

TALLINNA POLÜTEHNILISE
INSTITUUDI TOIMETISED

ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО
ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

СЕРИЯ А

№ 298

СБОРНИК СТАТЕЙ
ПО
САНИТАРНОЙ ТЕХНИКЕ
VI



Ср. 6.7

СОДЕРЖАНИЕ

СБОРНИК СТАТЕЙ
ПО
САНИТАРНОЙ ТЕХНИКЕ
VI

8. Ю. Р. Сабаркина, Д. А. Тельяк. Нестационарные процессы в гидродинамике турбулентного течения в трубах. ...

11. А. Т. Каск. Ответственность за качество воздуха в помещениях. ...

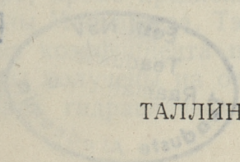
12. А. Т. Каск. Проблема метода измерения скорости воздуха в помещениях. ...

13. К. Р. Хейкк, Д. А. Тельяк. О влиянии движения воздуха на распространение пыли. ...

14. М. П. Жук, А. Т. Каск, Д. А. Тельяк. Влияние скорости движения воздуха на распространение пыли. ...

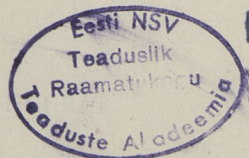
15. К. Р. Хейкк, Д. А. Тельяк. О влиянии движения воздуха на распространение пыли. ...

Ф. 100-42



СОДЕРЖАНИЕ

1. Л. Л. Рохусаар, Л. Л. Пааль. О результатах экспериментального исследования коэффициента продольной диффузии в открытых водотоках.	3
2. А. Я. Кыйв, Х. Я. Лонд, Э. Р. Каар. Исследование защитного действия скорых фильтров	19
3. Х. А. Мельдер. О расчете аэротенков.	31
4. В. А. Сууркаск, Л. Л. Пааль. О процессе турбулентной диффузии в струйной части при впуске вещества загрязнения в водоток	37
5. Л. Л. Пааль. Расчет кислородного режима в водотоке при некоторых элементарных эпюрах впуска сточных вод	49
6. М. К. Юхат. О трансформации дисперсии концентрации пассивной примеси в турбулентном потоке	57
7. Л. К. Леесмент, Х. Ф. Муракас, М. Г. Ханнус, М. К. Юхат. О влиянии продолжительности контакта ингредиентов сточных вод на жизненные условия микроорганизмов	65
8. Ю. Я. Сяэрекынно, Л. А. Тепакс. Исследование реологических и гидравлических свойств морского ила	71
9. А. Я. Кыйв, Э. Р. Каар, О. Х. Кяспер. Исследование одноступенчатой очистки воды оз. Юлемисте	89
10. Г. С. Ерет. Потери давления трению в воздуховодах, перемещающих насыщенный влагой воздух в неизотермических условиях	97
11. А. Г. Каск. Пространственное моделирование территориального распределения стока	103
12. А. Г. Каск. Применение метода скользящего среднего для определения нормы стока рек Эстонской ССР	107
13. Р. В. Платс. О влиянии скорости течения воды на окисление органического вещества	115
14. М. -Л. В. Хяяль, Л. А. Тепакс. Гидравлическое сопротивление в руслах с неоднородной шероховатостью по периметру	121
15. К. Р. Хяяль, Л. А. Тепакс. О гидравлическом сопротивлении при безнапорном движении жидкости в трубах круглого сечения	129



Er. 10042

Л. Л. Рохусаар, Л. Л. Пааль

О РЕЗУЛЬТАТАХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОЙ ДИФФУЗИИ В ОТКРЫТЫХ ВОДОТОКАХ

В комплексе расчетов качества воды и самоочищения водоемов имеет немалое значение продольная турбулентная диффузия вещества загрязнения.

Как известно, продольная турбулентная диффузия консервативного вещества определяется полуэмпирическим уравнением

$$\frac{\partial s}{\partial t} + v \frac{\partial s}{\partial x} - D \frac{\partial^2 s}{\partial x^2} = 0, \quad (1)$$

где s — концентрация показателя загрязнения;

t — время;

v — средняя скорость потока;

x — расстояние от места впуска до рассматриваемого створа;

D — коэффициент продольной диффузии.

Коэффициент D характеризует турбулентность потока и определяет скорость деформации волны загрязнения.

Авторами были уже ранее [1] рассмотрены основные методы определения коэффициента продольной диффузии D в водотоках и на базе экспериментальных данных предложена приближенная эмпирическая формула для определения коэффициента D в условиях малых рек в виде

$$D = 1,5 Bv, \quad (2)$$

где B — ширина потока.

В литературе, кроме предложенной авторами формулы (2), имеются формулы Маккавеева, Тэйлора, Эльдера, Фишера и др. для определения коэффициента продольной диффузии. Однако все эти формулы получены на основе небольшого числа экспериментов в узких гидравлических диапазонах и, в основном

лабораторным путем. Поэтому расхождения в величинах коэффициента D получаются до нескольких тысяч раз. Кроме того, некоторые из этих формул (Маккавеев, Потапов и др.) учитывают диффузию вещества не в продольном, а в поперечном направлении потока.

Для решения вопроса о величине коэффициента D авторы приняли следующие основные направления экспериментального исследования продольной диффузии вещества:

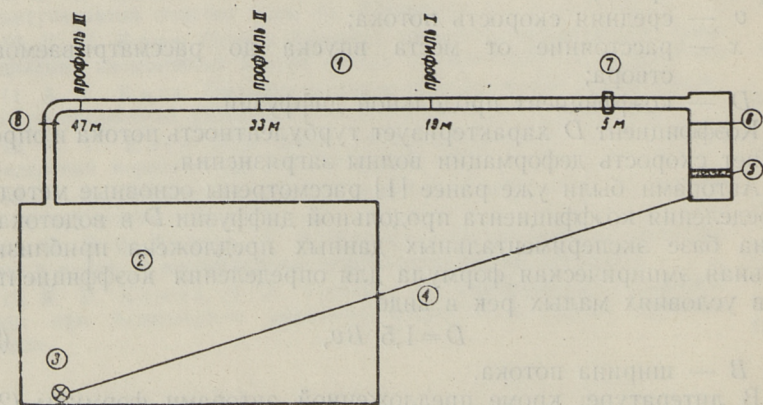
1) провести систематические лабораторные эксперименты в разных гидравлических условиях (средняя скорость потока, шероховатость, глубина и др.);

2) провести обширные экспериментальные определения коэффициента продольной диффузии на естественных водотоках;

3) на базе наших лабораторных и полевых экспериментальных данных и данных других исследователей разработать новые методы определения коэффициента продольной диффузии, исходя из гидравлических параметров потока.

Задачей лабораторных исследований является определение величин коэффициента продольной диффузии при разных условиях сопротивления русла. Анализируются также разные методы определения коэффициента D , исходя из экспериментальных данных.

Лабораторные опыты проводились на экспериментальной базе научно-исследовательской лаборатории санитарной техники Таллинского политехнического института, где был сооружен из железобетонных плит лоток с трапециевидным поперечным



Фиг. 1. Схема экспериментальной установки: 1 — лоток; 2 — бассейн; 3 — насос; 4 — напорный трубопровод; 5 — успокоитель; 6 — измерительный водослив; 7 — створ впуска раствора соли; 8 — регулятор уровня воды

сечением. Длина лотка 55 м, ширина дна лотка 28 см и заложение откосов 1:1. Уклон дна составлял 0,75‰ и был постоянным при всех опытах. Всего было проведено три серии опытов.

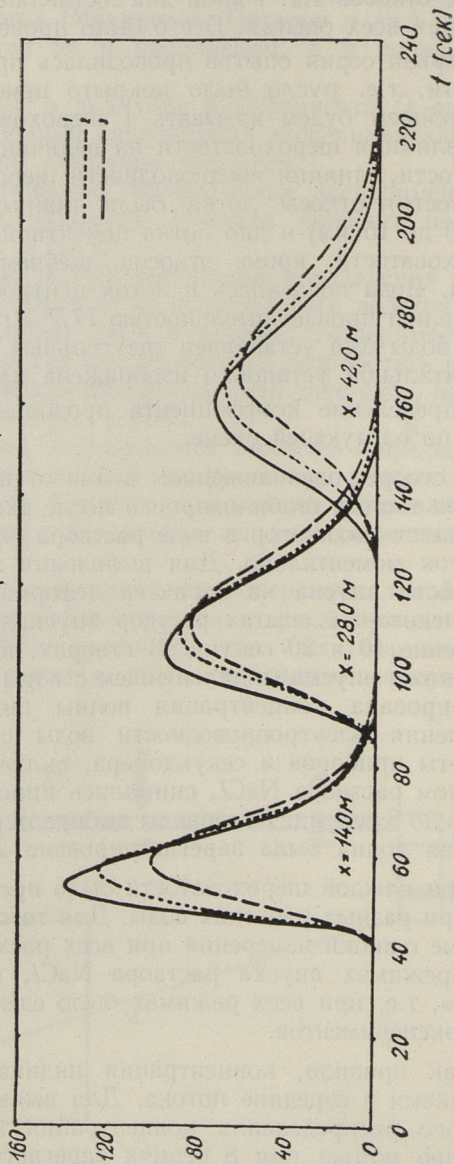
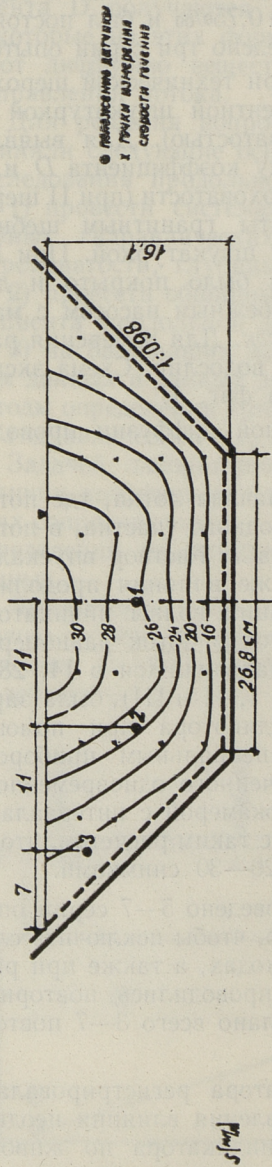
Первая серия опытов проводилась при технической шероховатости, т.е. русло было покрыто цементной штукатуркой (в дальнейшем будем называть I шероховатостью). Для выявления влияния шероховатости на величину коэффициента D и, в частности, влияния неоднородности шероховатости (при II шероховатости), откосы лотка были покрыты гранитным щебнем (от 10 до 15 мм) и дно лотка цементной штукатуркой. При III шероховатости, кроме откосов, щебнем было покрыто и дно лотка. Вода подавалась в лоток центробежным насосом с максимальной производительностью 17,2 л/сек. Для измерения расхода воды был установлен треугольный водослив. Схема экспериментальной установки изображена на фиг. 1.

Определение коэффициента продольной диффузии проводилось по следующей схеме.

В створе, расположенном в 5 м от начала лотка, где поток был уже почти стабилизирован после входного участка, в поток впускался индикатор в виде раствора NaCl . Раствор впускался в поток моментально. Для выявления же влияния продолжительности впуска на характер деформации волны индикатора при некоторых опытах раствор впускался в поток равномерно в течение 10 и 20 секунд. В створах, находящихся в 14, 28 и 42 м ниже впуска (в дальнейшем створы I, II и III), была зарегистрирована концентрация волны индикатора при помощи измерения электропроводности воды специальным прибором. Отсчеты приборов и секундомера, включенного одновременно с впуском раствора NaCl , снимались кинокамерой с интервалами от 0,5 до 5 секунд. Интервалы выбирали с таким расчетом, чтобы каждая волна была зарегистрирована 20—30 снимками.

