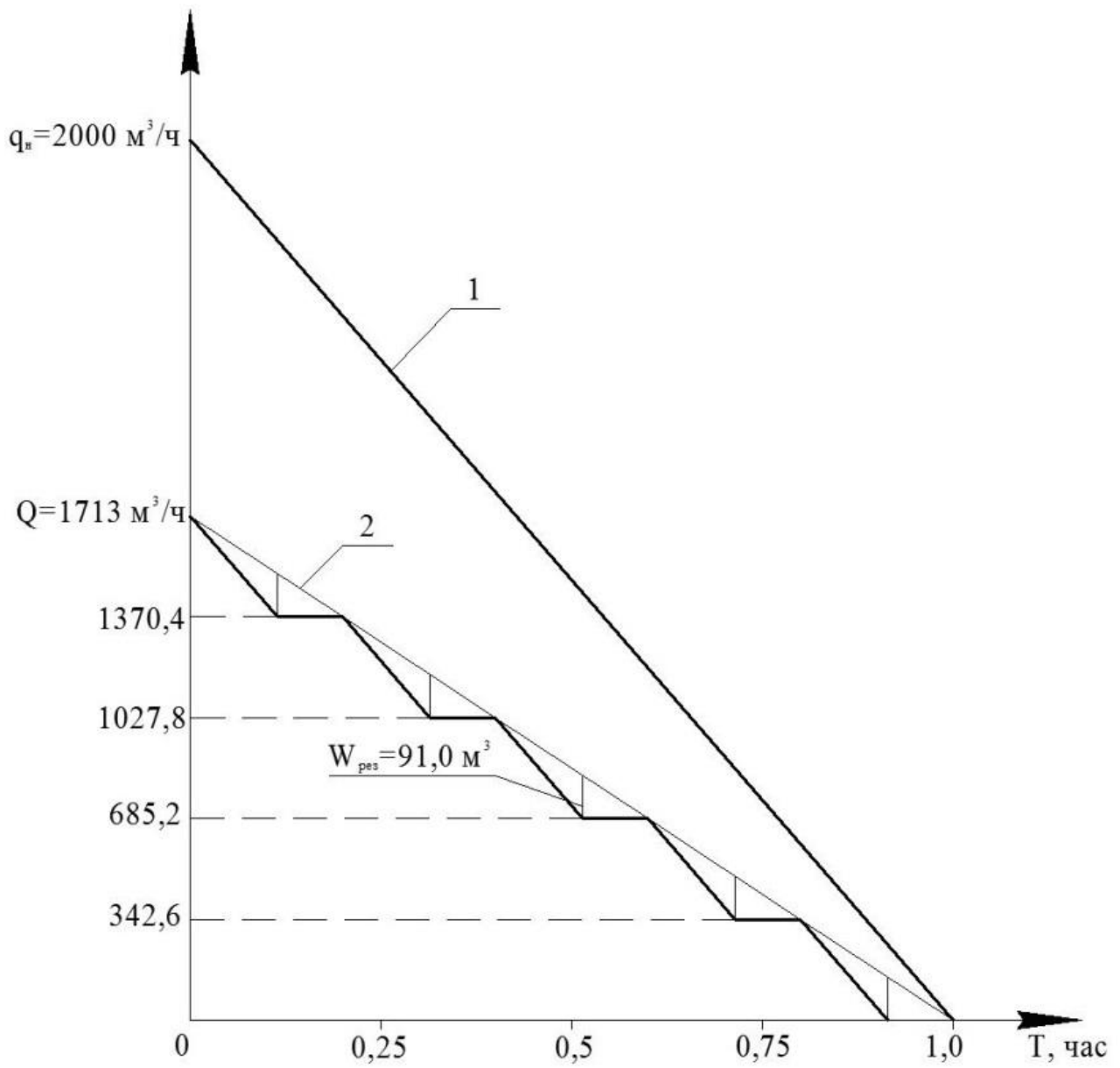


Рис. 6.2. Интегральный график притока и откачки сточных вод в приемном резервуаре

Лабораторная работа 1. **Канализационные трубы, фасонные части, приемники сточных вод.**

Цель работы: 1) изучить технические данные по выпускаемым трубам, фасонным частям; 2) изучить конструктивные особенности стыковых соединений; 3) изучить конструкции приемников сточных вод.

1.1. Общие сведения

Расчетный срок действия водоотводящих сетей устанавливается с учетом их амортизации. Учитывая, что водоотводящая сеть находится в земле, при переменных условиях влажности и наличии различных сред (кислотных, щелочных и др.), а также в ряде случаев блуждающих токов (сточная жидкость сама может быть агрессивной). Материалы, которые используются для изготовления труб, должны удовлетворять строительным, технологическим и экономическим требованиям. Строительные требования заключаются в обеспечении прочности и долговечности конструкций, и следовательно, должны удовлетворять особым условиям прочности, без деформаций воспринимать постоянную нагрузку от веса грунта, над ними расположенного, и временную нагрузку от движущегося транспорта. Самотечные водоотводящие сети в случае засора могут испытывать внутреннее давление от столба воды высотой, равной глубине заложения коллектора.

Технологические требования заключаются в обеспечении водонепроницаемости и максимальной пропускной способности труб, а также исключении их истирания при механическом воздействии твердых веществ, соединяющихся в потоке сточных вод, особенно движущихся в придонном слое (песок, гравий, шлак и др.). Быть водонепроницаемыми означает не пропускать сточные воды в грунт и грунтовые – в водоотводящую сеть. В первом случае сточные воды будут загрязнять поток грунтовых вод, если он имеется, или просто заражать окружающий грунт, что очень опасно в гигиеническом отношении. Во втором случае может значительно увеличиваться поступление сточных вод на насосные станции и очистные сооружения.

Кроме того, по технологическим требованиям водоотводящие сети не должны подвергаться коррозии с внешней стороны от действия блуждающих электрических токов и агрессивных грунтовых вод; с внутренней стороны – не подвергаться действию агрессивных сточных вод. Водоотводящие сети должны быть стойкими против разрушающего действия высоких температур (40 °С и выше). С гидравлической точки зрения внутренняя поверхность труб и каналов должна обладать гладкой поверхностью.

С экономической точки зрения должна обеспечиваться минимальная стоимость материалов и расходование минимального количества дефицитных материалов.

При строительстве водоотводящих сетей используют железобетонные, стальные и пластиковые трубы. Трубопроводы больших размеров (круглые, некруглые), которые часто называют коллекторами, выполняются из сборного железобетона.

Железобетонные безнапорные трубы изготавливают по ГОСТ 6482–88 с наружным диаметром 400–3500 мм. Эти трубы выпускают раструбными и фальцовыми (рис. 1.1). По конструкции они могут быть круглыми и круглыми с плоской подошвой. В

зависимости от прочности трубы бывают двух групп: нормальной прочности и повышенной прочности. Герметизация стыков осуществляется смоляной прядью, специальными полисульфидными герметиками 51-УТ-37А и КБ-1 (ГС-1) или резиновыми кольцами. Замок стыка выполняется из асбоцементного раствора или асфальтовой мастики.

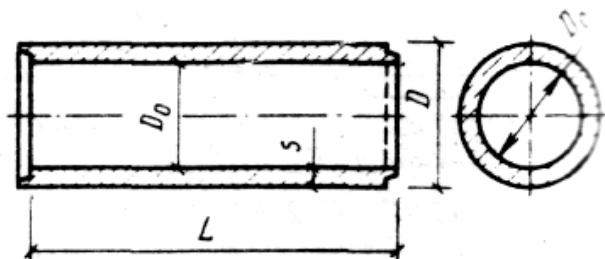


Рис. 1.1. Железобетонная фальцовая труба

Стальные трубы напорные бесшовные изготавливают по ГОСТ 8732–78 с наружным диаметром 25–850 мм, а трубы стальные сварные с наружным диаметром 530–1420 мм – по ГОСТ 10706–76. Толщина стенок изменяется в широких пределах, что дает возможность выбирать трубы применительно к различным условиям.

К недостаткам этих труб относят подверженность коррозии, для устранения которой наружную и внутреннюю поверхность необходимо покрывать специальной защитой.

Полимерные трубы обеспечивают возможность использования щадящих методов прокладки и перекладки сетей (узкотраншейный монтаж, направленное бурение, пробойные и прорезные технологии, иные бестраншейные технологии), сокращающих расходы на монтаж и уменьшающих отрицательное воздействие на окружающую среду.

Соединения полимерных труб делят на два типа: неразъемное (сварка встык с помощью сварочного инструмента, электромуфтовые) и разъемные (фланцевые и раструбные с эластичными уплотнителями).

В качестве материала для изготовления пластмассовых труб используют:

- поливинилхлорид (ПВХ);
- хлорированный полиэтилен (ПВХХ);
- полиэтилен, который бывает низкой, средней, высокой плотности (ПЭ); сшитый полиэтилен (ПЭС);
- полипропилен (ПП);
- стеклопластики, у которых связующими являются эпоксидные и полиэфирные смолы.

Трубы из поливинилхлорида относительно более дешевые по сравнению с трубами из полиэтилена и полипропилена. Все указанные трубы используют для транспортировки сточных вод с температурой до +45 °С. Пластмассовые трубы предназначены для строительства напорных и безнапорных сетей водоотведения.

Непластифицированные поливинилхлоридные трубы (ПВХ) используются: во внутренних системах водоотведения ($d = 50–100$ мм); в индивидуальных системах водоотведения для объединения хозяйственно-фекальных и ливневых вод ($d = 110–160$ мм).

мм); для ливневых и хозяйственно-фекальных сточных вод ($d = 200\text{--}500$ мм) промышленных и городских систем водоотведения; уличных дождевых систем водоотведения ($d = 110\text{--}500$ мм). Они обеспечивают максимально возможную скорость потока, предотвращают появление отложений, благодаря чему уменьшается число промывок под давлением, снижаются затраты на эксплуатацию.

Сборка труб из поливинилхлорида (ПВХ) осуществляется механически в раструб с резиновым уплотнительным кольцом и фланцевым соединением при стыке ее со стальной трубой. Для фланцевого соединения ПВХ-трубы используют чугунный фланец с резиновой прокладкой.

Полиэтиленовые трубы предназначены для строительства сетей напорного и безнапорного водоотведения и выпускаются гладкими и гофрированными.

Полиэтиленовые трубы имеют неоспоримое преимущество перед металлическими:

- высокая коррозионная стойкость к транспортируемым жидкостям;
- высокая гибкость;
- низкий удельный вес (в три раза меньший, чем у стали);
- повышенная пропускная способность;
- высокая механическая прочность (растяжение на разрыв от 350 до 800 %);
- повышенная устойчивость к отложению шлаков;
- возможность многократной заморозки трубопровода без его разрушения;
- нетоксичность и бактериологическая безопасность.

Для соединения полиэтиленовых труб (ПЭ), работающих под давлением, используют неразъемные соединения – сварку встык или муфтовую сварку, позволяющие соединять трубы непосредственно друг с другом или фасонными частями.

Стыковая сварка – технология, которая применяется для соединения полиэтиленовых труб с диаметром более 50 мм. Концы труб устанавливают и соединяют в специальной машине для стыковой сварки.

Электромуфтовая сварка обеспечивает разогрев труб за счет применения полиэтиленовых фасонных частей с заложенными в них при изготовлении нагревательными элементами.

Приемниками сточных вод служат санитарные приборы, трапы, сливы, воронки, лотки и т. п. Приемники сточных вод изготавливаются из прочного водонепроницаемого материала, неподдающегося химическому воздействию сточных вод. Поверхность приборов для удобства промывки должна быть гладкой (без шероховатостей) и иметь закругленную форму. В выпусках от всех приемников (кроме унитазов) имеются решетки для задержания твердых загрязнений, которые могут вызвать засорение трубопроводов.

В настоящее время промышленность выпускает следующие типоразмеры эмалированных стальных и чугунных прямобортных ванн: облегченная ВН-40, сидячая ВН-27, с выступом для сидения, полуванна (глубокий поддон) ВН-28, полуванна универсальная ВН-25.

Умывальники выпускают различной формы: прямоугольные, вогнутые, угловые, круглые и полукруглые со спинкой и без спинки.

Душевые кабины выпускают с различными типоразмерами, оборудованные душевой сеткой со смесителем холодной и горячей воды. В полу кабин устанавливают трап для спуска воды в водоотводящую сеть.

Унитазы выпускают в основном двух типов: тарельчатые и воронкообразные (выполаскивающие и сифонирующие). Применяют также унитазы консольные, подвешиваемые к стене на чугунных опорах. В общественных уборных применяют клозетные напольные чаши воронкообразного типа из эмалированного чугуна или керамики.