При каждой шероховатости было проведено 5—7 серий опытов при разных расходах воды. Для того, чтобы исключить случайные ошибки измерения при всех расходах, а также при разных режимах впуска раствора NaCl , проводились повторные опыты, т.е. при всех режимах было сделано всего 3—7 повторных экспериментов.

Как правило, концентрация индикатора регистрировалась датчиками в середине потока. Для выявления влияния неоднородного распределения концентрации индикатора по живому сечению потока при 8 сериях зарегистрирована концентрация NaCl , кроме оси лотка, еще на расстоянии 5—6 см от берега и в профиле между названными точками. Датчики были погружены на половину глубины потока.



Фиг. 2. Изотахи скоростей и кривые $S=f(t)$ при XX серии лабораторных экспериментов

Для проверки влияния распределения осредненной скорости на величину коэффициента D при всех режимах исследования были также проведены измерения распределения скоростей при помощи микровертушки в 10—30 точках живого сечения потока. На основании полученных данных измерения скоростей составились изотахи распределения скоростей (фиг. 2).

Коэффициент продольной диффузии определялся на основе кривых распределения концентрации индикатора $S=f(t)$ следующими основными методами.

По методу статистики коэффициент D определяется формулой

$$D = \frac{v^2 \Delta \sigma_t^2}{2 \Delta t}, \quad (3)$$

где дисперсия σ_t^2 определяется в виде

$$\sigma_t^2 = \frac{\sum S_i t_i^2}{\sum S_i} - \left(\frac{\sum S_i t_i}{\sum S_i} \right)^2 \quad (4)$$

Время добегания Δt и соответствующая средняя скорость потока v определялись по центру тяжести эюр $S=f(t)$.

Коэффициент D по формуле (3) определялся как при мгновенном, так и при длительном впуске индикатора.

По максимальным значениям концентрации при мгновенном впуске индикатора коэффициент D определяется как

$$D = \frac{M^2}{4\pi \omega^2 t S_{\max}^2} \quad (5)$$

где M — вес впускаемого индикатора;

ω — площадь живого сечения потока.

По максимальным значениям при длительном впуске индикатора имеем следующую формулу:

$$\frac{S_{\max}}{S_0} = \frac{1}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{-v\tau}{4\sqrt{D\tau}} \right) - \operatorname{erfc} \left(\frac{v\tau}{4\sqrt{D(\tau-t)}} \right) \right], \quad (6)$$

где S_0 — начальная концентрация индикатора;

τ — продолжительность впуска.

При определении коэффициента D по формуле (5) вес впущенного индикатора находится по эюре $S=f(t)$ как

$$M = \sum S_i \Delta t a, \quad (7)$$

Результаты лабораторных экспериментов
(1967 год)

Серия	Тип шероховатости	Q л/сек см/сек	V см	H см	B см	R см	J 0/00	u_* см/сек	λ	C	n по Агрес- кцию	$\frac{D}{R u_*}$	$\frac{D}{R v}$	$\frac{D}{B v}$
I	I	17,2	42,5	10,6	48,4	7,04	0,75	2,28	0,0229	58,6	0,0127	17,3	0,93	0,135
II	"	13,6	39,1	9,4	46,0	6,43	"	2,17	0,0247	56,4	0,0129	18,9	1,05	0,147
III	"	10,6	36,1	8,2	43,8	5,77	"	2,06	0,0260	54,9	0,0130	20,0	1,14	0,150
IV	"	7,7	31,6	7,0	41,4	5,12	"	1,94	0,0301	51,1	0,0135	22,3	1,36	0,168
V	"	4,0	25,7	4,8	37,2	3,77	"	1,66	0,0335	48,3	0,0136	29,9	1,92	0,195
VI	II	2,6	16,6	5,2	35,1	3,95	0,75	1,70	0,0834	30,6	0,0177	41,7	4,28	0,481
VII	"	4,0	19,0	6,7	38,0	4,82	"	1,88	0,0785	31,6	0,0182	43,7	4,34	0,548
IX	"	7,7	22,2	10,0	44,4	6,57	"	2,19	0,0780	31,7	0,0190	44,4	3,06	0,450
X	"	8,6	22,7	10,7	45,8	6,90	"	2,25	0,0788	31,5	0,0192	27,7	2,75	0,414
XI	"	10,6	23,9	12,1	48,6	7,56	"	2,36	0,0778	31,7	0,0194	26,7	2,63	0,409
XII	"	13,6	26,3	13,6	51,4	8,22	"	2,46	0,0700	33,4	0,0190	27,0	2,53	0,405
XIII	"	17,2	28,5	15,2	54,6	8,95	"	2,56	0,0648	34,8	0,0188	27,2	2,44	0,400
XIV	III	2,6	13,5	5,9	38,4	4,43	0,68	1,72	0,130	24,5	0,0206	205	26,9	0,396
XV	"	4,0	15,4	7,6	41,6	5,41	"	1,90	0,112	25,3	0,0210	28,7	3,54	0,461
XVII	"	7,7	19,0	10,8	48,0	7,07	"	2,17	0,105	27,3	0,0210	24,8	2,83	0,416
XVIII	"	10,6	21,5	12,6	51,4	7,93	"	2,30	0,092	29,2	0,0205	27,1	2,90	0,446
XIX	"	13,6	23,1	14,4	55,0	8,78	"	2,42	0,088	29,8	0,0206	27,1	2,84	0,453
XX	"	17,2	25,1	16,1	58,4	9,52	"	2,52	0,080	31,3	0,0200	23,6	2,37	0,386

где Δt — интервалы времени между ординатами концентраций S_i на кривых $S=f(t)$;

Q — расход.

Анализ полученных данных расчета показал, что результаты, найденные по формулам (3) и (5), хорошо согласуются. Среднее расхождение не превышает $\pm 5\%$. Не наблюдается также систематических расхождений в результатах, которые получены при мгновенном и длительном впуске индикатора.

На основе анализа экспериментальных данных за расчетный коэффициент продольной диффузии принимались величины, полученные измерением концентрации на оси потока между створами I—III.

Результаты лабораторного исследования коэффициента D , а также гидравлические характеристики опытов приведены в таблице 1. При этом динамическая скорость u_* определяется как

$$u_* = \sqrt{gR\tau}, \quad (8)$$

и коэффициент сопротивления формулой

$$\lambda = 8 \left(\frac{u_*}{v} \right)^2 \quad (9)$$

Если лабораторными исследованиями удалось установить закономерность между коэффициентом D и гидравлическими характеристиками русла, то вопрос о моделировании коэффициента продольной диффузии остается открытым. Для этого и был нами проведен также ряд экспериментов на естественных водотоках.

Некоторые результаты полевых исследований коэффициента продольной диффузии, проведенных в 1966 г. на малых реках Эстонской ССР (Лейвайыги, Сооликаоя и Педели), были нами опубликованы в работе [1]. В последнее время авторы проводили полевые эксперименты на реках Вяйке-Эмайыги, Сельге, Навести, Пирита и Кирувере. При этом на реках Сельге, Пирита, Педели и Вяйке-Эмайыги эксперименты проводились на двух отдельных участках. Повторные эксперименты были установлены на реках Пирита и Сельге по 3 раза и на реке Педели — 2 раза. Указанные реки находятся в разных районах республики и различаются между собой по размерам русла и характеру течения. Так, например, расход этих рек находится в диапазоне от 0,016 до 4,4 м³/сек, средняя скорость потока от 0,05 до 0,48 м/сек, ширина потока составляет 1,6—19,0 м и глубина Н 0,12—1,2 м.

На реке Сельге коэффициент D определялся в условиях

весеннего и осеннего половодья, на I участке рек Пирита и Кирувере — в зимних условиях (без ледяного покрова); остальные эксперименты проводились во время летней межени при разной степени растительности.

Гидравлические характеристики рек, степень растительности и результаты определения коэффициента D приведены в табл.2. Коэффициент D в условиях натурального исследования определялся по той же методике, как при лабораторных опытах.

В экспериментах, проведенных в 1966 году на малых реках, в качестве индикатора использовался раствор NaCl; на более крупных реках в 1967 и 1968 гг. применялась флюоресцирующая краска в виде уранина А. В последнем случае кривые $S=f(t)$ были составлены по данным анализа проб, взятых в створах во время прохождения волны индикатора с интервалом от 1 до 10 минут. Анализ проб проводился при помощи флюори-

Результаты полевых

№ п/п	Водоток	Дата эксперимента	Расстояние участка от устья, км	Q , м ³ /сек	V , см/сек	B , м
1	р. Педели I	19/VI 1967	12,6 — 11,0	0,52	18,6	5,4
2	„	„	12,6 — 6,5	0,52	13,8	6,3
3	„	„	11,0 — 6,5	0,52	12,6	6,4
4	р. Педели II	20/VI 1967	6,5 — 5,0	0,55	18,9	5,7
5	„	„	6,5 — 2,85	0,57	16,0	6,8
6	„	„	6,5 — 0,0	0,60	14,3	7,3
7	„	„	2,85 — 0,00	0,63	12,5	7,8
8	р. Сельге I	5/V 1967	30,2 — 28,25	4,4	47,5	8,6
9	„	22/VIII 1967	„	0,52	5,7	8,6
10	„	28/II 1967	„	1,90	22,4	8,5
11	р. Сельге II	22/VIII 1967	24,9 — 23,05	0,93	9,3	10,0
12	р. Вяйке-Эмайыги I	22/VI 1967	48,0 — 46,7	1,47	23,0	10,2
13	„	„	48,0 — 44,7	1,47	21,3	10,5
14	„	„	46,7 — 44,7	1,47	20,2	10,8
15	р. Вяйке-Эмайыги II	„	43,0 — 42,3	1,86	12,3	15,0
16	р. Навести	20/VII 1967	35,0 — 32,5	0,81	5,2	19,0
17	р. Пирита I	27/VII 1967	84,0 — 83,0	0,72	16,6	7,2
18	„	28/VII 1967	„	1,78	23,2	8,0
19	„	22/II 1968	„	0,30	12,7	6,4
20	р. Пирита II	25/VII 1967	82,0 — 80,65	1,75	36,9	6,0
21	„	27/VII 1967	„	0,75	26,4	5,3
22	„	28/VII 1967	„	1,83	37,2	6,1
23	р. Кирувере	20/II 1968	0,19 — 0,0	0,10	20,7	2,5

метра, изготовленного в экспериментальной мастерской Тартуского государственного университета.

Как уже отмечалось выше, в настоящее время отсутствуют надежные зависимости для определения коэффициента продольной диффузии. Поэтому основной целью настоящей статьи является разработка обобщенной методики для расчета коэффициента продольной диффузии, исходя из гидравлических параметров потока.

Принимая за основу законы подобия, нами была получена формула (2) [1], причем коэффициент (1,5) в формуле (2) определялся по данным полевых исследований, проведенных в 1966 году.

Используя экспериментальные данные, приведенные в таблице 2, а также данные экспериментов, проведенных в 1966 году, применение метода наименьших квадратов дает зависимость

Т а б л и ц а 2

экспериментов (1967—1968 гг.)