В мужских туалетах устанавливают настенные, напольные и лотковые писсуары. В женских туалетах устанавливают индивидуальный гигиенический душ – бидэ (фаянсовая чаша, оборудованная устройством для подачи холодной и горячей воды). Внутри чаши расположена сетка, обеспечивающая направление струи воды снизу вверх.

Для умывания устанавливают раковины: чугунные или стальные штампованные с эмалированной поверхностью, пластмассовые, керамические. В дне раковины имеется выпуск диаметром 45 мм с решеткой.

Для мытья посуды и пищевых продуктов выпускают мойки (эмалированные) с одним или двумя отделениями. Изготавливают мойки из чугуна, стали или пластмассы и оборудуют смесителем диаметром 15 мм для смешивания холодной и горячей воды.

1.2. Порядок выполнения работы

Работа выполняется в течение четырех академических часов. За это время студент должен:

- изучить основные характеристики труб, фасонных частей, арматуры;
- ознакомиться с конструктивными особенностями и способами соединения труб, монтажа арматуры и оборудования на сетях и водоводах;
- изучить устройство приемников сточных вод (ванны, умывальники, душевые кабины, унитазы, писсуары, раковины, бидэ, кухонные мойки).

Изучение основных характеристик производится по справочной и учебно-методической литературе, а также по чертежам, плакатам, моделям, макетам и образцам, имеющимся в ТКП. Ознакомление с устройством, конструктивными особенностями, принципом работы и способами соединения элементов.

Материальное обеспечение: трубы – стальные, чугунные, асбестоцементные, полиэтиленовые; фасонные части; материалы для соединения стыков труб – муфта, уплотнительные материалы; инструменты и приспособления для соединения стыков труб.

Лабораторная работа 2. Измерение расхода сточных вод в самотечных лотках.

Цель работы: определить расход сточной жидкости в лотке с критической глубиной при истечении через треугольный водослив и через водослив с широким порогом.

2.1. Общие сведения

При эксплуатации водоотводящих сетей часто возникает необходимость измерять расход сточных вод. Выбор того или иного метода измерения расхода сточных вод должен производиться с учетом особенностей местных условий и требуемой точности измерения.

Наиболее часто применяемые способы измерения расхода сточных вод могут быть подразделены на две группы:

первая – с непосредственным измерением расхода с помощью измерительных лотков и водосливов;

вторая – с измерением площади живого сечения и средней скорости течения воды в том же сечении при помощи поплавков, вертушек, батометров-тахиметров.

Для измерения расхода, поступающего на очистные станции, применяются лотки с критической глубиной (рис. 2.1).

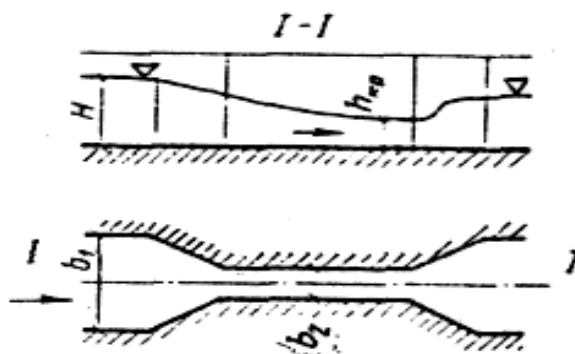


Рис. 2.1. Лоток с критической глубиной

Расход в лотке с критической глубиной определяется по формуле

$$Q = c_1 \cdot A \cdot b_2 \cdot H^{3/2}, \quad (2.1)$$

где $c_1 = 0,97$;

$A = f(b_2 / b_1)$.

Значения A приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1. Значения A в формуле

b_1/b_2	A	b_1/b_2	A
0,2	1,72	0,6	1,88
0,3	1,74	0,7	1,95
0,33	1,75	0,8	2,07
0,4	1,77	0,9	2,28
0,5	1,82	1,0	3,13

Для измерения расхода сточных вод широко применяются водосливы с тонкой стенкой и широким порогом (рис. 2.2).

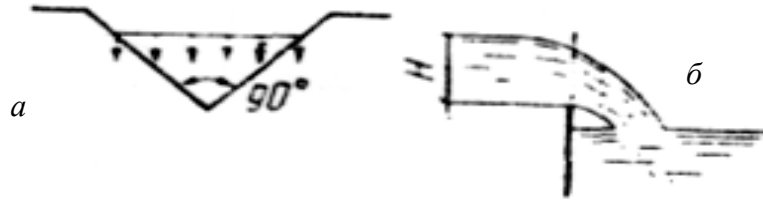


Рис. 2.2. Треугольный водослив:
a – вид с нижнего бьефа; *б* – продольный разрез

Расход через треугольный водослив с тонкой стенкой определяется по формуле

$$Q = 1,343 \cdot H^{2,47}. \tag{2.2}$$

Расход через прямоугольный водослив (рис. 2.3) с тонкой стенкой определяется по формуле

$$Q = m_0 b_n b_2 \sqrt{2g} H^{3/2}. \tag{2.3}$$

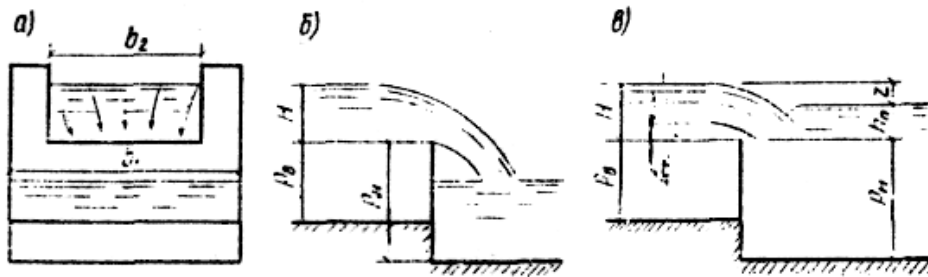


Рис. 2.3. Прямоугольный водослив:
a – вид с нижнего бьефа; *б* – продольный разрез при неподтопленном истечении воды; *в* – то же при подтопленном истечении воды

При малых скоростях подхода коэффициент расхода m_0 определяется по формуле

$$m_0 = 0,405 + \frac{0,0027}{H}; \tag{2.4}$$

при значительных скоростях подхода

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,0027}{H}\right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + \rho_B}\right)^2\right]. \tag{2.5}$$

Коэффициент подтопления

$$\sigma_{\Pi} = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h_{\Pi}}{\rho_{\Pi}}\right) \sqrt[3]{Z / H}. \tag{2.6}$$

Расход через водослив с широким порогом (рис. 1.4) определяется по формуле

$$Q = m \sigma_{\Pi} b_2 \sqrt{2g} H^{3/2}, \tag{2.7}$$

где m – коэффициент расхода;
 σ – коэффициент бокового сжатия.

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}, \quad (2.8)$$

где v_0 – скорость подхода, м/с;
 H_0 – напор, м.

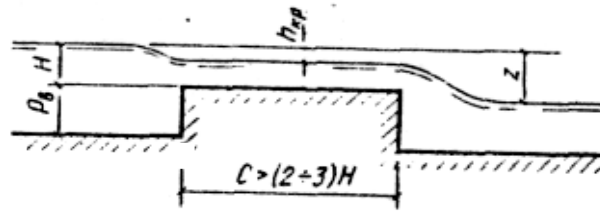


Рис. 2.4. Водослив с широким порогом
 (продольный разрез)

2.2. Описание лабораторной установки

Установка для проведения лабораторной работы состоит из гидравлического лотка переменного уклона 3, бака 4 с мерным треугольным водосливом 5 и циркуляционного насоса 1 (рис. 2.5). Вся установка представляет собой циркуляционную систему; расход воды в ней может регулироваться задвижками до и после насоса.

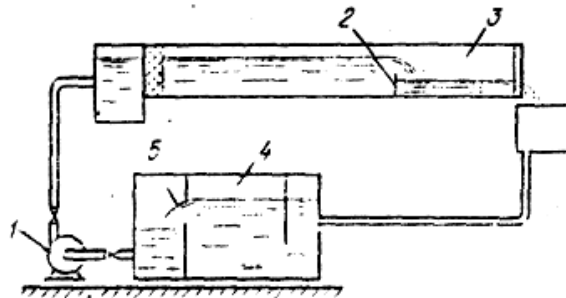


Рис. 2.5. Схема экспериментальной установки
 с гидравлическим лотком:

1 – циркуляционный насос; 2 – водослив с тонкой стенкой;
 3 – гидравлический лоток; 4 – бак; 5 – треугольный водослив

2.3. Порядок выполнения работы

1. Перед началом работы определяют размеры гидравлического лотка, измерительных лотков и водосливов.

2. Наполнение воды, напоры на порогах лотков и водосливов и глубину подтопления $h_{\text{п}}$ замеряют с помощью мерных игл (шпитценмасштабов), которые устанавливают над мерным сечением.

3. Для измерения расхода с помощью гидрометрических вертушек на прямолинейном участке лотка выбирают мерное сечение.

Измерения ширины лотка или водослива следует производить с помощью двух металлических линеек враспор, каждая из которых должна иметь длину меньшую, чем вся измеряемая ширина, но больше половины ее. По высоте каждого устройства необходимо производить несколько измерений.

Глубину потока или напор на пороге водослива вычисляют как разность двух отсчетов по шпитценмасштабу, установленному на дне лотка (или на пороге водослива) и на поверхность воды. Учитывая, что перед лотком с критической глубиной и перед водосливами свободная поверхность воды имеет кривую спада, мерное сечение для измерений величины H должно располагаться перед лотком с критической глубиной и перед водосливами на расстоянии не менее $3H$.

С помощью поверхностных поплавков производятся приближенные измерения расхода.

На выбранном для измерения участке определяется площадь живого сечения F . Скорость течения жидкости на поверхности ($v_{\text{пов}}$) определяется по результатам замеров поплавками скоростей на поверхности у стенок канала (v_1 и v_3) и посередине его (v_2) и вычисляется по формуле

$$v_{\text{пов}} = \frac{v_1 + 2v_2 + v_3}{4}. \quad (2.9)$$

Расход воды определяется по формуле

$$Q = k v_{\text{пов}} F. \quad (2.10)$$

Коэффициент k , представляющий собой отношение средней скорости к скорости на поверхности, определяется по формуле

$$k = \frac{C}{C + 14}, \quad (2.11)$$

где C – коэффициент в формуле Шези.

На прямолинейном участке канала выбирают сечение для замера расхода. Намечают на нем несколько вертикалей и точек на вертикали для замера скоростей. Замер скоростей по вертикали в зависимости от глубины канала и требуемой точности измерения расхода может производиться:

в шести точках (у поверхности воды, на глубине $0,2H$, $0,4H$, $0,6H$, $0,8H$ от поверхности воды и у дна);

в трех точках (на глубине $0,2H$, $0,6H$ и $0,8H$ от поверхности воды);

в двух точках (на глубине $0,2H$ и $0,8H$ от поверхности воды);

в одной точке (у поверхности воды, при измерении скорости у стенок).

По результатам измерений вычисляют средние скорости по вертикали:

$$v = 0,1 (v_{\text{пов}} + 2v_{0,2} + 2v_{0,4} + 2v_{0,6} + 2v_{0,8} + v_{\text{д}}); \quad (2.12)$$

$$v = \frac{v_{0,2} + 2v_{0,6} + v_{0,8}}{4}; \quad (2.13)$$

$$v = \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2}; \quad (2.14)$$

$$v = kv_{\text{пов}}, \quad (2.15)$$

где $v_{\text{пов}}$, $v_{0,2}$, $v_{0,4}$, $v_{0,6}$, $v_{0,8}$, $v_{\text{д}}$ – скорости в точках, соответственно у поверхности, на глубине $0,2H$, $0,4H$, $0,6H$, $0,8H$ от поверхности воды и у дна (H – глубина воды);

k – коэффициент, определяемый по формуле (2.12).

Общий расход определяется как сумма расходов между выбранными вертикалями для замера скоростей, каждый из которых равен произведению полусуммы скоростей двух смежных вертикалей на площадь живого сечения между этими же вертикалями.

Для измерения расхода сточных вод применяют гидрометрические вертушки конструкции Владыченского – Жестовского с горизонтальной осью и лопастным винтом.

Вертушка этого типа в меньшей степени подвержена обволакиванию тряпьем и бумагой, содержащимися в сточной воде.

Для измерения расхода поплавками выбирают измерительный участок. Начало и конец его фиксируют на стенках лотка. Запуск поплавков следует производить до начала измерительного участка. Время движения поплавка должно определяться с помощью секундомера, который следует включать в момент прохода поплавка у начала измерительного участка, а выключать – в момент прохода у конца измерительного участка. Поверхностные скорости у стенок и в середине следует определять по результатам запусков не менее трех поплавков. В качестве поплавков можно использовать деревянные брусочки. Один конец их следует утяжелить металлическими деталями для обеспечения погружения части поплавка в воду.

2.4. Обработка результатов исследований

Данные измерений расхода лотками и водосливами при проведении опытов заносят в табл. 2.2. Расходы вычисляют по приведенным выше формулам.

Результаты измерений и вычислений скоростей и расходов заносят в табл. 2.3 и 2.4.

Поперек лотка укладывается доска-мостик, на которой фиксируются положения мерных вертикалей.

Замер скоростей производят вертушкой, закрепленной на штанге, глубину потока – измеряют штангой (так производится замер глубин потока при натуральных измерениях).

Каждым из описанных способов рекомендуется произвести измерения при двух разных расходах, а результаты измерений одного и того же расхода разными методами сравнить между собой.

Таблица 2.2. Результаты измерений при определении расхода лотками и водосливами

Измерительное устройство	№ опыта	До и после опыта					Во время опыта						
		b_1	b_2	ρ_v	ρ_n	C	Напор или глубина			Глубина подтопления			
							Отсчет на дно или порог	Отсчет на поверхность	H	Отсчет на порог	Отсчет на поверхность	$h_{п}$	
Лоток с критической глубиной	1 2												
Треугольный водослив	1 2												
Водослив с широким порогом	1 2												

Таблица 2.3. Результаты измерений при определении расхода с помощью поплавков

Место измерения скорости	Длина измерительного участка M	Время движения поплавка на измерительном участке					Скорость на поверхности, м/с	$v_{пов}$ по формуле (1.13)
		№ замера				Среднее		
		1	2	3	4			
У левой стенки								
В середине потока								
У правой стенки								

Таблица 2.4. Результаты измерений при определении расходов с помощью гидрометрических вертушек

Номер вертикали	Расстояние между вертикалями, м	Глубина погружения вертушки, м	Отсчеты по секундомеру за n оборотов, с			Суммарное время, с	Частота вращения вертушки, с	Местная скорость, м/с
			1	2	3			
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Окончание табл. 2.4

Средняя скорость, м/с		Сечение между вертикалями ω , м ²	Расход между вертикалями, м ³ /с	Общий расход Q , м ³ /с
по вертикали	между вертикалями			
10	11	12	13	14

Лабораторная работа 3. **Определение критической скорости движения сточных вод**

Цель работы: 1) определить расход сточных вод, протекающих по трубопроводу ($d = 100$ мм), объемным способом и при помощи треугольного водослива;
2) вычислить скорость, соответствующую началу выпадения песка в осадок, которая называется критической.

3.1. Общие сведения

Сточные воды сильно загрязнены различными примесями. Нерастворенная их часть может иметь как органическое, так и неорганическое происхождение. Примеси органического происхождения, обладающие малым удельным весом, хорошо транспортируются по водоотводящим сетям, а примеси неорганического происхождения (песок, шлак, бой стекла и др.) – лишь при весьма значительных скоростях.

В связи с этим расчетные скорости в водоотводящей сети выбираются исходя из условия транспортировки песка и других примесей неорганического происхождения, содержащихся в сточной жидкости.

Наблюдениями установлено, что песок при движении сточной жидкости по сети может находиться в трех состояниях:

- 1) когда нерастворимые примеси находятся во взвешенном состоянии при значительных скоростях потока, осадок не выпадает;
- 2) при сравнительно малых скоростях потока нерастворимые примеси постоянно выпадают в осадок;
- 3) при высоких скоростях потока, когда нерастворимые примеси находятся в подвижном состоянии, передвижение осадка происходит постоянно.

Содержащиеся в сточных водах нерастворимые примеси способны выпадать в осадок, сужать сечение трубопроводов и вызывать их полное засорение. Наиболее сложно транспортируются потоком воды минеральные примеси, обладающие большей плотностью. Транспортировка нерастворенных примесей потоком является следствием его турбулентности. При определенных малых скоростях взвешенные вещества осаждаются на дно и образуют плотный слой осадка. При достижении определенной скорости осадок приходит в движение, образуя слой, имеющий форму непрерывных гряд, которые движутся в направлении потока, но с меньшей скоростью. Скорость, соответствующая началу движения осадка, называется размывающей. При дальнейшем увеличении скорости и достижении определенного значения весь осадок взвешивается турбулентным потоком, а трубопровод самоочищается. Скорость, соответствующая этому моменту, называется самоочищающей. Известно также понятие критической скорости. Эта скорость, которая соответствует началу осаждения примесей (при уменьшении скорости) или полного самоочищения (при увеличении скорости).

Для определения критических скоростей в водоотводящих сетях предложен ряд формул. Наиболее распространенной и часто применяемой из них является формула профессоров Н. Ф. Федорова и А. М. Курганова:

$$v_{кр} = A \sqrt[n]{R}, \quad (3.1)$$

где $A = 1,42$ и $n = 4,5 + 0,5R$ с учетом корректировки М. И. Алексева;
 n – показатель степени;

R – гидравлический радиус, м $\left(R = \frac{D}{4} \right)$.

3.2. Описание лабораторной установки

При помощи регулятора уклона трубопровода 9 визуально устанавливается уклон, больший, чем минимальный, соответствующий критической скорости при принятом наполнении (рис. 3.1).

Включается в работу насос б, и трубопровод заполняется водой. Определяется положение лотка трубопровода и уровня воды в двух расчетных сечениях а и б и вычисляется уклон трубопровода по выражению

$$i = \frac{H_a - H_b}{l}. \quad (3.2)$$

Одновременно вычисляется наполнение трубопровода в расчетных точках h_a и h_b и определяется средняя величина наполнения $h_{ср}$.

3.3. Обработка результатов исследований

Расход сточных вод определяется объемным способом по формуле

$$Q = \frac{W}{t}, \text{ л/с}, \quad (3.3)$$

где W – объем воды, поступившей в бак, л (за t секунд).

По треугольному водосливу расход сточных вод вычисляется по формуле

$$Q = 1,343 H^{2,47}, \quad (3.4)$$

где H – перепад уровня воды и порога водослива, который определяется с помощью шпитценмасштаба.

Результаты опытов записываются в табл. 3.1.

После определения расхода воды включается в работу дозатор песка и визуально устанавливается выпадение песка на дно трубопровода. Если песок не выпадает, то уклон трубопровода уменьшается и опыт повторяется до момента выпадения на дно трубопровода песка. Критическая скорость определяется как величина, средняя между опытом, показавшим выпадение песка в осадок, и предшествующим ему опытом.

Для получения исследуемой жидкости, приближенной к составу сточных вод по минеральным загрязнениям, принята концентрация песка в сточной воде, равная 300 мг/л, крупностью фракций 1 мм. Расход песка составляет в среднем 1,2 г/с.

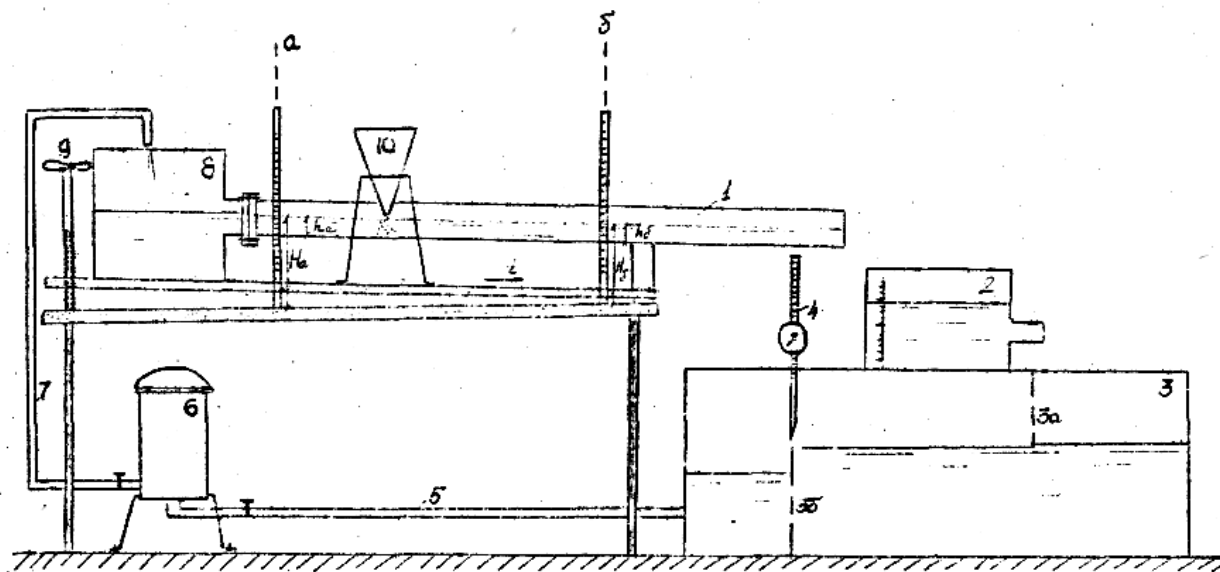


Рис. 3.1. Схема лабораторной установки по определению критической скорости потока сточных вод:
 1 – стеклянный трубопровод, равный 100 мм; 2 – мернорегулирующая емкость; 3 – сборная емкость; 4 – шпигель-масштаб; 5 – всасывающий трубопровод; 6 – насос; 7 – напорный трубопровод; 8 – бак-гаситель; 9 – регулятор уклона трубопровода; 10 – дозатор песка; 3а – полупогружная доска; 3б – треугольный водослив

Таблица 2.1. Результаты лабораторных исследований по определению критической скорости потока сточных вод

№ опыта	Изменение уклона трубопровода					Наполнение			Измерение расхода воды, л/с						$Q_{ср}$	V	Отметка о выпадении песка в осадок	
	Отсчеты по линейкам					Уклон трубопровода	h_a	h_b	объемным способом			при помощи треугольного водослива						
	H_a		H_b		h_c р				W	t	$Q, л/с$	h_b	$h_{п}$	H				Q
	Поток	Поток	Поток	Поток														

Лабораторная работа 4. Изучение конструкций сооружений на водоотводящей сети

Цель работы: Изучить конструкции сооружений на водоотводящей сети.

На водоотводящих сетях устанавливаются колодцы и камеры. По своему назначению они могут быть смотровые (линейные, поворотные, узловые), перепадные, промывные. Колодцы устраиваются в местах изменения диаметров, уклонов, направления; в местах присоединения притоков; в случаях необходимости устройства перепадов. На прямых участках при $d=150-600$ мм через 35-50 м; при $d=600-1200$ мм через 75 м; при $d>1400$ мм на расстоянии 150 м.

На начальных участках сети при слабых наполнениях труб, где нет $V_{\text{незаи}} < 0,7$ м/с устраивают промывные колодцы. Такие колодцы наполняются водой и снабжаются приспособлениями для быстрого (залпового) сброса воды в промываемый участок сети.

Камеры устраиваются на водоотводящих сетях в местах соединения нескольких канализационных линий большого диаметра в один коллектор. Камеры из сборного железобетона могут быть круглыми и прямоугольными. Они изготавливаются по типовым чертежам. Соединительные камеры могут иметь и нестандартную форму.

Размеры смотрового колодца выбираются исходя из возможности размещения в нем работника для прочистки или осмотра сети. Высота камеры принимается не менее 1,8 м, диаметр горловины – 0,7 м.

Смотровые колодцы в зависимости от места расположения делятся на:

линейные – устраиваемые на прямых участках сети для периодического осмотра и прочистки. Их устраивают во всех местах изменения уклона, диаметра трубопровода или направления трассы сети;

поворотные – в местах поворотов сети. Отличается от линейного лотком, который имеет криволинейные очертания. Угол поворота не менее 90° , острые углы не допускаются;

узловые – во всех точках присоединения коллекторов. В узловых колодцах боковые участки сети присоединяются к главному коллектору плавным закруглением лотков;

перепадные – в местах вынужденных перепадов сети. Устраиваются с целью уменьшения глубины заложения трубопроводов, при пересечении с подземными сооружениями, в случаях присоединения к глубоко заложённому коллектору на участках с резко меняющимся рельефом местности, соединении дворовой сети с уличной сетью.

Соединительные камеры – в местах соединения коллекторов больших диаметров.

Конструкция колодцев и камер зависит от диаметров труб, глубины их заложения, гидрогеологических условий, положения уровней грунтовых вод, их агрессивности. Внутри колодцев и камер трубы заменяются открытыми лотками. На стенках устанавливаются скобы. Расстояние между ними – 35 см, величина выступа от стены – 12 см.