R , м	J , ‰	λ	C	$\frac{U_*}{\text{сек}}$	Коэфф. шероховатости n (по Агроскину)	Степень растительности, ‰	Извилистость	$\frac{D}{\text{м}^2 \text{сек}}$	$\frac{D}{\bar{R}u_*}$	$\frac{D}{Rv}$	$\frac{D}{Bv}$
0,47	0,22	0,23	18,5	3,15	0,041	∧ 10	1,7	1,00	68,5	11,6	0,99
0,57	0,51	1,20	8,08	5,34	0,081	20	1,7	1,23	40,8	15,7	1,41
0,60	0,61	1,78	6,65	6,00	0,094	20	1,8	1,22	33,9	16,2	1,51
0,48	0,75	0,79	10,0	5,95	0,064	10	1,0	1,50	52,8	16,6	1,39
0,50	0,48	0,74	10,3	4,86	0,064	20	1,1	1,26	51,5	15,7	1,16
0,56	0,47	1,01	8,80	5,08	0,075	10	1,2	1,66	56,0	20,7	1,59
0,61	1,46	1,41	7,47	5,26	0,089	10	1,2	1,92	59,4	25,2	1,97
1,00	0,48	0,17	21,7	6,86	0,046	0	1,9	4,77	69,1	10,0	1,17
0,98	0,55	13,2	2,44	7,32	0,38	90	1,9	0,70	9,9	12,5	1,43
0,92	0,50	0,72	10,5	6,72	0,090	20	1,9	2,56	41,7	12,6	1,35
0,97	0,12	0,99	8,90	3,26	0,110	40	1,1	1,43	44,7	15,9	1,54
0,61	0,34	0,31	16,0	4,50	0,050	10	1,1	4,13	151	29,4	1,76
0,63	0,27	0,30	16,3	4,08	0,050	10	1,2	4,31	167	32,2	1,92
0,65	0,23	0,24	18,2	3,48	0,046	10	1,3	4,34	187	33,1	1,98
0,95	0,080	0,39	14,2	2,71	0,068	10	1,2	2,69	104	23,0	1,46
0,80	0,087	2,02	6,22	2,62	0,123	90	1,0	1,10	55,0	26,4	1,13
0,57	0,28	0,45	13,1	3,96	0,057	20	1,0	1,65	71,7	17,5	1,39
0,86	0,28	0,35	15,0	4,86	0,062	20	1,0	3,52	83,6	17,6	1,89
0,38	0,28	0,52	12,3	3,24	0,051	0	1,0	0,94	78,3	17,6	1,16
0,68	1,15	0,44	13,3	8,70	0,061	∧ 10	1,6	4,60	78,0	19,5	2,07
0,47	1,15	0,61	11,4	7,38	0,059	∧ 10	1,6	1,89	54,4	18,4	1,35
0,71	1,15	0,45	13,0	8,96	0,064	∧ 10	1,6	4,50	70,5	15,2	1,98
0,25	1,00	0,42	13,8	4,74	0,040	0	1,0	0,57	36,2	17,0	1,12

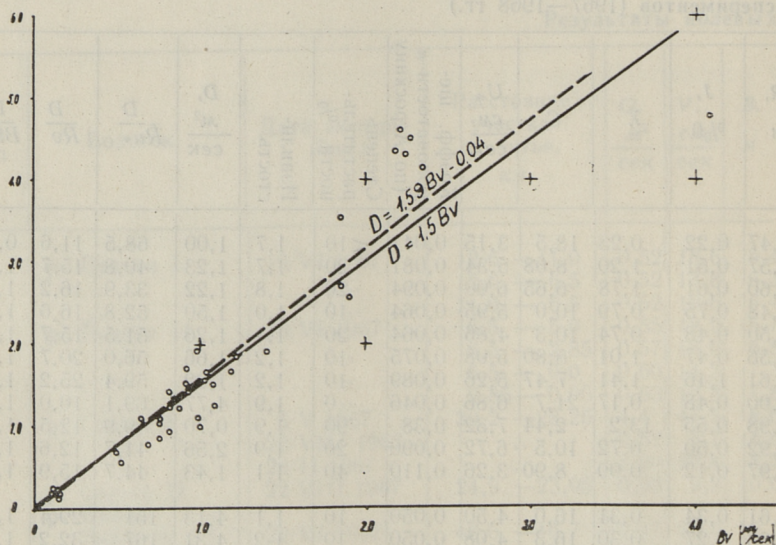
$$D = 1,59 Bv - 0,04 \text{ [м}^2\text{/сек]}. \quad (10)$$

Имея в виду ограниченное число опытных точек (всего 38,) нам кажется, что нет оснований определять коэффициент D с точностью формулы (10). Для практических расчетов формула (2) обеспечивает достаточную точность. Принимая за основу формулу (2) и имеющиеся опытные точки, среднее квадратичное отклонение опытных точек составляет $\sigma = 19,7\%$ и коэффициент корреляции $r_{D, Bv} = 0,94$. На фиг. 3 показана связь между коэффициентом D и фактором Bv .

Если в формуле (2) вместо ширины русла принимать гидравлический радиус, то коэффициент корреляции получается $r_{D, Rv} = 0,83$ и среднее квадратичное отклонение опытных точек в формуле

$$D = 19 Rv \quad (11)$$

составляет $32,1\%$.



Фиг. 3. Зависимость $D = f(Bv)$ при полевых экспериментах автора

Анализ результатов лабораторного исследования величины коэффициента D показывает, что формулу (2) нельзя считать универсальной. Если при полевых экспериментах имеем $\frac{D}{Bv} = 1,5$, то в лабораторных условиях в русле с I шероховатостью получается $\frac{D}{Bv} \approx 0,15$ и при II и III шероховатостях — $\frac{D}{Bv} \approx 0,45$.

Универсальными нельзя также считать формулы типа

$$D = aRu_* \quad (12)$$

Так, например, в формуле Эльдера $a=5,93$, Тэйлора $a=20,2$ и в формуле Шнелле, Такстона и Кренкеля $a=11,9$. Лабораторные опыты авторов дают при I шероховатости $a=21,7$, при II и III шероховатостях $a=29,5$. При полевых экспериментах авторов величина a колеблется в очень больших пределах, т.е. от 9,9 до 152. При некоторых опытах, проведенных зарубежными авторами [4], коэффициент a достигает величины 650.

Хотя формула (12) не дает удовлетворительных результатов, ясно, что коэффициент D в той или иной мере зависит от гидравлического сопротивления русла.

Анализ экспериментальных данных приводит к выводу, что без тщательного изучения сопротивления этих русел, где были проведены эксперименты для исследования коэффициента продольной диффузии D , приходим к неправильным результатам. Наши лабораторные опыты, а также опыты других исследователей были проведены в доквадратичной области сопротивления. Как известно, в доквадратичной области сопротивления открытых русел коэффициент сопротивления зависит не только от числа Рейнольдса, но также от формы поперечного сечения и типа шероховатости.

В целях получения расчетной зависимости для определения коэффициента продольной диффузии исходим из модели сопротивления круглых труб. При такой модели исключено влияние формы поперечного сечения и остается только различие сопротивления в доквадратичной и квадратичной областях сопротивления.

Предположим, что величина виртуальной вязкости на стенке или в пристенной области в первом приближении пропорциональна среднему по живому сечению коэффициенту виртуальной вязкости. С другой стороны, коэффициент виртуальной вязкости ε в турбулентном потоке по предложению Буссинеска определяется выражением

$$\overline{u'_x u'_z} = \varepsilon \frac{d\overline{u_x}}{dz}, \quad (13)$$

где u'_x и u'_z — пульсационные компоненты скорости;

$\overline{u_x}$ — усредненная во времени скорость течения.

Коэффициент D , входящий в полуэмпирическое уравнение диффузии, в свою очередь определяется в виде

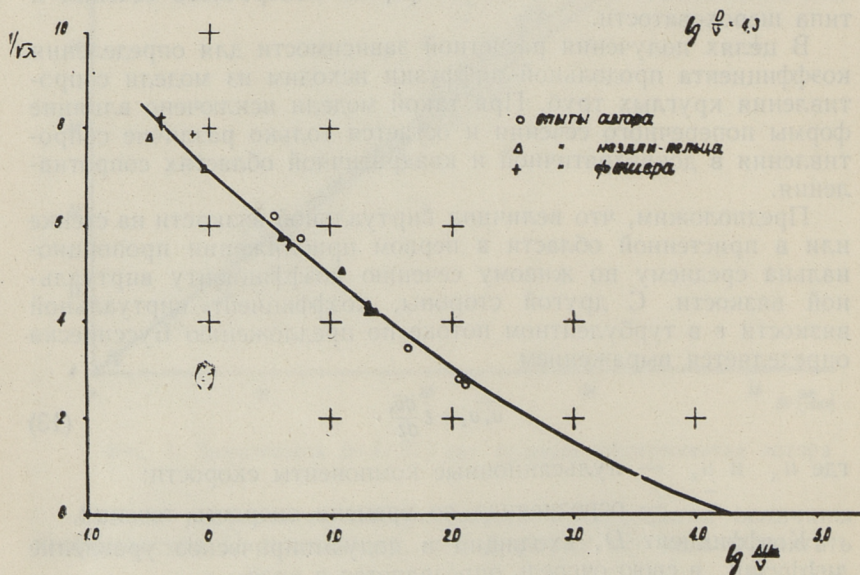
$$-\overline{s u'_z} = D \frac{d\overline{s}}{dx} \quad (14)$$

Обе формулы (13) и (14) по своей структуре одинаковы. Разница заключается только в том, что в формулу (13) входит двойная корреляция пульсационных компонентов скоростей, а в формулу (14) — двойная корреляция пульсационного компонента концентрации и компонента пульсационной скорости. Поэтому можно полагать, что оба коэффициента ε и D одинаковы по структуре и могут быть пропорциональны по величине. Это предположение основывается на том, что коэффициент виртуальной вязкости, как и коэффициент турбулентной диффузии, по своей сущности определяет размер и интенсивность вихревых масс в потоке.

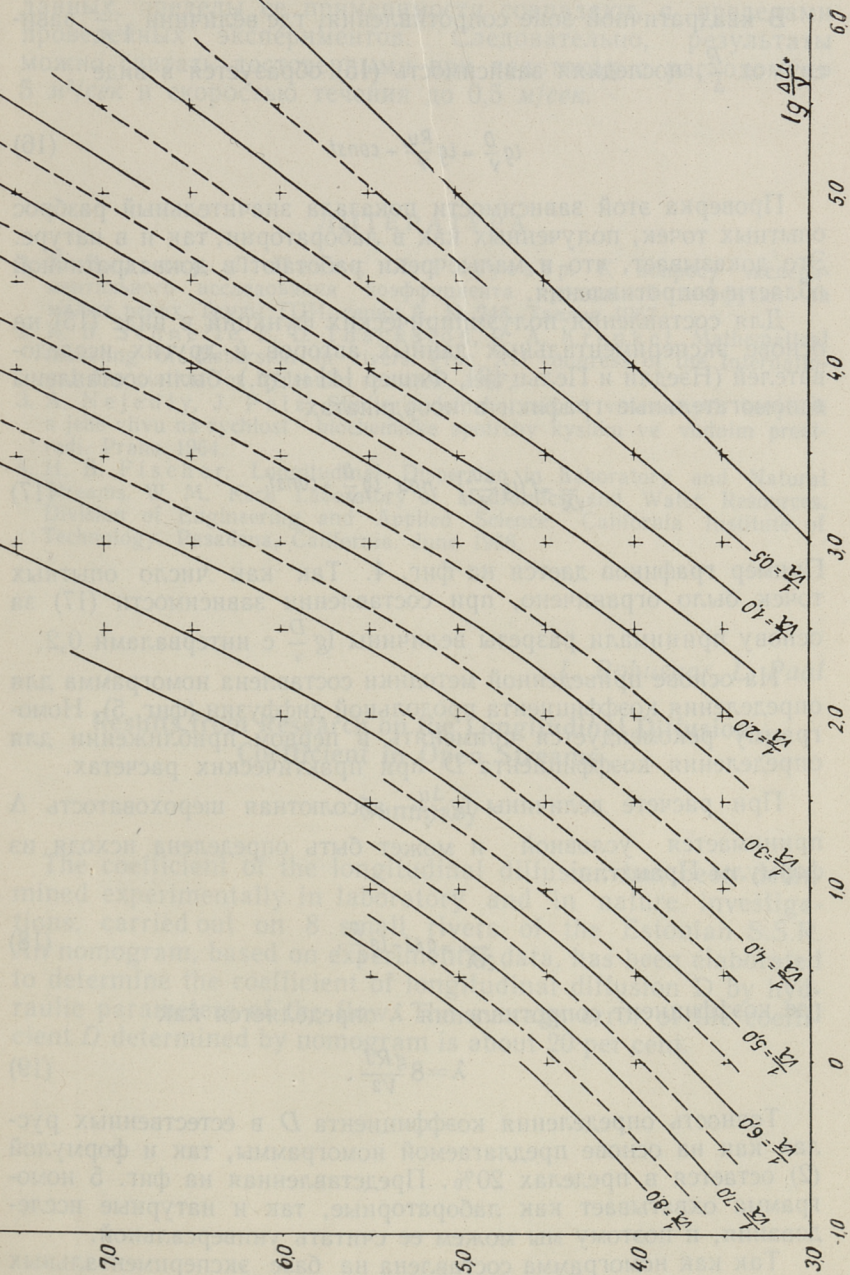
Исходя из вышеприведенного и учитывая, что течение при всех опытах происходит в докватратичной области сопротивления, авторы предлагают искать полуэмпирическую функцию для определения коэффициента D в виде

$$\lg \frac{D}{\nu} = f\left(\lg \frac{\Delta u_*}{\nu}\right) \text{ при } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \text{const.}, \quad (15)$$

где ν — коэффициент кинематической вязкости;
 Δ — абсолютная шероховатость русла.