Смотровые колодцы состоят из рабочей камеры, глубиной не менее 1800 мм (если позволяет глубина заложения коллектора), горловины, расположенной над рабочей

камерой, люк с крышкой, лотков между подводящими и отводящими трубами. Горловины и рабочие части камер или колодцев, располагаемых на поворотах и на прямых участках трубопроводов должны быть достаточными для опускания в них приборов, служащих для прочистки коллекторов.

Крышки люков устанавливаются на: асфальтовых мостовых – в уровень с поверхностью проезжей части; на не замощенных проездах – с возвышением на 50 мм; на не застроенной территории – с возвышением на 200 мм. На не замощенных проездах вокруг люка делают отмостку.

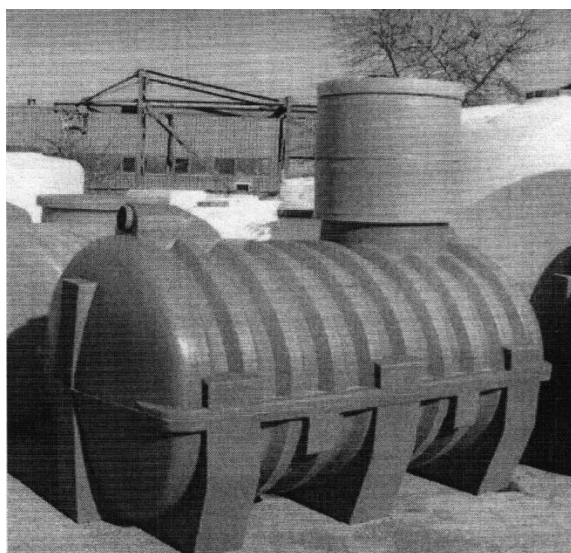
Перепадные колодцы на коллекторах устраивают на прямолинейных участках коллекторов при крутом рельефе местности для уменьшения уклона труб, с тем чтобы скорость движения сточных вод не превышала допустимых значений. Иногда их устраивают, если по трассе идут другие подземные сооружения.

Сооружения, относящиеся согласно технической терминологии к канализационным колодцам, подразделяются на несколько разновидностей.

Деление производится в зависимости от того, какими классифицирующими признаками мы будем пользоваться. Например, можно разделить колодцы по материалу изготовления, по назначению или по способу их устройства.

Также в перекрытии колодца предусматривается круглый люк $\phi 700$ мм, либо – прямоугольный, со сторонами не менее того же размера. В целом же существует ГОСТ колодцы канализационные, №8020-90, который и устанавливает стандартные габариты элементов для шахт. При этом применяются следующие сокращения: КФК – колодец хозяйственно-бытовой (фекальной) сети КДК – рабочая камера внутриквартальной сети КЛК – камера ливневой канализации КЛВ – то же, с функцией приема воды.

Накопительный колодец является более современной и экологически безопасной модификацией выгребной ямы.



Внешний вид накопительного колодца

Такое устройство обладает целым рядом достоинств:

– объемы емкостей варьируются в широком диапазоне от 2 до 50 тыс. литров, а значит, можно будет подобрать изделие под конкретные нужды;

- такой резервуар не загрязняет участок;
- вокруг канализационной системы не распространяется неприятный запах;
- зачастую пользователи выбирают подземный вариант размещения, что повышает эстетические свойства.

Ниже рассмотрены основные характеристики, которые подойдут как для накопительных, так и для фильтрационных колодцев.

Издавна колодцы делали из кирпича или железобетона, но сейчас все больше используют пластиковые колодцы из пластмассы высокой жесткости. Западные пользователи уже давно практикуют этот вид колодцев в строительстве инженерных систем. Низкая морозостойкость описываемого материала не прибавляла ему популярности в нашей стране, но уже сегодня есть пластики, годящиеся для самых суровых климатических условий.

Конструкция канализационного колодца из пластика почти не отличается от железобетонного. В строении также есть основание, шахтная труба и телескопическая крышка. Иногда присутствует бетонное кольцо с плитой и люком. Пластиковые системы выигрывают у железобетонных в том, что в их основании уже есть выпускные отверстия, подогнанные под размеры канализационных труб. Железобетонные системы нуждаются в измерении отверстий под трубы и их выдалбливании, что требует финансовых и временных затрат.



Пластиковый накопитель с дождеприёмником

Устройство пластиковых колодцев, несмотря на кажущуюся хрупкость материала, является надежным, и такое изделие выдерживает довольно высокое давление. Поставляемые для них чугунные люки и специальные дождеприемники имеют несколько классов в нагрузке. Наиболее широко используются следующие классы: В (до 12,5 тонн) и D (до 40 тонн).

Монтаж канализационного колодца завершают прокладыванием канализационных труб. Глубина прокладывания должна быть равна 30-40 см, хотя здесь гораздо важнее уклон трубы в земле, который должен составлять не менее сантиметра на метр трассы. Впрочем, увлекаться уклоном тоже не надо: ввод в колодец должен быть как можно выше для минимальной потери объемов колодца. Также не забывайте о таком важном моменте, как гидроизоляция канализационных колодцев.



Не стоит при рытье траншеи выкапывать выемку слишком большой глубины с расчетом при монтаже подсыпать землю под трубу, как это часто делают. Лучше оставить лишь небольшой запас, поскольку подсыпанная земля может просесть, что неизбежно повлечет за собой потерю уклона трассы.

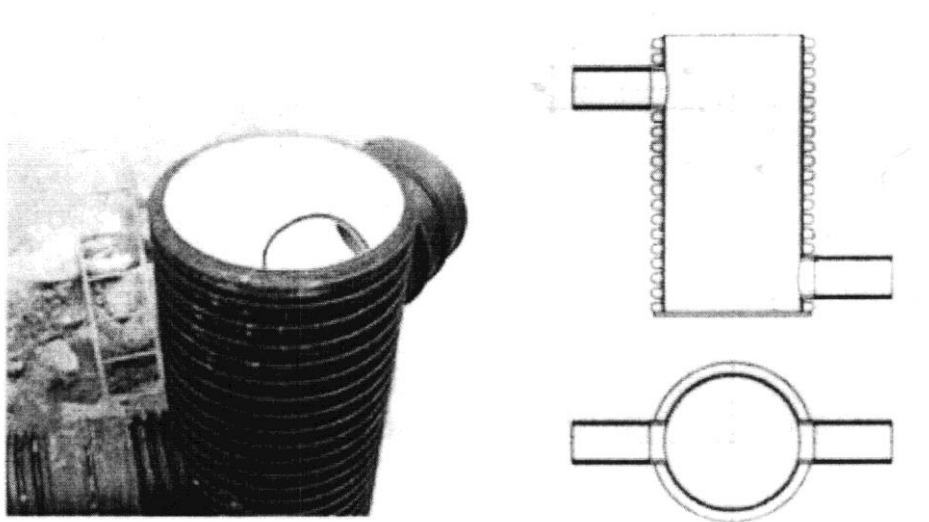
Подкладывать под трассу жесткие предметы также запрещено, так как они могут повредить трубу.

Стоит отметить, что колодцы канализационные перепадные из всех видов являются наиболее популярными благодаря своему широкому предназначению. Теперь, ознакомившись с особенностями каждого вида, вы сможете выбрать тот, который будет наиболее приемлемым в конкретной ситуации.

При объединении трубопроводов различной глубины в одну сеть канализационные колодцы перепадные делают возможным подключение канализационных труб на уровне выше лотковой части.

Предназначение данного типа устройств:

- соединение канализационных выпусков и коллекторов глубокого заложения;
 - обход мест пересечения подземных сооружений;
 - предотвращение высокой скорости сточных вод, возникающей из-за превышения уклона участка (используются в качестве гасителя скорости потока);
 - уравнивание уровня выпуска сточных вод с берега с уровнем воды в водоеме.
- Перепады, имеющие высоту до 600 мм на трубопроводах до 500 мм в диаметре, реализуют в виде вертикального стояка с водоотбойным приемком, имеющим равное диаметру трубопровода сечение. Меньшие перепады (до 300 мм) на трубопроводах до 600 мм в диаметре можно выполнить плавным сливом, используя не перепадные канализационные колодцы, а смотровые.



Внешний вид и схема перепадного колодца

Фильтрующие колодцы – данный вид колодцев служит для очищения сточных вод, но их постройка допустима лишь в тех случаях, когда отдельный дом стоит на песчаных грунтах или на супесях. При этом грунтовые воды должны быть ниже основания колодца минимум на метр. Также должно соблюдаться условие фиксированного расхода воды в сутки – не более 50 см^3 (то есть, в дом должен иметь не более 3-х жильцов). При этом норма площади колодца для супесей составляет 1,5 кв. метра, а для песчаных грунтов – 1 кв. метр. Если расход воды составляет до одного кубометра, становится возможна установка колодца на 5 человек, размеры которого должны равняться 2 кв. метра на супесях и 1,5 кв. метра на песчаном грунте.

Лабораторная работа 5. **Определение оптимальной глубины погружения и технологических показателей работы механического поверхностного аэратора дискового типа.**

Цель работы: 1) определить эффективную глубину погружения аэратора;
2) найти размер лопастей, дающих более эффективную аэрацию;
3) вычислить технологические показатели работы аэратора.

5.1. Общие сведения

Аэрация сточных вод предназначена для обогащения их кислородом, который необходим для жизнедеятельности аэробных микроорганизмов, участвующих в окислении органических примесей; для поддержания активного ила во взвешенном состоянии; для перемешивания сточных вод. Применительно к канализационным очистным сооружениям различают следующие системы аэрации: пневматическую, механическую и смешанную, или комбинированную.

Механические аэраторы весьма разнообразны в конструктивном отношении, но принцип их работы одинаков: вовлечение воздуха непосредственно из атмосферы вращающимися частями аэратора, ротором и перемешивание его со всем содержащимся.

Механические аэраторы классифицируются следующим образом:

- 1) по принципу действия – импеллерные (кавитационные) и поверхностные;
- 2) по расположению оси вращения ротора – с горизонтальным и вертикальным валом;
- 3) по конструкции ротора – конические, дисковые, колесные, турбинные и винтовые.

Механические аэраторы находят применение на станциях очистки сточных вод малой и средней производительности.

Одним из механических аэраторов является поверхностный аэратор дискового типа, представляющий собой диск с радиально направленными лопастями, прикрепленными к его нижней стороне. При вращении аэратора вокруг него вследствие отбрасывания лопастями воды образуется воронка, через которую воздух попадает в зону действия аэратора и вовлекается выходящими из него потоками жидкости в окружающую аэратор жидкость, насыщая ее кислородом. Если глубина погружения аэратора меньше или равна глубине воронки, то диск обнажается и из атмосферы в межлопастное пространство аэратора по периферийной кромке диска поступает воздух. За лопастью образуется зона пониженного давления, в которой воздух образует «мешки». Вода, выбрасываемая лопастью в виде струи, увлекает воздух из «мешков» в окружающую аэратор воду. Встречая сопротивление кольца воды, воздух дробится в виде отдельных пузырьков и уносится потоками воды, перемешиваясь с ней.

В зависимости от глубины погружения диска аэратор может работать в трех режимах:

первый режим – режим перемешивания, наблюдается при значительной глубине погружения аэратора. Вокруг него образуется лишь неглубокая воронка, не достига-

ющая диска. Вода, выбрасываемая аэратором, не имеет контакта с воздухом, и вовлечение воздуха водой не происходит. Затраты электроэнергии велики, так как аэрация происходит только вследствие возмущения свободной поверхности воды;

второй режим – режим эффективной аэрации, наступает при уменьшении глубины погружения аэратора до обнажения диска. Потребление электроэнергии значительно сокращается, степень насыщения воды кислородом резко возрастает. Аэрация происходит под действием трех факторов: а) вовлечение воздуха струей воды, срывающейся с лопастей; б) заземление воздуха вследствие неустойчивости воронки; в) возмущение свободной поверхности воды;

третий режим – режим разбрызгивания, наступает при дальнейшем уменьшении глубины погружения аэратора. При этом потребление электроэнергии падает, и резко снижается степень насыщения воды кислородом.

Технологическими показателями работы механического поверхностного аэратора дискового типа являются: объемный коэффициент массопередачи, окислительная способность аэратора и эффективность аэрации.

Объемный коэффициент массопередачи определяется по формуле

$$K = \frac{2,303[\lg(C_0 - C_1) - \lg(C_0 - C_2)] \cdot 60}{t_2 - t_1}, \quad (5.1)$$

где C_0 – концентрация насыщения воды кислородом при данной ее температуре, мг/л;

C_1 и C_2 – концентрация кислорода в воде в начале и в конце опыта, мг/л;

t_1 и t_2 – время начала и конца опыта, мин.