Фиг. 4. Зависимость $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = f\left(\lg \frac{\Delta u_*}{\nu}\right)$ при $\lg \frac{D}{\nu} = 4.3$.



Фиг. 5. Номограмма для определения коэффициента продольной диффузии

В квадратичной зоне сопротивления, где величина $\frac{1}{\sqrt{\lambda}}$ зависит от $\frac{R}{\Delta}$, последняя зависимость (15) образуется в виде

$$\lg \frac{D}{v} = \lg \frac{Ru_*}{v} + const \quad (16)$$

Проверка этой зависимости показала значительный разброс опытных точек, полученных как в лаборатории, так и в природе. Это доказывает, что и малые реки работают в доквадратичной области сопротивления.

Для составления полуэмпирических функций в виде (15) на основе экспериментальных данных авторов и других исследователей (Нэдли и Пельц [3], Фишер [4] и др.) были составлены вспомогательные графики в координатах

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = f\left(\lg \frac{\Delta u_*}{v}\right) \quad \text{при} \quad \lg \frac{D}{v} = const. \quad (17)$$

Пример графиков дается на фиг. 4. Так как число опытных точек было ограничено, при составлении зависимости (17) за основу принимали разрезы величины $\lg \frac{D}{v}$ с интервалами 0,2.

На основе приведенной методики составлена номограмма для определения коэффициента продольной диффузии (фиг. 5). Номограмму рекомендуется применять в первом приближении для определения коэффициента D при практических расчетах.

При расчете величины $\lg \frac{\Delta u_*}{v}$ абсолютная шероховатость Δ принимается условной и может быть определена исходя из формулы Прандтля

$$\frac{1}{2\sqrt{\lambda}} = 0,65 + \lg \frac{R}{\Delta} \quad (18)$$

где коэффициент сопротивления λ определяется как

$$\lambda = 8 \frac{gR^2}{V^2} \quad (19)$$

Точность определения коэффициента D в естественных руслах как на основе предлагаемой номограммы, так и формулой (2) остается в пределах 20%. Представленная на фиг. 5 номограмма охватывает как лабораторные, так и натурные исследования, и поэтому мы можем ее считать универсальной.

Так как номограмма составлена на базе экспериментальных

данных, пределы ее применимости совпадают с пределами проведенных экспериментов. Следовательно, результаты можно считать достоверными при водотоках с расходом до $5 \text{ м}^3/\text{сек}$ и скоростью течения до $0,5 \text{ м}/\text{сек}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Х. Вельнер, Л. Пааль, Л. Рохусаар. К вопросу экспериментального исследования коэффициента продольной диффузии на малых реках. Труды ТПИ, серия А, № 248, Таллин 1967.
2. K. B. Schnelle, E. L. Thackston, P. A. Krenkel. Mathematical modeling of dispersion in rivers. Proc. XII congress of the International Association for hydraulic research. 1967.
3. A. Nejedly, J. Pelz. Studie podelneho miseni votevrenych korytech a jehe vlivu na rychlost biochemicke spotreby kysliku ve vodnim prostredi. Praha 1964.
4. H. B. Fischer. Longitudinal Dispersion in Laboratory and Natural Streams. W. M. Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources. Division of Engineering and Applied Science. California Institute of Technology. Pasadena, California. June 1966.

L. Rohusaar, L. Paal

Results from Research on the Longitudinal Diffusion Coefficient in Open Streams

Summary

The coefficient of the longitudinal diffusion has been determined experimentally in laboratory and in nature investigations, carried out on 8 small rivers of the Estonian S.S.R. An nomogram, based on experimental data, has been elaborated to determine the coefficient of longitudinal diffusion D by hydraulic parameters of the flow. The average error of the coefficient D determined by nomogram is about 20 per cent.

УДК 628. 067. 1

А. Я. Кыйв, Х. Я. Лонд, Э. Р. Каар

ИССЛЕДОВАНИЕ ЗАЩИТНОГО ДЕЙСТВИЯ СКОРЫХ ФИЛЬТРОВ

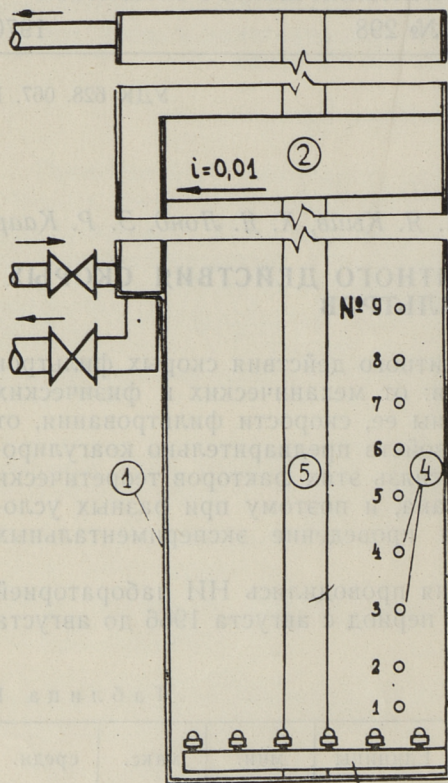
Продолжительность защитного действия скорых фильтров зависит от многих факторов: от механических и физических свойств загрузки, от толщины ее, скорости фильтрования, от химических и физических свойств предварительно коагулированной воды и т. д. Взаимосвязь этих факторов теоретически еще недостаточно разработана, и поэтому при разных условиях фильтрации требуется проведение экспериментальных исследований.

Опыты такого назначения проводились НИ лабораторией санитарной техники ТПИ в период с августа 1966 до августа

Т а б л и ц а 1

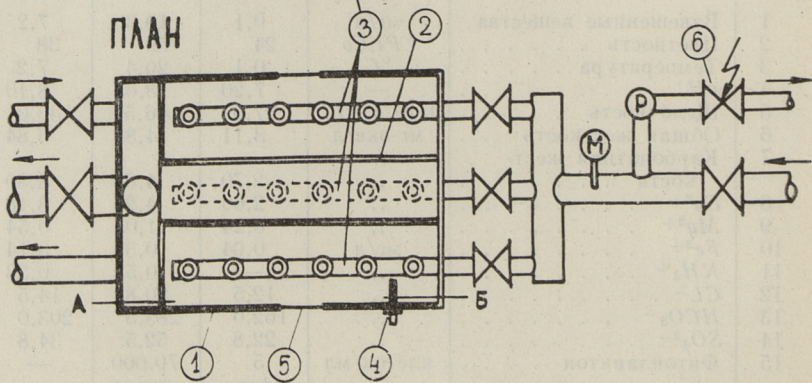
№	Показатель	Единицы	мин.	макс.	средн.
1	Взвешенные вещества	мг/л	0,1	19,3	7,2
2	Цветность	°Pt;Co	24	59	38
3	Температура	°C	0,1	20,4	7,2
4	pH	—	7,20	8,65	8,10
5	Щелочность	1/10 н. HCl	27,0	46,5	33,0
6	Общая жесткость . . .	мг-экв/л	3,11	4,84	3,84
7	Карбонатная жест-				
	кость	„	2,70	4,65	3,30
8	Ca ²⁺	„	2,60	4,24	3,18
9	Mg ²⁺	„	0,24	1,03	0,54
10	Fe ³⁺	мг/л	0,04	0,35	0,14
11	NH ₄ ⁺	„	(—)	0,58	0,23
12	CL ⁻	„	12,5	20,8	14,5
13	HCO ₃ ⁻	„	162,0	283,5	203,0
14	SO ₄ ²⁻	„	22,8	52,5	34,8
15	Фитопланктон	клеток/мл	5	70.000	—
			(февраль 1967)	(июль 1966)	

РАЗРЕЗ ПО А-Б



- ① КОРПУС ФИЛЬТРА
- ② ЖЕЛОБА
- ③ ДРЕНАЖНЫЕ ТРУБЫ
- ④ ПЬЕЗОМЕТРЫ
- ⑤ ОКНО
- ⑥ ЗАДВИЖКА С ЭЛ. ПРИВОДОМ
- М МАНОМЕТР
- Р РОТАМЕТР

ПЛАН



Фиг. 1. Схема опытного фильтра

Таблица 2

№ п.п.	Загрузка	d_3 (мм)	$K = \frac{d_{80}}{d_{10}}$	m_0
1	Кварцевый песок	0,82	1,80	0,40
2	„ „	1,06	1,63	0,42
3	„ „	1,23	1,78	0,42
4	Гранулированный актив- ный уголь	1,60	1,54	0,70
5	Антрацит	1,02	1,66	0,46

1967 года на Таллинской водоочистной станции. Исследовалось защитное действие скорых фильтров при двухступенчатой схеме (осветлители со взвешенным осадком и скорые фильтры) очистки воды.

В качестве воды использовали хлорированную, коагулированную и осветленную в производственном процессе воду озера Юлемисте. Основные физико-химические показатели воды озера Юлемисте в 1966—1967 гг. приведены в таблице 1. В зависимости от круглогодичного изменения характера воды колебались и дозы реагентов: хлора (Cl_2) 1,9—5,7 мг/л, коагулянта (Al_2O_3) 12—26 мг/л, полиакриламида (ПАА) 1,1—2,2 мг/л.

Опыты осуществлялись на двух полупроизводительных скорых фильтрах площадью, равной $0,45 \text{ м}^2$ (фиг. 1). Основные показатели загрузочных материалов — кварцевого песка, гранулированного активного угля АГ-3 и антрацита (эквивалентный диаметр d_3 , коэффициент неоднородности K и начальная пористость m_0) — приведены в таблице 2.

В зависимости от компонентов загрузки можно опыты разделить на серии (табл. 3):

Таблица 3

Характер загрузки	Серия №	Опыт №	Компоненты загрузки
Двухслойная	I	1—16	песок ($d_3=0,82$) 60 см + уголь 40 см
	II	17—20	„ „ 70 см + уголь 30 см
	III	21—24	„ „ 80 см + уголь 20 см
	IV	25—30	„ „ 50 см + антрацит 50 см
Крупнозернистая	V	31—37	песок ($d_3=1,06$) 200 см
	VI	38—46	„ „ 200 см + уголь 20 см
	VII	47—54	песок ($d_3=1,23$) 200 см
	VIII	55—58	„ „ 200 см + уголь 40 см

Таблица 4

Серия №	Опыт №	Дата	t°		v	t _н		t _з	C ₀		C		t ₀ ; H		Грязе-емкость M	
			°C	м/час		час	час		ВВ	ОП	ВВ	ОП	см	кг/м ²	кг/м ³	
I	1	17-18 X 66	6,3	6	28,0	> t _н	7,8	—	—	0,3	—	—	21-254	1,26	1,26	
	2	24-25 X 66	8,1	6	34,0	„	3,8	—	—	0,2	—	—	19-248	0,74	0,74	
	5	19 X 66	7,0	8	22,0	„	3,2	—	—	0,2	—	—	34-219	0,53	0,53	
	6	26 X 66	7,0	8	20,0	„	5,2	—	—	0,5	—	—	26-222	0,66	0,66	
	10	20-21 X 66	7,8	10	16,0	> t _н	3,8	—	—	0,1	—	—	40-195	0,59	0,59	
	11	27 X 66	6,3	10	16,0	„	4,9	—	—	0,5	—	—	34-179	0,60	0,60	
	14	21 X 66	8,2	12	10,0	> t _н	4,7	—	—	0,3	—	—	37-149	0,53	0,53	
	15	28 X 66	5,3	12	7,0	„	7,4	—	—	1,0	—	—	51-149	0,42	0,42	
	II	17	25-27 IV 67	6,3	6	52,0	19,5	6,0	0,083	0,6	0,011	—	—	22-258	0,63	0,63
	III	21	07-08 VI 67	14,7	6	26,0	> t _н	6,7	0,061	0,6	0,013	—	—	22-269	0,95	0,95
		22	12 VI 67	13,8	8	16,0	„	4,3	0,047	0,0	0,010	—	—	34-247	0,55	0,55
		23	13 VI 67	12,5	10	11,0	„	5,6	0,045	0,5	0,008	—	—	37-215	0,56	0,56
		24	14 VI 67	12,5	12	7,5	„	6,9	0,063	0,2	0,011	—	—	50-210	0,60	0,60
	IV	26	31 VII 67	20,4	6	14,0	„	8,0	0,061	0,9	0,016	—	—	20-260	0,60	0,60
		28	01 VIII 67	20,6	8	10,5	„	8,0	0,070	0,6	0,019	—	—	35-214	0,62	0,62
29		24 VII 67	19,8	10	7,0	„	7,5	0,075	0,6	0,006	—	—	35-214	0,50	0,50	
30		25 VII 67	19,6	12	5,5	„	7,5	0,077	1,5	0,026	—	—	34-191	0,40	0,40	
V	32	19-20 IX 66	10,8	8	24,0	> t _н	2,2	—	0,3	—	—	—	42-308	0,36	0,36	
	34	13 IX 66	12,2	10	20,5	„	2,7	—	0,2	—	—	—	46-321	0,50	0,25	
	37	15-16 IX 66	12,0	12	16,0	„	3,2	—	0,3	—	—	—	56-199	0,56	0,28	

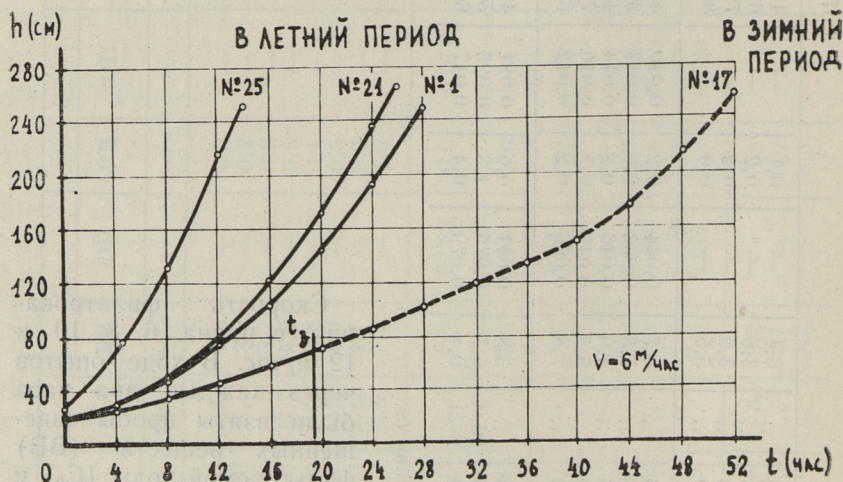
VI	38	17-18 X 66	5,5	6	40,0	6,4	—	0,1	—	47-347	1,51	0,69
	40	19-20 X 66	6,8	8	33,8	3,6	—	0,2	—	62-358	0,92	0,42
	42	20-21 X 66	6,5	10	23,3	3,9	—	0,2	—	79-356	0,86	0,39
	44	21-22 X 66	7,2	12	17,0	5,5	—	0,0	—	82-331	1,12	0,51
VII	47	16-17 V 67	12,1	6	46,0	4,7	0,044	0,2	0,010	43-344	1,24	0,62
	51	07-08 VI 67	14,8	6	37,5	7,5	0,063	0,6	0,013	39-390	1,46	0,73
	52	12-13 VI 67	13,7	8	20,5	4,0	0,046	0,2	0,014	47-350	0,61	0,30
	53	13-14 VI 67	12,5	10	14,0	5,5	0,047	0,3	0,010	72-373	0,73	0,37
	54	14 VI 67	12,5	12	12,0	7,8	0,066	0,2	0,012	68-279	1,09	0,54
VIII	55	20-21 VII 67	20,0	6	45,0	5,8	0,041	0,6	0,021	42-348	1,40	0,59
	57	24-25 VII 67	20,0	8	28,8	6,7	0,075	1,3	0,025	54-376	1,12	0,47
	58	29 VII 67	20,5	10	15,0	9,8	0,079	0,4	0,017	66-352	1,41	0,59

Примечание: Значения M , C_0 и C приведены в течение t_3

Скорость фильтрования v равна 6, 8, 10 и 12 м/час. В ходе опытов через каждые два часа были взяты пробы взвешенных веществ (ВВ) фильтруемой воды (C_0) и фильтрата (C). В опытах, проведенных в 1967 году, определялась также оптическая плотность (ОП) при $\lambda = \mu\text{m}$ (фотоэлектрическим нефелометром-колориметром ФЭКН-57). Через каждые 4 часа определяли ОП проб воды промежуточных слоев, потери напора и температуру воды. Для сравнения опытов между собой вычисляли средние значения опытных данных (C_0 ; C ; t° и т. д.).

В таблице 4 приведены основные средние показатели характерных опытов всех серий.

Материал зерен	$\alpha\phi$
Кварцевый песок ($d_s = 0,82$)	1,50
Антрацит	2,50
Гранулированный активный уголь	6,50



Фиг. 2. Прирост потерь напора:

- № 1 песок 60 + уголь 40 см ($C_0 = 7,8 \text{ мг/л}$);
- № 17 песок 70 + уголь 30 см ($C_0 = 6,0 \text{ мг/л}$);
- № 21 песок 80 + уголь 20 см ($C_0 = 6,7 \text{ мг/л}$);
- № 25 песок 50 + антрацит 50 см ($C_0 = 9,1 \text{ мг/л}$)

На основе начальных потерь напора проверили значения коэффициента формы $\alpha\phi$ различных материалов загрузки. Полученные средние значения приведены в таблице 5.

В старых фильтрах Таллинской водоочистной станции можно применять загрузку высотой до 1,0 м. Для увеличения грязеемкости таких фильтров были проведены исследования двухслойных загрузок (серии I—IV).

На фиг. 2 изображены графики прироста потерь напора в зависимости от времени $h=f(t)$ при разных загрузках двухслойного фильтра ($v=6 \text{ м/час}$). При применении антрацита продолжительность рабочего цикла (по сравнению с остальными загрузками) меньше. Причина заключается в расслоении антрацита при промывке фильтров, что подтверждается и ситовыми анализами различных слоев антрацита (табл. 6).

Таблица 6

Калибр сита, мм	Новый антрацит, %	Использованный антрацит ($x=50$ см)		
		нижний слой 5 см, %	средний слой 5 см, %	верхний слой 5 см, %
2,0 — 3,0	3,3	14,5	8,2	0,1
1,0 — 2,0	27,2	41,6	31,2	0,3
1,2 — 1,2	26,5	21,5	28,5	1,2
0,8 — 1,0	29,1	16,3	26,0	25,0
0,5 — 0,8	12,7	5,4	5,5	59,8
0,25 — 0,5	1,1	0,6	0,6	13,2
> 0,25	0,1	0,1	—	0,4
Всего	100,0	100,0	100,0	100,0

Расслоение антрацита вызывает большое сопротивление и быстрое насыщение поверхностного слоя. Желательно предварительное фракционирование или удаление верхнего слоя антрацита после первых промывок, но это вызывает большие потери антрацита и дополнительные затраты труда.

Для повышения грязеемкости фильтров удобнее применять слой гранулированного активного угля. Для определения высоты слоя угля сопоставляем опыты с загрузками: песок 60+уголь 40 см и песок 80+уголь 20 см. В первом случае (фиг. 2) продолжительность рабочего цикла на несколько часов длиннее, но при значении $C_0 > 5$ мг/л и $v \geq 8$ м/час (см. табл. 4) качество фильтрата ухудшается перед достижением предельной потери напора ($t_3 < t_n$). Следовательно, при скоростях фильтрации $v \geq 8$ м/час следует применить загрузку: песок 80+уголь 20 см (по стоимости она тоже дешевле).

Исследование удельного объема осадка Δm приводит к выводу, что при фильтрации желательно применение меньших скоростей фильтрования ($v < 7$ м/час). На основании теоретических формул

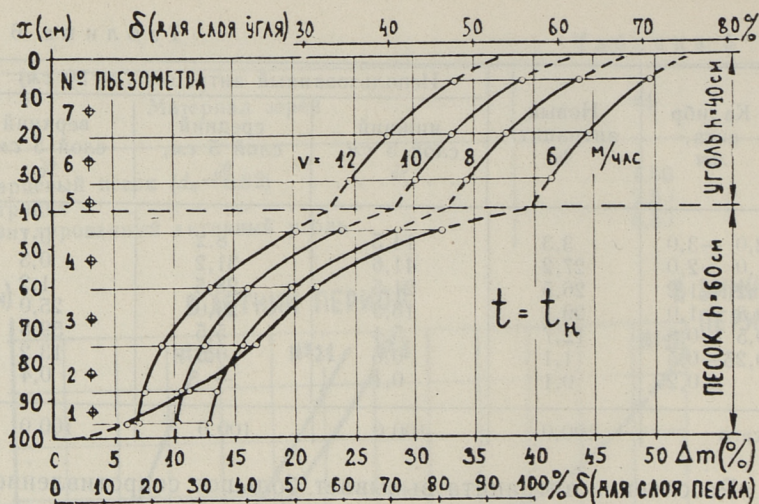
$$i = i_0 \left(\frac{m_0}{m} \right)^3, \quad (1)$$

где i_0 , m_0 — гидравлический уклон и пористость слоя в начальный момент фильтрации;

i , m — те же самые показатели в момент времени t

$$и \quad m = m_0 - \Delta m, \quad (2)$$

составили графики $\Delta m = f(x, v)$. На фигуре 3 приведена такая зависимость для загрузки: песок 60+уголь 40 см — в конце опыта (скорости фильтрации $v = 6, 8, 10$ и 12 м/час). Очевидно,



Фиг. 3. Насыщение загрузки (песок 60 уголь 40 см) в конце опыта

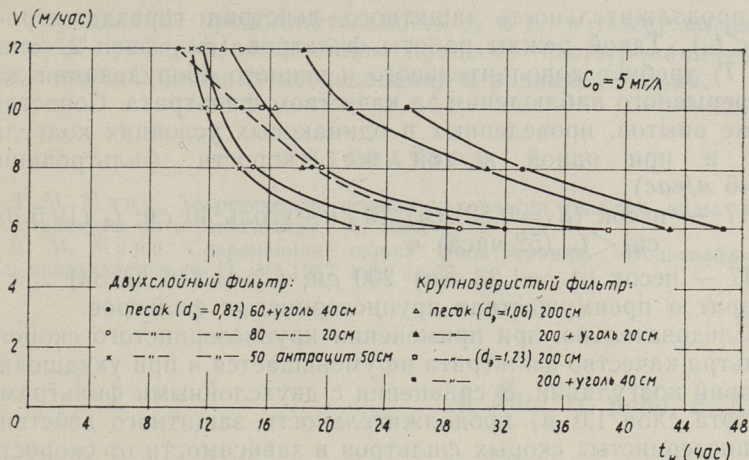
наилучшей скоростью фильтрации является $v=6$ м/час, при которой в конце опыта наблюдается наибольший суммарный удельный объем осадка. В то же время загрязнение нижних слоев загрузки весьма незначительное, что обеспечивает хорошее качество фильтрата в течение всего опыта. Аналогичная связь действует при насыщенности порового пространства осевшими частицами в рыхлом теле, что есть $\delta=f(x, v)$,

где
$$\delta = \frac{\Delta m}{m_0} \quad (3)$$

На фиг. 4 приведены зависимости $t_n = f(v)$ для разных загрузок при значении $C_0=5$ мг/л.