Количество переданного в жидкость кислорода в единицу времени называется окислительной способностью аэратора, которая определяется по формуле

$$OC = K \cdot C_0 \cdot V, \text{ г/ч, кг/ч, кг/сут}, \quad (5.2)$$

где V – объем аэрируемой жидкости, л.

Эффективностью аэрации называется количество электроэнергии (кВт/кг, ч), затрачиваемое на растворение единицы кислорода. Эффективность аэрации определяется по формуле

$$\mathcal{E}_a = \frac{P}{OC}, \quad (5.3)$$

где P – энергия, затраченная на работу аэратора, Вт/ч.

5.2. Описание лабораторной установки

Схема лабораторной установки приведена на рис. 5.1.

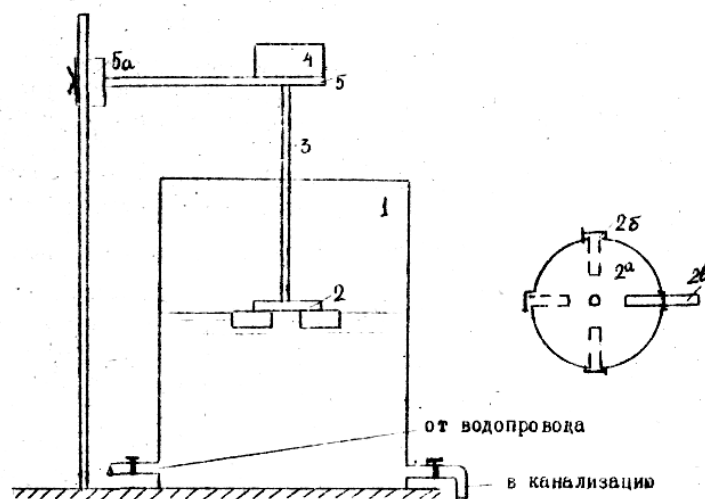


Рис. 5.1. Схема лабораторной установки механического поверхностного аэратора дискового типа:

1 – резервуар из оргстекла размером $0,5 \times 0,5 \times 1$ м; 2 – дисковый аэратор; 2а – план дискового аэратора; 2б – прорези для лопастей с зажимами; 2в – лопасти различных размеров; 3 – вертикальный вал; 4 – электропривод; 5 – рейка с фиксатором 5а для установления аэратора на определенной глубине

5.3. Порядок выполнения работы

1. Бак заполняется водой до определенного уровня. Отбирается проба исходной воды, и в ней определяется концентрация растворенного кислорода. Работа аэратора исследуется при различных глубинах его погружения в воду: диск на поверхности воды, лопасти погружены в воду на $1/2 H$, диск погружен в воду на 10 см. Аэрация производится в течение 5 мин, после чего определяется содержание растворенного кислорода (табл. 5.1).

2. Исследуемый аэратор снабжен 10 комплектами лопастей различных размеров. В данной работе исследуются 3 комплекта, из которых и выбираются лопасти, дающие наиболее эффективную работу аэратора. Данная задача выполняется на глубине эффективной аэрации, выбранной при выполнении первой задачи (табл. 5.2).

По данным табл. 5.2 выбираются лопасти, дающие наиболее эффективную работу аэратора.

3. Для аэратора с выбранными размерами лопастей, при работе его на эффективной глубине аэрации, определяются технологические показатели его работы. При этом аэрация длится до полного насыщения воды кислородом, отбор проб для определения кислорода производится через каждые 2–3 минуты в течение 20–30 минут.

Определение содержания растворенного в воде кислорода производится по методу Винклера. Метод основан на образовании закиси марганца в испытываемой воде. Под влиянием растворенного в воде кислорода гидрат закиси марганца быстро переходит в высшие окислы марганца, которые при подкислении в присутствии солей йодоводородной кислоты выделяют йод в количестве, эквивалентном кислороду, содержащемуся во взятой пробе воды. Ход работы по определению содержания растворенного кислорода приведен ниже.

Из бака, заполненного водой, отбирается колбой емкостью 130–150 мл проба воды (вода должна доходить до верха колбы). Затем резиновой пробкой вытесняется излишняя вода таким образом, чтобы под пробкой не было пузырьков воздуха. Затем колба открывается и в нее пипеткой добавляют 1 мл раствора хлористого марганца ($MnCl_2$), при этом пипетку погружают на дно колбы. Другой пипеткой добавляют 1 мл раствора ($KOH + KI$), при этом кончик пипетки опускают только под уровень в горлышке колбы. В колбе образуется хлопьевидный осадок. Содержимое колбы переливают в емкость большего объема и прибавляют к нему 1 мл концентрированной HCl , после чего опять перемешивают. После добавления HCl жидкость окрашивается в соломенно-желтый цвет. Затем в емкость добавляют 1 мл крахмала. Жидкость окрашивается в синий цвет. Затем ее оттитровывают тиосульфитом натрия до исчезновения голубой окраски.

5.4. Обработка результатов исследований

Таблица 5.1. Определение оптимальной глубины погружения аэратора

Глубина погружения диска относительно поверхности воды	Диск на поверхности воды	$\frac{H^*}{2}$	-10 см
Концентрация растворенного кислорода в исходной воде, мг/л			
Концентрация растворенного кислорода после аэрации, мг/л			

По данным табл. 5.1 выбирается глубина эффективной аэрации.

Таблица 5.2. Определение размеров лопастей, дающих более эффективную аэрацию

Размеры лопастей аэратора ($B \times H$)			
Содержание растворенного кислорода в исходной воде, мг/л			
Содержание растворенного кислорода в воде после аэрации, мг/л			

Содержание растворенного кислорода (мг/л) вычисляется по формуле

$$x_{O_2} = \frac{V_1 \cdot N \cdot E \cdot 1000}{V_2 - V_3}, \quad (5.4)$$

где E – эквивалент кислорода (число миллиграммов O_2 , которому соответствует 1 мл 0,01 Н раствора тиосульфита натрия), $E = 8$;

N – нормальность раствора тиосульфита натрия, $N = 0,01$;

V_1 – объем раствора тиосульфита натрия, пошедшего на титрование;

V_2 – объем кислородной склянки, мл;

V_3 – объем реактивов, прибавленных в кислородную склянку для фиксации кислорода, мл.

Опытные данные сводятся в табл. 5.3.

Таблица 5.3. Определение технологических показателей работы механического поверхностного аэратора

Продолжительность аэрации, мин	0	5	10	12	15	18	20	и т.д.
Концентрация растворенного в воде кислорода, мг/л								
Температура воды T °С								
Концентрация насыщения воды кислородом, мг/л								
Объемный коэффициент массопередачи								
Объем бака, л								
Окислительная способность аэратора, г/ч								
Показания счетчика электроэнергии, Вт/ч								
Эффективность аэрации, Вт·ч/г O_2								

Примечание. В начале каждого опыта бак опорожняется и заполняется новой пробой исходной воды.

Лабораторная работа 6. Определение основных свойств осадка сточных вод.

Цель работы: 1) вычислить влажность, плотность и концентрацию исходного и обезвоженного осадка;

2) определить зольность осадка;

3) определить удельное сопротивление осадка.

В качестве дополнительного лабораторного оборудования, которое необходимо для выполнения работы, используют набор бюксов, весы, секундомер, сушильный шкаф.

6.1. Общие сведения

В результате механической и биологической очистки сточных вод на очистных станциях образуются различного вида осадки. Это отбросы, задерживаемые решетками; осадок, выпадающий в первичных отстойниках; активный ил или биопленка, образующиеся в сооружениях биологической очистки сточных вод. Общий объем осадка, как правило, не превышает 1 % объема обрабатываемых стоков, при этом на долю активного ила приходится 60–70 % образующихся осадков.

Основной задачей обработки осадков является уменьшение его объема за счет отделения воды и получения транспортабельного продукта. Осадки плохо отдают воду и относятся к категории трудно фильтрующихся суспензий. Соотношение в осадках между свободной и связанной водой влияет на их способность отдавать воду.

Основными свойствами осадка являются следующие показатели: влажность, зольность, плотность, концентрация, удельное сопротивление.

Влажность осадка (P_{mud}) характеризуется отношением массы воды к общей массе влажного осадка:

$$P_{mud} = \frac{M_w}{M_{mudw}} 100 \%, \quad (6.1)$$

где M_w – масса воды, кг;

M_{mudw} – масса влажного осадка, кг.

Зольность (S) характеризует содержание в осадке минеральных примесей. Измеряется в долях от единицы. Зольность осадка городских сточных вод составляет 0,3.

Плотность осадка характеризует массу единицы его объема и выражается отношением массы всех составных компонентов осадка к его объему:

$$\rho = \frac{M_{mudw}}{V}, \text{ кг/м}^3, \quad (6.2)$$

где M_{mudw} – масса осадка со всеми включениями, кг;

V – объем осадка, м³.

Концентрация осадка (C) – количество твердых частиц сухого или растворенного вещества, находящегося в 1 м³ осадка:

$$C = \frac{100 - P_{mud}}{100}, \text{ кг/м}^3. \quad (6.3)$$

Удельное сопротивление осадка характеризует сопротивление фильтрации и водоотдачу (фильтруемость) осадков.

Удельным сопротивлением осадка называют сопротивление единицы массы (твердой фазы), отлагающейся на единице площади фильтра, при фильтровании под постоянным давлением суспензии, вязкость жидкой фазы которой равна единице.

Удельное сопротивление осадка определяется по формуле

$$r_{mud} = \frac{2 \cdot P \cdot F^2}{C \cdot \eta} b, \quad (6.4)$$

где P – давление (вакуум), при котором происходит фильтрование, кгс/см²;

F – площадь фильтрующей поверхности, м²;

η – вязкость фильтрата;

C – масса твердой фазы кека, отлагающегося на фильтре при получении единицы объема фильтрата, мг;

b – параметр, получаемый опытным путем,

$$b = \frac{\tau}{V^2},$$

где τ – время фильтрации, мин;

V – объем выделяемого фильтрата, см³.

Удельное сопротивление осадков служит исходной величиной при выборе метода обработки осадка.

6.2. Описание лабораторной установки

Схема лабораторной установки изображена на рис. 6.1.

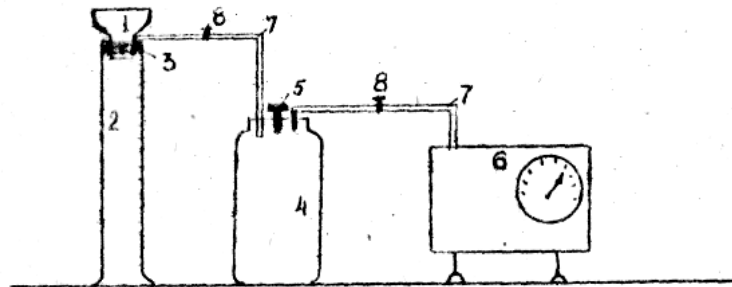


Рис. 6.1. Схема лабораторной установки:
1 – воронка Бюхнера емкостью 200 мл; 2 – мерный цилиндр емкостью 300–500 мл; 3 – резиновая пробка; 4 – колба; 5 – регулятор давления; 6 – вакуумнасос с вакуумметром; 7 – резиновые вакуумные шланги; 8 – запорный кран

6.3. Порядок выполнения работы

1. Определение влажности, плотности и концентрации осадка.

Взвесить пустой мерный стакан. Отобрать в него осадок в объеме 50–100 мл. Взвесить стакан с осадком. Разница весов – масса влажного осадка M_{mudw} .

Из подготовленного (высушенного и взвешенного) бюкса с фильтром взять фильтр и профильтровать через него осадок.

Фильтр с осадком заложить в бюкс и высушить его при комнатной температуре, а затем в сушильном шкафу при температуре 105 °С. Разница весов бюкса до и после сушки даст массу сухого осадка M_{mud} .

Необходимые величины характеристик осадка определяем в приведенной ниже последовательности по следующим формулам:

плотность

$$\rho = \frac{M_{mudw}}{V}, \text{ кг/м}^3; \quad (6.5)$$

влажность

$$\rho_{mud} = \frac{M_{mudw} - M}{M_{mudw} - M_{mud}} 100 \% ; \quad (6.6)$$

концентрация $C = \frac{100 - P_{mud}}{100} \rho$, кг/м³. (6.7)

2. Определение зольности осадка.

Для определения зольности осадка берется навеска заранее высушенного осадка, которая помещается в фарфоровый тигель, предварительно прокаленный и взвешенный.

Тигель с осадком взвешивается и помещается в муфельную печь, где в течение 20 мин прокаливается при температуре 800 °С. После этого тигель охлаждается в эксикаторе и взвешивается.

Взвешивания производятся на аналитических весах.