При загрузке: песок 60+уголь 40 см (изображено пунктирной линией) при $v>8$ м/час замечается отклонение от общего направления остальных линий. Это объясняется тем, что опыты I серии были выполнены с недостаточным количеством щелевых колпачков в дренажной системе (23 шт/м², необходимое количество 40—50 шт/м²). Таким образом повышалось местное сопротивление, уменьшался предел использованной потери напора и уменьшалась продолжительность фильтроцикла.

Для увеличения грязеемкости, продолжительности рабочего цикла и скорости фильтрования исследовали крупнозернистые фильтры с повышенной высотой слоя загрузки ($x=200$ см, серии V и VII). Из промежуточных слоев были взяты пробы воды, которые показали, что при $d_э=1,06$ мм нижние слои загрузки остаются неиспользованными. Чтобы



Фиг. 4. Продолжительность рабочего цикла при разных нагрузках: (двухслойный фильтр и крупнозернистый фильтр)

устранить это, эквивалентный диаметр песка довели до $d_s = 1,23 \text{ мм}$. Определенной разницы между продолжительностью рабочих циклов с разными значениями d_s , как показывает фиг. 4, не наблюдается. Но при добавлении слоя угля в 20 см (серия VI) продолжительность фильтроцикла, в зависимости от скорости фильтрования, увеличилась на 20—40%. Применение слоя угля устраняло также возникновение комков на поверхности песка. Дальнейшее увеличение толщины слоя угля до 40 см (серия VIII) такого эффекта больше не вызывало (t_w увеличивалось до 10%). Необходимо учитывать также большую стоимость гранулированного активного угля. Оптимальной является, следовательно, нагрузка: песок ($d_s = 1,23 \text{ мм}$) 200 см + уголь 20 см.

Проведенные нами опыты можно подразделить на две группы:

- 1) опыты при нормальной коагуляции (с июня до октября) и
- 2) опыты при неудовлетворительной коагуляции (с ноября до мая).

До сих пор мы рассматривали опыты, относящиеся к первой группе; опыты II серии (песок 70 + уголь 30 см) и часть опытов VII серии относятся ко второй группе.

Ухудшение коагуляции обусловлено, в основном, понижением температуры воды. Образованные в осветлителе частицы взвеси изменяются по характеру и размерам, накопление их скорым фильтром также ухудшается. Продолжительность рабочего цикла скорых фильтров возрастает в несколько раз,

но продолжительность защитного действия гораздо короче ($t_3 < t_n$). Такой режим работы фильтров (см. фиг. 2, опыт № 17) требует дополнительного и ценного оборудования для непрерывного наблюдения за качеством фильтрата. Сопоставление опытов, проведенных в одинаковых условиях коагуляции и при одной и той же скорости фильтрования ($v=6$ м/час):

№ 17 — песок ($d_s=0,82$ мм) 70 см + уголь 30 см; t_3 (19,5 часа) $< t_n$ (52 часа) и

№ 47 — песок ($d_s=1,23$ мм) 200 см; $t_3 > t_n$ (46 часов)

говорит о преимуществах крупнозернистых фильтров.

Следовательно, при применении крупнозернистого скорого фильтра качество фильтрата не уменьшается и при ухудшении условий коагуляции. В сравнении с двухслойными фильтрами (высота слоя 1,0 м) продолжительность защитного действия крупнозернистых скорых фильтров в зависимости от скорости фильтрования увеличивается на 1,5—2 раза.

Была исследована также кинетика фильтрации при помощи проб воды из промежуточных слоев. Проф. Д. М. Минц [1, 2] советует определять параметры фильтрации a и b (для одной определенной фильтруемой воды) опытным фильтрованием. Путем расчета можно определить эталонные их значения (при $d_s=1$ мм и $v=10$ м/час) или значения для скорости фильтрации v и эквивалентного диаметра зерен загрузки d_s , применяемые в производственном процессе очистки воды.

Продолжительность защитного действия определяется тогда формулой

$$t_3 = \frac{1}{K} \cdot \frac{b}{a} \left(x - \frac{X_0}{b} \right), \quad (4)$$

где x — толщина слоя загрузки;

K и X_0 — константы, значения которых зависят от требуемого эффекта осветления C/C_0 (принимаются по таблице).

В работе водоочистных станций применение такого метода расчета затруднено вследствие постоянного изменения свойств исходной воды и факторов, влияющих на ход фильтрации как в течение опыта, так и круглогодично. Значения параметров a и b для осветленной воды озера Юлемисте в настоящей статье не приведены, так как их значения, перерассчитанные на эталонные, колеблются в больших пределах. Для определения продолжительности защитного действия при исследуемых нагрузках вполне подходит график на фиг. 4 для значений $C_0=5$ мг/л (расчетное количество взвешенных частиц осветлителей со взвешенным осадком Таллинской водоочистной станции 5—7 мг/л).

Определение продолжительности t_3 и t_n , а также их взаимосвязь при производственном процессе фильтрования требуют еще дальнейших исследований и развития теории.

ЛИТЕРАТУРА

1. Д. М. Минц. Теоретические основы технологии очистки воды. Изд. литературы по строительству, М. 1964.
2. Д. М. Минц. Современная теория фильтрования. «Водоснабжение и канализация» № 11, М. 1967, стр. 3—27.

A. Kõiv, H. Lond, E. Kaar

Research on Guard Action of Rapid Filters

Summary

In this article the results of research on different rapid filter beds (silica sand, carbon and anthracite) with different grain sizes and different height are presented. The water subjected to filtration was chlorinated, coagulated, flocculated and precipitated in the production process. It is recommended to use the coarse-grained filter bed as it does not reduce the quality of filtrate even if the coagulation conditions are worsened; duration of guard action, compared with ordinary twolayer filters, is doubled.

Х. А. Мельдер

О РАСЧЕТЕ АЭРОТЕНКОВ

Экономичность аэротенков в строительном и эксплуатационном отношении во многом зависит от способа их расчета.

К настоящему времени известно много методов расчета аэротенков, которые находят применение в разных странах.

У нас, в Советском Союзе, согласно действующим Строительным нормам и правилам (СНиП П-Г. 6-62) расчет аэротенков-вытеснителей для очистки бытовых сточных вод производится по известной формуле К. Н. Королькова, предложенной еще в тридцатых годах и основанной на определенных допущениях.

Расход воздуха на аэрацию при полной биохимической очистке согласно этой формуле определяется следующим образом.

$$D = \frac{2a}{KH} (\text{м}^3/\text{м}^3 \text{ сточной жидкости}),$$

где a — БПК₂₀ поступающей сточной жидкости в мг/л;

K — коэффициент использования воздуха принимается равным 12 г/м⁴ для пористых пластин и 6 г/м⁴ для дырчатых труб;

H — рабочая глубина аэротенков, в м.

Выполненное в свое время И. С. Постниковым [1] сравнение результатов расчета аэротенков по разным методам с эксплуатационными показателями выявило, что формула К. Н. Королькова дает несколько заниженные значения производительности (особенно при концентрациях жидкости по БПК₅ < 200 мг/л).

На неточность формулы Королькова указывал также С. В. Яковлев [2], отмечая, что константа K фактически не является постоянной величиной.

Как известно, коэффициент использования воздуха K был принят зависящим только от типа аэратора, а его величина определена лишь для пористых пластин и дырчатых труб. Проведенный в последнее время анализ эксплуатационных данных ряда отечественных станций аэрации показал [3], что перенос кислорода зависит не только от типа аэратора, но и от физико-химических и гидродинамических факторов процесса и, следовательно, не может вообще служить расчетным параметром.

Установлено, что наиболее приемлемым критерием оценки аэрационной системы является величина окислительной способности (ОС), характеризующая скорость переноса кислорода в жидкую фазу. Эта величина находит уже применение как за рубежом, так и у нас для расчета некоторых типов аэрационных сооружений (аэротенки с низконапорными, турбинными, механическими аэраторами и т. д.). Из социалистических стран расчет аэротенков по окислительной способности производится в ГДР, Польше и Чехословакии [4].

СНиП'ом установлена величина расчетного дефицита кислорода d при полной биохимической очистке в формуле К. Н. Королькова, равная 0,5. Специальные исследования, однако, показали, что скорость биохимических реакций в аэротенке не увеличивается с ростом концентрации растворенного кислорода сверх $1,5 \div 2,0$ мг/л, и поддержание низкого дефицита кислорода ведет к необоснованному перерасходу электроэнергии. Следует также отметить, что применяемые воздуходувки имеют к. п. д. не более $75 \div 80\%$, и так как затраты на электроэнергию составляют основную часть общих затрат на аэрацию сточных вод, то становится очевидным, какую экономию может дать разработка нового воздуходувного оборудования с более высоким к. п. д.

В свете критики формулы Королькова, на наш взгляд, заслуживают внимания некоторые новые, разработанные в последнее время методы расчета аэротенков, дающие значительную экономию по сравнению с методикой расчета аэротенков по СНиП'у. Это в первую очередь метод расчета, предложенный Т. А. Карюхиной и С. В. Яковлевым [5], который заключается в подсчете времени изъятия загрязнений и общего времени их окисления по предложенным формулам. Из зарубежных работ можно отметить разработанный в 1961 году К. Кальбскопфом [6,7] метод подсчета количества воздуха для очистки городских сточных вод в аэротенках на основе окислительной способности.

В задачу данной статьи не входит изложение сути этих методов, так как они опубликованы и доступны всем. Интересно, однако, на конкретном примере проиллюстрировать экономическую выгодность их применения.

Допустим, что необходимо запроектировать аэротенки для очистки городских сточных вод при расходе $Q = 10.000$ м³/сутки. БПК₂₀ отстоянной сточной жидкости — 150 мг/л, БПК₅ соответственно 135 мг/л. Требуется полная биохимическая очистка (БПК₂₀ очищенного стока — 15 мг/л). Аэротенки снабжаются аэраторами в виде фильтросов, установленных на глубину 3,8 м.