3. Определение удельного сопротивления осадка.

Определение удельного сопротивления производится объемным способом, по которому параметр r_{mud} определяется графическим способом путем построения графика зависимости

$$V \text{ от } \frac{\tau}{V},$$

где V – объем образующегося фильтрата при механическом обезвоживании осадка вакуумфильтрованием;

τ – продолжительность фильтрования.

Ход работы (рис. 6.1):

– на воронки Бюхнера I плотно укладывается смоченный фильтр, размеры которого равны размерам воронки;

– при закрытом запорном кране 8 включается вакуумнасос 6 и при помощи регулятора 5 по показаниям вакуумметра 6 вакуум доводится до определенной величины;

– в воронку Бюхнера наливают 150–200 мл осадка и открывают запорный кран 8 , при этом наблюдается некоторое падение вакуума, которое при помощи регулятора 5 доводится до начальной величины;

– с момента восстановления вакуума начинаются наблюдения за прибыванием фильтрата через определенные промежутки времени (10–20 с);

– фильтрование продолжается до тех пор, пока на поверхности осадка не покажутся трещины.

6.4. Обработка результатов исследований

Результаты проделанной работы заносятся в табл. 6.1.

Таблица 6.1. Определение влажности, плотности и концентрации осадка

№ бюкса	Масса пустого бюкса M , г	Масса бюкса с осадком M_1 , г	Масса сырого осадка M_{mudw} , г	Объем осадка V , см ³	Плотность осадка ρ , г/см ³	Масса бюкса с фильтратом M , г	Масса бюкса с сырым осадком M_2 , г	Масса бюкса с высушенным осадком M_3 , г
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Окончание табл. 6.1

Масса сырого осадка M_{mudw} , г	Масса сухого осадка M_{mud} , г	Влажность ρ_{mud} , %	Концентрация C , кг/м ³	Примечания
10	11	12	13	14

Опытные данные заносятся в табл. 6.2.

Таблица 6.2. Результаты данных опыта по определению зольности осадка

№ тигля	Масса пустого тигля M , г	Масса тигля с высушенным осадком M_1 , г	Масса тигля с прокаленным осадком M_2 , г	Зольность $S = \frac{M_2 - M}{M_1 - M} 100\%$
1	2	3	4	5

Результаты наблюдений записываются в табл. 6.3.

Таблица 6.3. Результаты опытного определения удельного сопротивления осадка

τ , с	Объем фильтрата V , см ³	$V = V' - V_0$	$\frac{\tau}{V}$	К	$b = \frac{a}{D}$	r_{mud}

Примечание. V_0 – объем фильтрата, полученный до установления постоянного вакуума.

По полученным данным строится график зависимости $v = f\left(\frac{\tau}{V}\right)$ (рис. 6.2), по которому определяются значения параметра, после чего вычисляется удельное сопротивление осадка по формуле

$$r_{mud} = \frac{2 \cdot b \cdot \rho \cdot F^2}{C \cdot \eta} \quad (6.8)$$

Если обозначить постоянные, входящие в уравнение $\frac{2 \cdot \rho \cdot F^2}{\eta} = K$, тогда формула примет следующий вид:

$$r_{mud} = K \cdot \frac{b}{C} \quad (6.9)$$

В процессе фильтрования остаются неизменными величины ρ , F , η . В лабораторных исследованиях принимается: $F = 50,24$ см²; $P = 500$ мм рт. ст. или $500 \cdot 1333,22 = 666600$ г/см²; $\eta = 0,01$ пуаз, тогда коэффициент K примет следующую величину:

$$K = \frac{2 \cdot 666600 \cdot 50 \cdot 24^2}{0,01} = 33,6 \cdot 10^{10}, \text{ см}^4/\text{с} \quad (6.10)$$

При определении параметра в секундах на сантиметр в шестой степени и концентрации осадка C в граммах на сантиметр кубический r_{mud} удельное сопротивление осадка измеряется в сантиметрах на грамм.

После определения удельного сопротивления осадка определяется влажность осадка (результаты определения записаны в табл.6.1).

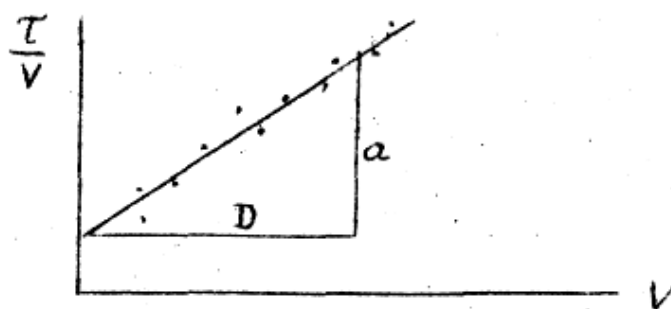


Рис. 6.2. График зависимости $v = f\left(\frac{\tau}{V}\right)$.

Лабораторная работа 7. Определение кинетики осаждения взвешенных веществ.

Цель работы: 1) построить кривую седиментации;
2) изучить влияние высоты слоя исследуемой жидкости на эффект осаждения взвеси.

7.1. Общие сведения

При рассмотрении вопроса о составе сточных вод одним из важных понятий является концентрация загрязнений, т. е. количество загрязнений, приходящееся на единицу объема воды (мг/л или г/м^3).

Нерастворимые вещества в сточных водах могут быть в грубо-дисперсном (в виде грубой взвеси) и тонкодисперсном (эмульсии, суспензии, пена) состояниях.

При принятой методике анализов часть нерастворенных веществ в сточных водах, задержанных на бумажном фильтре, называют взвешенными веществами. Общее количество взвешенных веществ в бытовых сточных водах составляет около 65 г на одного человека в сутки.

Наиболее простым и часто применяемым в практике очистки методом выделения из стоков грубодисперсных примесей является способ отстаивания. На процесс осаждения взвешенных веществ влияет сложный комплекс физико-химических и гидравлических условий (вес, величина, форма примесей, взаимодействие их между собой, гидравлическая крупность и т. п.). Осветление сточных вод производится в отстойниках различных конструкций.

Кинетику осаждения грубодисперсных частиц устанавливают экспериментально путем построения кривых осаждения (седиментации). Кривую седиментации получают путем откладывания на оси ординат количества выпавшей взвеси в процентах от общего количества взвешенных веществ, а на оси абсцисс – продолжительности отстаивания (рис. 7.1). Кривые выпадения взвеси характеризуют ее дисперсный состав и поведение при отстаивании. Чем круче начальный участок кривой, тем больше крупность и неоднородность взвеси и тем быстрее она оседает. Переход кривой в прямую линию, параллельную оси абсцисс, указывает на завершение процесса отстаивания, при этом в сточной воде еще может остаться значительное количество примесей, обладающих удельным весом, равным весу самой воды. Удаление их путем отстаивания невозможно, поэтому за 100 % принимают количество грубодисперсных примесей, осевших в течение 2-часового отстаивания. Поэтому расчет сооружений по осветлению сточных вод производится на 1,5–2-часовое отстаивание.

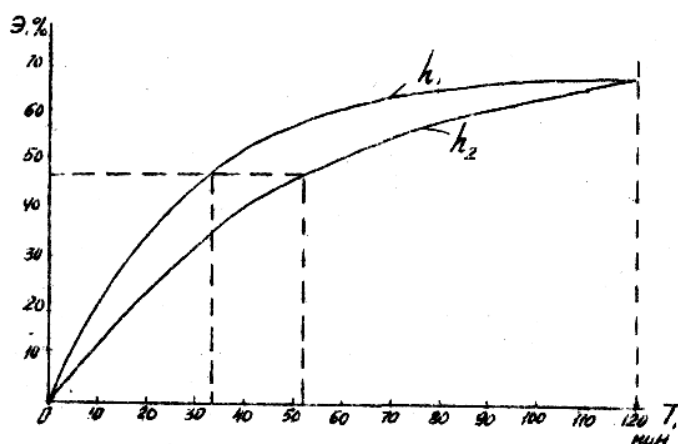


Рис. 7.1. Кривые кинетики осаждения взвеси

Осадок характеризуется большой влажностью. Влажность осадка представляет собой отношение веса воды в осадке к общему весу осадка и выражается в процентах. Влажность определяется путем взвешивания сырого и высушенного при 105 °С осадка.

В настоящее время существует несколько методов, с помощью которых можно получить данные для построения кривых осаждения взвеси, основными из которых являются весовой и объемный.

Определение кинетики осаждения в лабораторных условиях осуществляется в сосудах Лисенко (рис. 7.2).

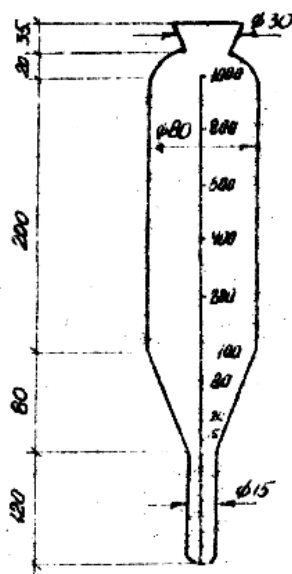


Рис. 7.2. Сосуд Лисенко

Объемный метод: в сосуде, наполненном тщательно взболтанной жидкостью, определяют объемы осадка h , образующегося через определенные интервалы времени. Количество осадка, выпадающего через указанные интервалы времени, выражают в процентах от объема осадка, образующегося за 120 минут отстаивания H . Эти проценты и указывают эффект осаждения взвешенных веществ:

$$\mathcal{E} = \frac{H - h}{H} 100 \% . \quad (7.1)$$

Весовой метод заключается в нахождении концентрации взвешенных веществ в исходной воде $C_{исх}$ и концентрации загрязнений в осветленной воде $C_{осв}$, определяемой после определенных интервалов времени отстаивания сточных вод. Эффект осветления вычисляется по выражению

$$\mathcal{E} = \frac{C_{исх} - C_{осв}}{C_{исх}} 100 \% . \quad (7.2)$$

Получив в лабораторных условиях кривую седиментации, еще нельзя сказать, что в естественных условиях при другой высоте отстаивания мы получим такой же эффект осветления.

Связь между временем и высотой отстаивания определяется по зависимости

$$\frac{t_2}{t_1} = \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^n , \quad (7.3)$$

где t_1 и t_2 – время отстаивания, соответствующее одинаковому эффекту осветления;
 h_1 и h_2 – высоты отстаивания;

n – показатель степени, отражающий влияние укрупнения частиц на скорость их осаждения (для агрегативно устойчивых частиц $n = 1$, для скоагулированных хлопьев в сточной воде $n = 0,5$, для городских сточных вод $n = 0,3$).

Получив показатель степени n , можно определить необходимую глубину отстойника для задержания взвеси по требуемому эффекту осветления.

7.2. Описание лабораторной установки

Схема лабораторной установки изображена на рис. 7.3. Установка состоит из цилиндра-отстойника емкостью 600 мл, суженного книзу и имеющего на конце резиновый шланг с зажимом для его опорожнения. Отстойник закрепляется в вертикальном положении в штативе. Для определения концентрации взвешенных веществ используются мерные цилиндры емкостью 100 мл, стеклянные воронки, бюксы, бумажные фильтры, сушильный шкаф и аналитические весы.

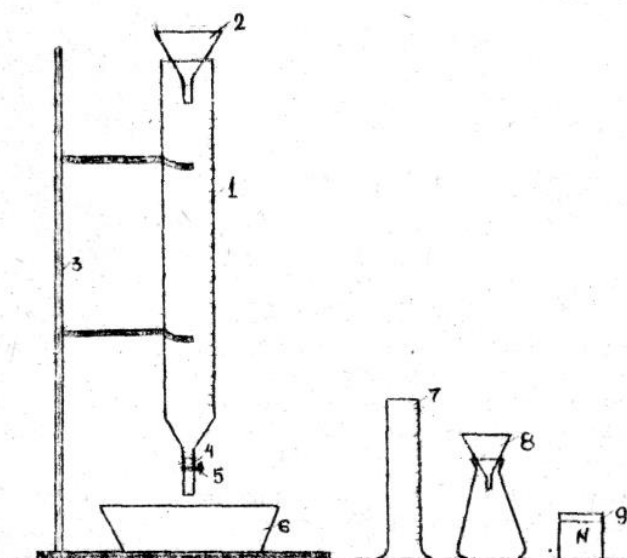


Рис. 7.3. Схема лабораторной установки:

- 1 – градуированный цилиндр-отстойник; 2 – воронка;
- 3 – штатив с зажимами; 4 – резиновый шланг; 5 – зажим;
- 6 – емкость для опорожнения сосуда; 7 – мерный цилиндр;
- 8 – воронка с колбой для фильтрации осветленной пробы;
- 9 – бюкс

7.3. Порядок выполнения работы

1. Определение концентрации взвешенных веществ в исходной воде. Исходная вода тщательно перемешивается и отбирается проба в объеме 100 мл. Проба профильтровывается через бумажный фильтр, который был высушен вместе с бюксом при температуре 105 °С и масса которого нам уже известна. Фильтр с задержанными на

нем взвешенными веществами помещается опять в бюкс и высушивается в сушильном шкафу, после чего бюкс взвешивается. Разница массы бюкса с высушенным осадком и массы бюкса до начала опыта, отнесенная к объему профильтрованной пробы, и даст концентрацию взвешенных веществ в исходной воде. По такой же методике определяется концентрация загрязнений и в отстоенной сточной воде.