1. Расчет по СНиП'у.

$$\text{Расход воздуха } D = \frac{2a}{KH} = \frac{2 \cdot 150}{12 \cdot 3,8} = 6,58 \text{ м}^3/\text{м}^3.$$

$$\text{Время аэрации } t = \frac{2a}{KJ} = \frac{2 \cdot 150}{12 \cdot 4} = 6,25 \text{ часа.}$$

$$\text{Объем аэротенков } W = \frac{Q}{24} \cdot t = \frac{10\,000}{24} \cdot 6,25 = 2600 \text{ м}^3.$$

Окислительная мощность аэротенков

$$OM = \frac{10000 (135-15)}{2600} = 460 \text{ г/м}^3 \cdot \text{сутки.}$$

Нагрузка на активный ил (при дозе ила 3 г/л)

$$\frac{10000 \cdot 135 \cdot 1000}{2600 \cdot 1000 \cdot 3} = 173 \text{ мг/г} \cdot \text{сутки.}$$

2. Расчет по методу Т. А. Карюхиной.

Расход воздуха определяется по СНиП'у (см. пункт 1).

$$\begin{aligned} \text{Время аэрации } t_0 &= \frac{Q (\text{БПК}'_{20} - \text{БПК}''_{20})}{Q_n \cdot a_b (1-s) \rho_{ц}} = \\ &= \frac{10000 (150-15)}{5000 \cdot 6 \cdot (1-0,25) \cdot 25} = 2,4 \text{ часа} \end{aligned} \quad (\text{с учетом количества воз-} \\ \text{вратного ила).}$$

При этом принят расход возвратного ила $Q_n = 50\%$ от Q , доза возвратного ила $a_b = 6 \text{ г/л}$, зольность ила $S = 0,25$ (т.е. 25%), скорость окисления загрязнений $\rho_{ц} = 25 \text{ мг/г}$ в час.

Объем аэротенков $W = \frac{10000 + 5000}{24} \cdot 2,4 = 1500 \text{ м}^3$, т.е. 58% от объема аэротенков, рассчитанного по СНиП'у.

$$\begin{aligned} \text{Время аэрации без учета количества возвратного ила } t &= \\ &= \frac{1500}{417} = 3,6 \text{ часа.} \end{aligned}$$

Окислительная мощность $OM = 800 \text{ г/м}^3 \cdot \text{сутки.}$

Нагрузка на активный ил — $300 \text{ мг/г} \cdot \text{сутки.}$

3. Расчет по методу К. Кальбскопфа.

Расход воздуха $D = \frac{\kappa B}{a_s h} = \frac{1,5 \cdot 135}{12 \cdot 3,8} = 4,45 \text{ м}^3/\text{м}^3$, т.е. 68% от расхода воздуха по СНиП'у.

Здесь κ — удельный расход растворенного кислорода на снижение загрязнений по БПК₅;

B — БПК₅ отстаенной сточной жидкости;

a_s — количество растворяющегося кислорода при подаче 1 м³ воздуха на 1 м глубины;

h — глубина аэратора.

Время аэрации определяется исходя из оптимальной объемной нагрузки, которая согласно Эмдэ [6] для полной биохими-

ческой очистки должна быть в пределах от 10 до 20 м³/м³ объема аэротенка в сутки.

Приняв нагрузку 10 м³/м³, получим:

- объем аэротенков — 1000 м³, т.е. 38,5% от объема аэротенков по СНиП'у,
- время аэрации $t=2,4$ часа,
- окислительная мощность $OM=1200$ г/м³.сутки,
- нагрузка на ил (при дозе ила 3 г/л) — 450 мг/г.сутки.

Следует отметить, что полученная нагрузка превышает рекомендуемую (110—360 мг/г.), и поэтому необходимо повысить в системе концентрацию ила до 4 г/л.

Из изложенного видно, что новые методы расчета аэротенков позволяют по сравнению с рекомендациями СНиП'а получить значительную экономию как в объемах аэротенков (капитальные вложения), так и в расходах воздуха на аэрацию (эксплуатационные расходы).

В ы в о д ы

1. Формулу К. Н. Королькова в дальнейшем следует рассматривать как сугубо ориентировочную, дающую расход воздуха на аэрацию с большим запасом.

2. При разработке нового издания СНиП'а в указания по расчету аэротенков следует ввести изменения и дополнения. Целесообразно принять за расчетный параметр окислительную способность, которая должна быть определена весьма дифференцированно (для всех известных типов аэраторов и разных форм поперечных сечений аэротенков).

3. В СНиП'е необходимо дать указания по расчету высоконагружаемых аэротенков и аэротенков с продолженной аэрацией.

4. Эксплуатационные расходы аэротенков (расход электроэнергии) могут быть значительно сокращены

а) при применении приборов, непрерывно измеряющих концентрацию растворенного кислорода в аэротенке и путем регуляции подачи воздуха в зависимости от содержания кислорода;

б) в результате разработки и применения воздухоудного оборудования с более высоким коэффициентом полезного действия (к.п.д.).

ЛИТЕРАТУРА

1. И. С. Постников. К расчету аэротенков. Водоснабжение и санитарная техника, 1956, № 10.
2. С. В. Яковлев. Искусственные биологические окислители и методы их расчета. М. 1959, стр. 129—137.
3. Е. А. Шпирт, Б. М. Худенко. Технологические критерии оценки эффективности пневматических систем аэрации. Труды молодых специалистов (Очистка сточных вод). ВОДГЕО, М. 1967.
4. Доклад о способах очистки и обработки сточных вод различных видов производств (III этап). Совещание руководителей водохозяйственных органов стран-членов СЭВ. М. 1967.
5. Т. А. Карюхина. Исследование биохимического окисления в аэротенках с отдельной регенерацией активного ила. Автореферат кандидатской диссертации. М. 1966.
6. К. Kalbskopf. Luftmengenberechnung für Belebungsanlagen «Gaz und Wasserfach», 1961, Nr. 8.
7. В. А. Шпицберг. О классификации, проектировании и эксплуатации аэрационных сооружений. Доклады к V Научно-технической конференции (25—27 мая). Трест „Мосочиствод.“ М. 1967.

H. Mölder

About Calculation of Activated Sludge Tanks

Summary

The economics of activated sludge systems depends on the method of their calculation. Widely used Korolkov's equation does not take into consideration some factors influencing mass transfer in activated sludge tanks and, therefore, air consumption will be overestimated. It is suggested to base the calculations on the term of oxygenation capacity. Special attention must be paid to dissolved oxygen deficit.

A comparative calculation of an activated sludge system using 3 methods (1. the SNIIP instruction, 2. the method of Karyuhina-Jakovlev, 3. the method of Kalbskopf) was carried out in this paper. The new methods of calculation of activated sludge systems are more economical than the method based on the SNIIP instructions. Therefore, these instructions must be renewed.

В. А. Сууркаск, Л. Л. Пааль

О ПРОЦЕССЕ ТУРБУЛЕНТНОЙ ДИФФУЗИИ В СТРУЙНОЙ ЧАСТИ ПРИ ВПУСКЕ ВЕЩЕСТВА ЗАГРЯЗНЕНИЯ В ВОДОТОК

При впуске вещества загрязнения в водоток в зависимости от конструкции выпуска сточных вод образуется струйная часть. Общее уравнение турбулентной диффузии, характеризующее распределение концентрации вещества загрязнения в струйной части при стационарном впуске сточных вод, имеет вид [1, 2]

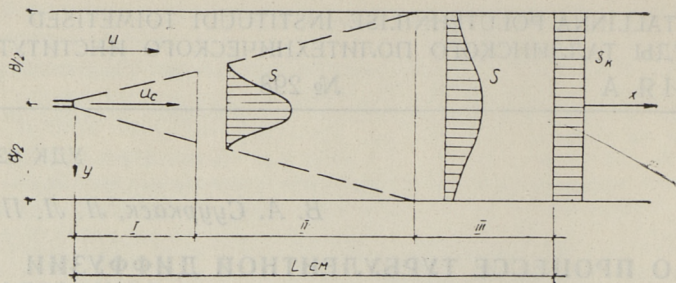
$$(u + u_c) \frac{\partial s}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial s}{\partial y}) - \frac{\partial}{\partial z} (K_z \frac{\partial s}{\partial z}) = 0, \quad (1)$$

где s — концентрация вещества загрязнения;
 u_c — скорость вторичного потока;
 $u = f(x, y, z)$ — скорость течения потока;
 K_y и K_z — коэффициенты турбулентной диффузии в направлениях y и z .

В уравнении (1) коэффициенты турбулентной диффузии K_y и K_z являются скалярными величинами, причем в зависимости от рода турбулентного течения они могут быть постоянными или переменными характеристиками диффузии. В потоке с постоянным поперечным градиентом осредненной скорости и неоднородным полем пульсации коэффициенты диффузии зависят от координат и времени. Однако при больших интервалах диффузии, т.е. при большом расстоянии от выпуска, можно ожидать, что в уравнении коэффициенты турбулентной диффузии являются постоянными величинами. Таким образом, полуэмпирическая теория диффузии описывает только асимптотические закономерности, имеющие место при длительном времени диффузии. В этом случае уравнение (1) переписывается в виде

$$u \frac{\partial s}{\partial x} - K_y \frac{\partial^2 s}{\partial y^2} - K_z \frac{\partial^2 s}{\partial z^2} = 0 \quad (2)$$

Анализ условий распространения вещества загрязнения в струйной части течения приводит к выводу, что в струйной



Фиг. 1. Схема поперечной диффузии вещества загрязнения в водотоке

области можно в первом приближении отказаться от неконсервативности и рассматривать вещества загрязнения как консервативные, изменение показателей которых происходит только из-за смешения сточных вод с водой водотока [7].

На фиг. 1 приведена упрощенная схема распределения концентрации вещества загрязнения на участке $L_{\text{см}}$, т.е. от выпуска до створа полного смешения.

В литературе очень часто встречаются весьма приблизительные формулы для определения величины длины смешения $L_{\text{см}}$. Теоретически $L_{\text{см}} = \infty$, и мы можем определить $L_{\text{см}}$ только с определенной обеспеченностью. На приведенной схеме (фиг. 1) длина смешения $L_{\text{см}}$ разделена на три зоны.

Процесс диффузии в первой зоне характеризуется уравнением (1). Длина этого участка и степень разбавления сточных вод зависят в первую очередь от условий впуска сточных вод в водоток (скорость истечения, диаметр выпуска, расход сточных вод и т.д.) и изучены многими авторами [5, 11].

Далее, считая, что глубина потока сравнительно меньше, чем ширина его, и принимая концентрацию вещества за величину постоянную по вертикали, на втором участке имеем плоскую задачу диффузии. Уравнение (2) в этом случае принимает вид

$$u \frac{\partial S}{\partial x} - K_y \frac{\partial^2 S}{\partial y^2} = 0. \quad (3)$$

Имеющиеся в литературе решения уравнения (3) получены в условиях постоянной величины коэффициента K_y . В действительности величина коэффициента K_y , как мы увидим ниже, зависит от времени t и приближается к постоянной величине в III зоне, где наблюдается уже длительное время диффузии.

Для определения величины коэффициента K_y даются многими авторами эмпирические формулы. Самой надежной Фишер и Сейр [9, 14] считают формулу Элдера [8].

$$K_y = 0,23 H u_* \quad (4)$$

где H — глубина потока;
 $u_* = \sqrt{gRI}$ — динамическая скорость;
 R — гидравлический радиус;
 g — ускорение тяжести;
 I — гидравлический уклон.

Орлоб [12] предлагает для определения коэффициента K_y следующую формулу:

$$K_y = 0,0136 E^{1/3} L^{4/3}, \quad (5)$$

где E — энергия диссипации на единицу массы;
 L — лагранжев масштаб вихря.