2. Построение кривой осаждения взвеси. В несколько сосудов-отстойников (количество их зависит от интервалов времени, через которые производится наблюдение за процессом осветления воды) наливают одинаковые объемы исследуемой жидкости, заранее тщательно перемешенной. Каждый сосуд ставится на определенное время отстаивания (10, 20, 30 и т. д. мин). По истечении указанного времени из сосуда через спускной кран аккуратно сливается выпавший осадок и отбирается проба осветленной воды в объеме 100 мл для определения в ней концентрации загрязнений $C_{осв}$; после вычисления $C_{осв}$ и $C_{исх}$ определяются эффекты осветления, соответствующие определенным продолжительностям осветления.

7.4. Обработка результатов исследований

По полученным результатам строится кривая кинетики осаждения взвеси. Для получения показателя степени строятся две кривые седиментации, для чего часть сосудов заполняется на высоту $h_1 = 500$ мм, часть сосудов – на высоту $h_2 = 1000$ мм.

Для записи опытных данных используют табл. 7.1.

Таблица 7.1. Определение эффекта осветления

Показатели	Продолжительность отстаивания, мин				
	10	20	30	40	50
Номер бюкса					
Масса высушенного бюкса, г					
Масса бюкса с высушенным осадком, г					
Объем фильтруемой пробы, мл					
Концентрация взвешенных веществ, мг/л					

Эффект осветления определяют по формуле

$$\mathcal{E} = \frac{C_{исх} - C_{осв}}{C_{исх}} 100 \%$$

Показатель степени n можно получить из выражения

$$n = \frac{\lg \frac{t_2}{t_1}}{\lg \frac{h_2}{h_1}} = \frac{\lg \frac{t_2}{t_1}}{\lg \frac{100}{50}} = 3,33 \lg \frac{t_2}{t_1}, \quad (7.4)$$

где t_1 и t_2 – время осветления воды в сосудах глубиной соответственно $h_1 = 500$ мм и $h_2 = 1000$ мм, которые при одинаковых эффектах осветления определяются по графику (рис. 7.4).

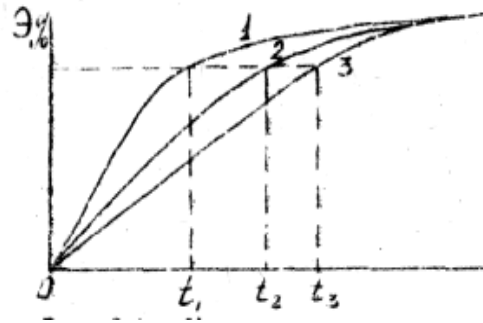


Рис. 7.4. Кривые седиментации:
 1 – при $h_1 = 500$ мм; 2 – при $h_2 = 1000$ мм;
 3 – при H (глубина отстойника)

Для более точных вычислений величину n принимают как среднеарифметическое значение, полученное для различных величин эффекта осветления.

Результаты вычислений для определения показателя степени записываются в табл. 7.2.

Таблица 7.2. Определение показателя степени осветления

Эффект осветления Э, %	Время, мин		$\lg \frac{t_2}{t_1}$	n
	t_1	t_2		

Время осветления воды в отстойнике глубиной H , в котором эффект осветления воды будет такой же, как в сосуде глубиной $h_1 = 500$ мм, вычисляется по формуле

$$t_3 = t_1 \left(\frac{H}{h_1} \right)^n$$

Для построения кривой седиментации отстойника глубиной H производятся вычисления, которые заносят в табл. 7.3.

Таблица 7.3. Кривая седиментации отстойника глубиной H

Эффект осветления Э, %	t , мин	$\frac{H}{h_1}$	$n \lg \frac{H}{h_1}$	$\left(\frac{H}{h_1} \right)^n$	t_3 , мин

Лабораторная работа 8. Изучение конструкций сооружений для очистки животноводческих стоков.

Цель работы: Изучить конструкции сооружений для очистки животноводческих стоков.

Для использования навоза в качестве удобрения его смешивают с минеральными туками, торфом или соломой, а жидкую фракцию используют непосредственно для полива. При этом полностью используются удобрительные качества навоза и экономится поливная вода. Однако жидкий навоз необходимо обеззараживать.

Основные способы обеззараживания навоза: анаэробно-метановое сбраживание навоза с одновременным выделением газа метана; аэрация навоза продуванием воздуха через емкости с навозом; нагрев навоза до 70...80 °С (пастеризация) и до 120...130°С (стерилизация) – внутрижидкостное горение (жидкого топлива или газа); химическое обеззараживание навоза; обеззараживание электрическим током и радиационным облучением гамма-лучами; биологический способ.

Для полного использования как жидкой, так и твердой фракции проводят разделение навоза. Жидкую фракцию обеззараживают и частично или полностью используют на удобрительное орошение, а твердую фракцию обеззараживают в буртах за счет биотермического самосогревания до 60...70 °С.

Применяют три основные схемы уборки и использования жидкого навоза: самосплавная с использованием навозных стоков КРС на полях орошения; гидросмывная с применением тепловой обработки свиного навоза; гидросмывная с применением биологической очистки жидкого свиного навоза:

Производственная операция	Примерная технологическая линия (машины и оборудование)
Самосплавная с использованием навозных стоков КРС на полях орошения	
Удаление навоза из животноводческих помещений	Продольные и поперечные каналы – приемный резервуар
Разделение навоза на жидкую и твердую фракции	Приемный резервуар – установка для разделения навоза – бункер и отстойники – промежуточный резервуар
Транспортирование жидкой фракции в полевые хранилища	Промежуточный резервуар – насосы – стационарный трубопровод – полевые хранилища
Транспортирование твердой фракции на площадку для дегельминтизации в штабеля	Бункер – мобильный транспорт – площадка с твердым покрытием – бульдозер – штабеля
Использование твердой фракции на полях под запашку	Штабеля – навозопогрузчик – разбрасыватель – поле
Использование жидкой фракции при транспортировании ее на поля по трубопроводам	Полевое хранилище – насосы для жидкого навоза – трубопроводы с гидрантами – дождевальные установки – поле
Использование жидкой фракции на полях при транспортировании мобильным транспортом	Полевое хранилище – насосы для жидкого навоза – цистерны – разбрасыватели – поле
Гидросмывная с применением тепловой обработки свиного навоза	

<p>Удаление навоза из животноводческих помещений Тепловая обработка жидкого навоза</p> <p>Разделение навоза на твердую и жидкую фракции Использование части осветленной жидкости для смыва навоза в свинарниках Использование осветленной жидкости на полях</p> <p>Использование твердой фракции навоза</p>	<p>Продольные и поперечные каналы – приемный резервуар Приемный резервуар – насосы для жидкого навоза – установка с пароструйными аппаратами – отстойник – промежуточный резервуар Отстойники – насосы – центрифуги – бункер и резервуар для осветленной жидкости Резервуар осветленной жидкости – насосы – свинарники Резервуар осветленной жидкости – насосы – стационарный трубопровод – промежуточные резервуары или хранилища – насосы – трубопроводы с гидрантами для полива – дождевальные установки – поле Бункер – прицепы – разбрасыватели – поле</p>
<p>Гидросмывная с применением биологической очистки жидкого свиного навоза</p>	
<p>Удаление навоза из животноводческих помещений Разделение жидкого навоза на твердую и жидкую фракции</p> <p>Дегельминтизация твердой фракции навоза и обезвоживание осадка Обезвоживание осадка из первичных отстойников</p> <p>Биологическая очистка жидкой фракции</p> <p>Доочистка жидкой фракции в биологических прудах Использование твердой фракции и обезвоженного осадка</p>	<p>Продольные и поперечные каналы – приемный резервуар Приемный резервуар – насосы – установка для разделения навоза на фракции – первичные отстойники – бункер для твердой фракции и обезвоживания осадка – резервуар для осадка Бункер – мобильный транспорт – площадки с твердым покрытием – бульдозер – штабеля Резервуар для осадка – насосы – центрифуги – бункер для твердой фракции и обезвоженного осадка – резервуар для фугата и избыточного активного ила Первичные отстойники – аэротенки – вторичные отстойники – насосы рециркуляции активного ила – резервуар для фугата и избыточного активного ила Вторичные отстойники – насосы – биологические пруды – накопители Штабеля – навозопогрузчик – разбрасыватели – поле</p>

Для удаления, транспортирования, подготовки к использованию и хранению навоза на животноводческих комплексах предусматривают устройства и оборудование, являющиеся элементами поточной технологической линии.

Техническая характеристика основного технологического оборудования

Группа и вид оборудования	Тип или марка	Производительность, т/ч	Установленная мощность, кВт	Размеры, мм
<i>Оборудование для уборки и транспортирования навоза и помета</i>				
Транспортеры скребковые	ТСН-3,ОБ	4...5,5	4	Длина цепи горизонтального транспортера 170 000, наклонного – 13700
		4...5,5	1,5	
	ТСН-2,ОБ ТСН-160	До 8	4	Длина цепи до 200 000 Длина цепи горизонтального транспортера 96 000, 120 000 и 160 000, наклонного – 13 040
		7,5	4	
Скреперные установки	УН-3,0 УС-15	4,5...5,5	5,5	Длина контура 170 000 Ширина 1800 и 3000, высота 200, длина до 170 000
		0,9	1,1	
	УС-10	10	3	Ширина 1800, длина 170 000
	УСН-8	До 8	5,5	Ширина ковша 1000, глубина 1150
Установка гидрофицированная для транспортирования навоза	УТН-10	10	13	Диаметр навозопровода 300
Навесное оборудование: на трактор «Беларусь»	БН-1	1...5	37	Ширина отвала 2000, высота 689
	на трактор ДТ-75М	ПБ-35	50	66
Погрузчик фронтальноперекидной	ПФП-1,2	До НО	–	–
Навозопогрузчики ковшовые	НПК-30	30	32	Вместимость ковша 12 л, ЧЖИ каашли. 2.8
Насосы для жидкого навоза	Д-452	До 130	30	Число ковшей 24
	НЖН-200	200...250	30	Глубина выгрузки до 3,5 м, напор до 20 м
	ПНЖ-250	85...300	37,5	Глубина выгрузки до 5 м, напор до 20 м

Группа и вид оборудования	Тип или марка	Производительность, т/ч	Установленная мощность, кВт	Размеры, мм
Насос шнековый с измельчителем	НШ-50-1	До 50	10	Глубина выгрузки 3,3 м, напор до 15 м
Насос фекальный горизонтальный	ФГ 51/58 (2.5Ф-6)	5,1; 58'	22	1335 x 478 x 562
	ФГ 25,5/14,5	25,5; 14,5	3	(Длина x ширина x высота) 1050x 277x500
	ФГ 115/38 (3Ф-12)	115, 38	30	1335 x 486 x 557
	ФГ 57,5/9,5	57,5; 9,5	4	1035 x 285 x 492
	ФГ 81/31 (4Ф-6)	81, 31	17	1550 x 521 x 625
	ФГ 81/18 (4Ф-9)	81, 18	10	1455 x 441 x 562
	ФГ 144/46 (5Ф-6)	144, 46	40	2115 x 643 x 745
	ФГ 216/24 (5Ф-12)	216, 24	40	2120 x 633 x 765
	ФГ 144/10,5	144; 10,5	10	1900 x 535 x 765
Насос фекальный вертикальный	4ФВ-9	81, 18	10	750 x 750 x 2296 1000 x 1000x3215
	5ФВ-6	144, 46	40	
Насос погружной	ЦМФ 160-10	До 160, до 15	17	
<i>Оборудование для обработки навоза и помета</i>				
Установки для разделения навоза на фракции:				
динамический фильтр с электровибратором	ИВ-87	6	4	Диаметр 1000 (Длина x ширина x высота)
	ГИЛ-52	100	3,8	3300 x 1910x 2570 2500x
грохот инерционный пресс	ВПС-20А	20	13	1000x 1450
транспортёр	ТП-5-30 ОГШ-502К-4 ОГШ-802К-4	30	3	5600 x 1420x 2200
Центрифуга осадительная непрерывного действия Установка для сушки помета		20.. 25	32	2585x2200x 1080 3950 x 2665 x 1370
		2 (по сухому продукту) газа 5,1; воды 1,2 ² 600 ³	27, 75 185	51 000 x 14 500 x 14 000
Пенный газоочиститель	АТИ			2380 x 1410x4490
Рототурбина	КПС-108.61.08,000		/ 17	Диаметр 1500
<i>Оборудование для транспортирования и утилизации навоза</i>				
Цистерна-разбрасыватель жидкого навоза	РЖТ-4 с трактором МТЗ-50/52	До 4 ⁴ 8 16		5000 x 22 200 x 2700
	РЖТ-8 с трактором Т-150Т	85		5560x2630x 2875
Погрузчик-экскаватор Погрузчик грейферный	РЖТ-16 с трактором К-700	До 32		9680x2630x3060
	ПЭ-08	До 25	Трактор МТЗ 50/52 Тракторы Т-25, Т-16М	9070x8700x5700 4750x
	ПМГ-02		Трактор Т-28 Г 4	2400x3580 5680x2755x 3800
Прицепы тракторные: двухосные	ПШ-05	4		5305x2240x2070 4990x2260x
	2ПТС-4М-785А	6 2		2260 3800x2180x 1830
одноосные	2ПТС-6	4 9		Трактор МТЗ 50/52
Прицеп-разбрасыватель	1-ПТС-2Н, 1-ПТС	16		Трактор МТЗ-50/52
	1-ПТУ-4	4		МТЗ-50, Т-40 МТЗ-50/52
	КСО-9 (ПРТ-10)	До 100 До		8000 x 2600 x 2500
	ПРТ-16	64		Диаметр 3500
	РПН-4	35..40 ⁵		6415x3080x 1660 7000 x 3000
Среднеструйные дождеваль-ные машины	РУН-15А			ДТ-54А, ДТ-75 Привод от двигателя внутреннего сгорания
	ДКШ-64 «Волжанка»	65, 52 100, 52		12 600, общая длина до 791 600
				(Длина x ширина x высота) 2710 x 1440x3600
Дальнеструйные дождеваль-ные машины	ДДН-70			8420x2320x4020
	ДДН-100			Т-74, ДТ-75М Т-150К, ДТ-75М

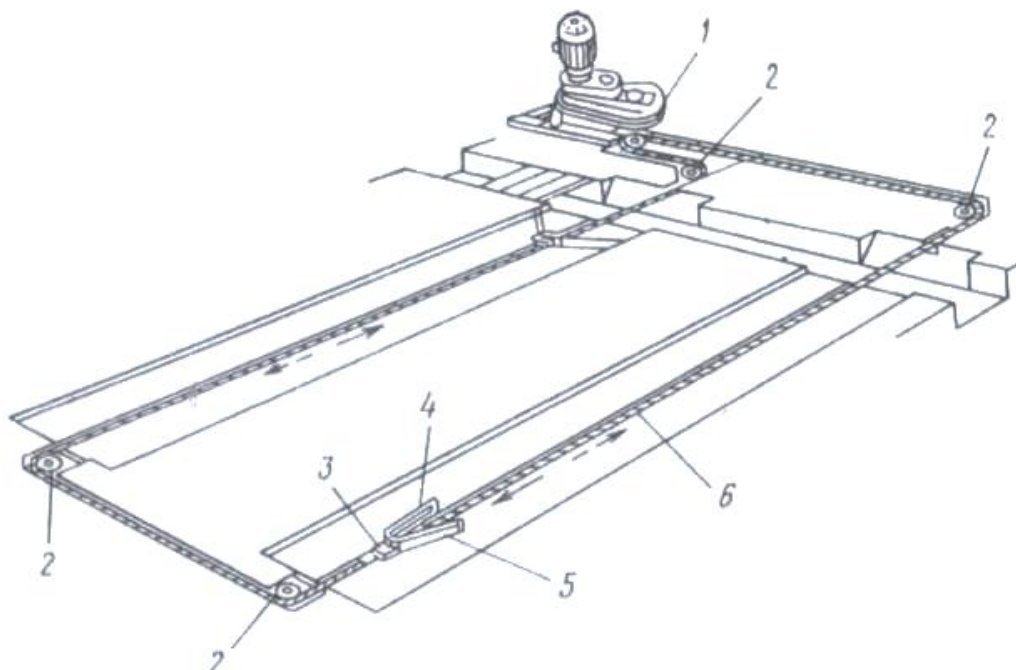
¹Для насосов подача в м³/ч и напор в м.

³Производительность в м³/с.

⁴Производительность кислорода в кг/сут,

⁵Грузоподъемность в т.

⁶Расход в л/с и напор у гидранта в м.



Скреперная установка для уборки навоза УС-15:

1 – привод; 2 – поворотное устройство; 3 – ползун; 4, 5 – скребки; 6 – цепь

Навоз из проходов секций производственного корпуса комплекса на 1000 коров удаляют скреперными установками УС-15. Каждая из ветвей скреперной установки охватывает два навозных прохода. Приводные станции устанавливают вдоль пристенных проходов. На каждой ветви контура монтируют по два скребка. Длина прохода каждого скребка равна длине секции. Из помещений секций раздоя коров и родильного отделения навоз убирают установкой УН-3. Для удаления навоза из центрального навозного канала в навозоприемник применяют скреперную установку УС-10 или самотечно-сплавной способ. Навозоприемник, рассчитанный на суточное хранение навоза, разделен на две секции, которые оборудованы насосами НШ-50 с измельчителями.

Скреперная установка УС-15 убирает навоз по двум открытым навозным проходам шириной 1,8...2,3 м и высотой 0,2 м. Привод 1 скреперной установки состоит из электродвигателя, редуктора с ведущей звездочкой и механизма реверсирования. Привод закреплен на металлической раме. Механизм КВД-12 предназначен для автоматического реверсирования электродвигателя привода. Блок бесконтактных индукционных датчиков ДЗ-М установлен на корпусе редуктора привода. Рабочий орган состоит из скребков с шарниром, ползуна и натяжного устройства. В каркасе скребка закреплена плоская резина, которая соприкасается с полом навозного канала.

Скреперная установка УС-15 работает в возвратно-поступательном режиме. При ходе вперед скребки в одном навозном проходе за счет трения о пол раскрываются на всю ширину канала, захватывают навоз и перемещают его в поперечный навозный канал. Скребки во втором проходе в это время складываются и перемещаются в противоположную сторону вхолостую. После выгрузки навоза одним скрепером происходит реверсирование и цикл повторяется. Установка во время работы не беспокоит животных (скорость рабочих органов 2,4 м/мин), но не дает им лежать в навозном проходе.

Скреперная установка УС-10 по конструкции аналогична УС-15, но имеет большее число скребков. Она предназначена для уборки навоза крупного рогатого скота из поперечных, закрытых решетками навозных каналов.

Для гомогенизации навозной массы используют насос НШ-50, выпускаемый в стационарном и мобильном вариантах. Напор насоса 15 м при подаче $70 \text{ м}^3/\text{ч}$ и глубине забора жидкого навоза до 3 м. При мобильном варианте насос приводится в действие от вала отбора мощности трактора МТЗ, при стационарном варианте – от электродвигателя мощностью 10 кВт. При помощи лебедки 5 заборный орган насоса опускают в навозосборник. Навозная масса через ограждение поступает в измельчитель, где длинностебельные и другие включения измельчаются и шнеком подаются в центробежный насос. По выпускному рукаву навозную массу с колеса центробежного насоса можно снова подавать в навозоприемник, а после перемешивания, при переключении задвижки, навоз по трубам подают для дальнейшей переработки.

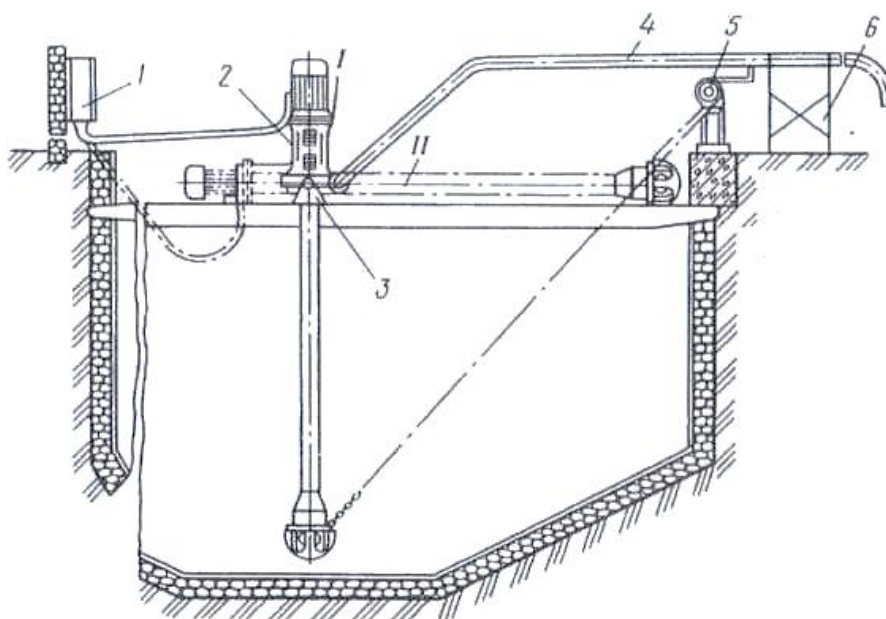


Рис. Канализационный насос НШ-50:

1 – пульт; 2 – насос в сборе; 3 – кронштейн; 4 – трубопровод; 5 – лебедка; 6 – стойка; I – рабочее положение; II – положение для осмотра и ремонта

Животноводческие стоки на жидкую и твердую фракции разделяют в вертикальных и горизонтальных отстойниках, виброгрохотами ГИЛ-32, ГИЛ-52, осадительными и фильтрующими центрифугами, шнековыми прессами, винтовым фильтр-прессом ВПО-20А, а также специальными установками.

Виброгрохот состоит из сетки, закрепленной в наклонной раме с вибратором-возбудителем. Под воздействием вибрации навоз распределяется по сетке, твердые вещества двигаются вдоль сетки и далее транспортером подаются к месту складирования, а жидкая часть стекает в емкость. Влажность твердой фракции зависит от диаметра отверстий сит.

Эффективно применение центрифуг. Метод центрифугирования не требует коагуляции осадков химическими реагентами. Для осадков бытовых сточных вод и навоза можно применять осадительную центрифугу НОГШ-500 со шнековой выгрузкой осадка, выпускаемую серийно.

Для выделения твердой фракции из свиного навоза влажностью более 96,5 % можно применять специальные вертикальные отстойники. Продолжительность отстаивания 2...3 ч, время пребывания осадка в отстойнике не менее 3 ч. Число отстойников должно быть не менее двух.

Электрохимическое разделение жидкого навоза происходит под действием электрохимической коагуляции и электрофлотации. Этот способ применяют для дальнейшего осветления жидкой фракции уже разделенного на фракции навоза путем глубокого выделения мелкодисперсных и коллоидных частиц. Электрокоагулятор состоит из изолированного корпуса прямоугольного сечения, внутри которого параллельно друг другу с интервалом 10 мм расположены пластины-электроды размером 300 x 600 мм. Производительность электрокоагулятора 15 м³/ч, мощность 180 кВт. При обработке жидкости в электрическом поле коллоидные частицы разноименно заряжаются, притягиваются друг к другу и уплотняются, выпадая в осадок.

Термическое обезвоживание жидкого навоза проводят на агрегатах типа АВМ и барабанных сушилках. Высушенный до 10%-й влажности навоз теряет свой неприятный запах, и его можно использовать в качестве кормовых добавок. Недостаток этого метода – большая энергоемкость и загрязнение атмосферы.

Аэробные системы очистки жидкой фракции основаны на действии микроорганизмов, использующих кислород и разлагающих органические вещества на углекислый газ и воду с грязевым остатком. По интенсивности окислительного процесса аэробные системы разделяют на аэробные пруды с естественной аэрацией, аэробные лагуны или биологические пруды с механической аэрацией, окислительные траншеи и аэротенки. Аэрация обеспечивается роторными щеточными или воздушно-турбинными аэраторами. При аэробной обработке навоза применяют железобетонные резервуары глубиной до 4 м с механической или пневматической аэрацией. Технологический процесс может протекать экзотермически, т. е. разлагаемая масса самонагревается, температура ее повышается до 50...70 °С, благодаря чему достигается термическое обеззараживание навоза от яиц гельминтов. Органическое вещество интенсивно разлагается под действием сжатого воздуха.