Сейр и Чемберлин [14] проводили свои эксперименты в условиях, подобных экспериментам Орлоба. В результате они предлагают аналогичную Элдеру формулу

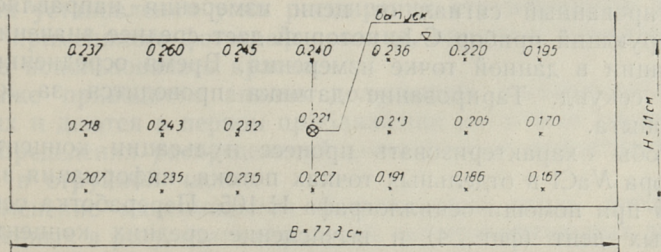
$$K_y = 0,24 H u_* \quad (6)$$

Для изучения турбулентной диффузии в поперечном направлении и, в частности, зависимости коэффициента K_y от гидравлических характеристик русла в НИ лаборатории санитарной техники ТПИ проведены соответствующие эксперименты. Экспериментальные исследования проводились в бетонном гидравлическом лотке длиной 12 м, шириной 0,77 м и высотой 0,60 м. Глубина потока, в зависимости от исследуемого режима, была 0,08—0,14 м. Типичное распределение скоростей в поперечном сечении потока показано на фиг. 2. Скорости измерялись малогабаритной вертушкой. Температура воды 13—15,6° С.

Поле концентрации измерялось в семи створах с интервалом в 1 метр от выпуска. В каждом створе измерялись концентрации в семи точках с интервалом 10 сантиметров; по вертикали — на глубине 0,5 H .

Выпуск монтировался из стеклянной трубы (диаметром 13 мм, 18 мм и 23 мм). Стабильность расхода загрязнителя обеспечивалась поступлением его из бачка с постоянным уровнем.

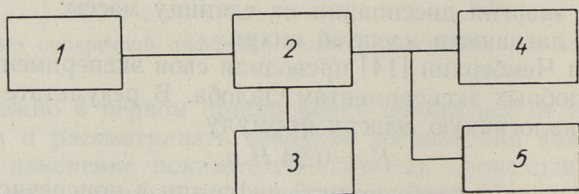
В качестве индикатора применялся NaCl (10%-ный раствор



Фиг. 2. Распределение скоростей в живом сечении потока при $u_{cp} = 0,235 \text{ м/сек}$

NaCl). Чтобы избежать влияния разницы в удельных весах 10%-ного раствора NaCl ($\gamma=0,007$) и чистой воды ($\gamma=1,000$) на распределение поля концентрации, к 10%-ному раствору NaCl добавлялся технический этиловый спирт ($\gamma=0,8125$). Количество добавляемого технического спирта незначительное (50 мл на 1 литр), и влияние его на физические свойства раствора пренебрежимо малое.

Измерение концентрации в разных точках живого сечения потока производится путем измерения электропроводности воды.



Фиг. 3. Принципиальная схема электр. устройства измерения поля концентрации: 1 — датчик; 2 — цепь измерения; 3 — генератор звуковых частот для питания цепи измерения ГЗ-33; 4 — индикатор С-1; 5 — магнитоэлектрический осциллограф типа Н-105

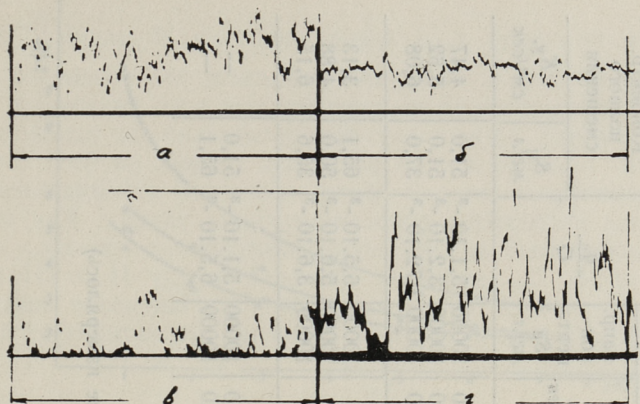
Принципиальная схема измерительного устройства показана на фиг. 3.

Данная схема разработана аспирантом М. Юхатом. Принцип работы измерительного устройства следующий.

В измерительном потоке находится двухэлектродный электролитический датчик, работа которого основана на свойстве электролитов изменять свою удельную проводимость в зависимости от концентрации раствора.

Для измерения сопротивления электрического датчика применяется дифференциальная цепь измерения. Во избежание электролиза раствора во время измерения дифференциальная цепь работает на переменном токе с частотой 10 кГц. Источником тока служит генератор звуковых частот типа ГЗ-33. Выходной детектированный сигнал от цепи измерения направляется в суммирующий прибор С-1, который дает среднее значение концентрации в данной точке измерения. Время осреднения 70—120 секунд. Тарирование датчика проводится за каждые 3—4 опыта.

Чтобы охарактеризовать процесс пульсации концентрации раствора NaCl в отдельных точках потока, информация записывается при помощи осциллографа Н-105. Переработка осциллографных лент (фиг. 4) и вычисление средних концентраций дает хорошее сходство с данными, полученными интегратором С-1.



Фиг. 4. Запись пульсации концентрации в разных точках потока. Скорость движения осциллографной ленты 1 см/сек:

- a* — опыт 01 03 ($x = 4$ м, $y = 0$);
- б* — опыт 01 03 ($x = 7$ м, $y = 0$);
- в* — опыт 01 03 ($x = 5$ м, $y = 0,1$ м);
- г* — опыт 01 01 ($x = 3$ м, $y = 0,1$ м).

Так как целью проведения опытов является получение данных для инженерного расчета смешения вещества загрязнения, нами использовались в дальнейшем только осредненные величины концентрации, несмотря на то, что максимальные мгновенные значения концентрации намного превышают осредненное значение, особенно на близких к выпуску сечениях.

В результате экспериментального исследования было получено распределение осредненных величин концентрации вещества загрязнения в отдельных створах вниз по течению от выпуска. Полученные данные позволяют характеризовать распределение концентрации вещества загрязнения как в продольном, так и в поперечном направлении потока. При исследовании распределения концентрации регистрировались также основные гидравлические характеристики русла (таблица 1).

Для установления угла расширения струи вещества загрязнения применялось фотографирование, причем в качестве индикатора использовалась краска.

Ниже приводится анализ полученных экспериментальных данных и даются в первом приближении расчетные зависимости для определения распределений концентрации вещества загрязнения в струйной части.

Изменение максимальных концентраций вдоль потока S_m , полученных в результате обработки экспериментальных данных, показано на фиг. 5. Для лучшего сравнения отдельных опытов на фиг. 5 максимальная концентрация приведена в виде отно-

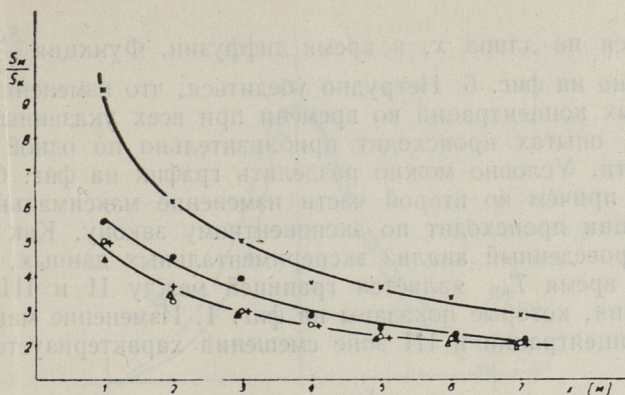
Таблица 1

Гидравлическая характеристика экспериментов

№	Параметры основного потока в лотке					Загрязнитель				Концентр. полного смещения				
	Q, л/сек	глубина H, см	ср. скорость u, см/сек	f ⁰	F _r	Re	J	u*, см/сек	q _c , л/сек	u _c , см/сек	напр. концент. S _н , мг/л	q _c /Q	S _п , мг/л	K _у , см ² /сек
													S _п , мг/л	K _у , см ² /сек
Серия 01 01 02 03	15,70	11,0	19,0	13,0	0,037	5,4 · 10 ⁴	0,00037	1,76	0,08	20,0	10000	5,1 · 10 ⁻³	51,0	4,47
	32,00	11,0	38,0	13,0	0,147	10,8 · 10 ⁴	0,00059	2,22	0,10	40,0	10000	3,2 · 10 ⁻³	51,0	5,62
	43,00	11,0	52,0	15,0	0,276	15,1 · 10 ⁴	0,00069	2-40	0,16	60,0	10000	3,72 · 10 ⁻³	37,0	6,08
Серия 02 01 02 03	15,25	8,5	23,0	13,0	0,061	5,35 · 10 ⁴	0,00038	1,61	0,10	25	10000	6,5 · 10 ⁻³	65,1	3,13
	19,93	11,5	23,6	13,0	0,054	6,5 · 10 ⁴	0,00039	1,84	0,10	25	10000	5,0 · 10 ⁻³	50,0	4,88
	28,00	14,5	25,0	13,0	0,050	9,0 · 10 ⁴	0,00033	1,84	0,10	25	10000	3,6 · 10 ⁻³	35,6	6,15
Серия 03 01 02	15,70	11,0	19,0	13,0	0,037	5,4 · 10 ⁴	—	—	0,08	20,0	10000	5,1 · 10 ⁻³	51,0	—
	15,25	8,5	22,0	13,0	0,061	5,35 · 10 ⁴	—	—	0,10	25,0	10000	6,5 · 10 ⁻³	65,1	—

Примечания: 1. По Эдлеру K_у = 0,23 Нн*.

2. При серии 03 дно лотка покрыто щебнем, бэр = 10 мм (у — не измерялось)



Фиг. 5. Зависимость $\frac{S_m}{S_k} = f(x)$:

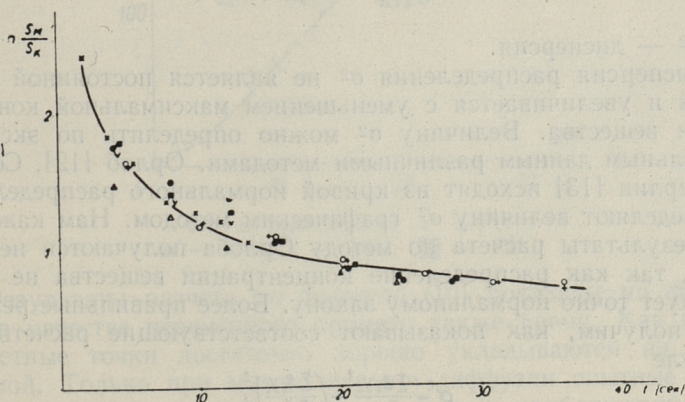
о — 0101; х — 0103; \triangle — 0203; + — 0301; ● — 0302

нения к средней концентрации S_k , причем средняя концентрация определяется как

$$S_k = \frac{S_H q_c + S_F Q}{q_c + Q}, \quad (7)$$

где S_H — концентрация впускаемого раствора;
 S_F — концентрация фона.

Анализ приведенных кривых изменения $\frac{S_m}{S_k}$ вдоль потока приводит к выводу, что характерным показателем диффузии



Фиг. 6. Зависимость $\ln \frac{S_m}{S_k} = f(t)$:

о — 0101; х — 0103; ■ — 0201, х — 0202; \triangle — 0203;
 + — 0301; ● — 0302

является не длина x , а время диффузии. Функция $\frac{S_M}{S_K} = f(t)$ показана на фиг. 6. Нетрудно убедиться, что изменение максимальных концентраций во времени при всех указанных в таблице 1 опытах происходит приблизительно по одной закономерности. Условно можно разделить график на фиг. 6 на две части, причем во второй части изменение максимальной концентрации происходит по экспонентному закону. Как показывает проведенный анализ экспериментальных данных, критическое время $T_{кр}$ является границей между II и III зонами смешения, которые показаны на фиг. 1. Изменение максимальной концентрации в III зоне смешения характеризуется уравнением

$$\frac{S_M}{S_K} = Ae^{Bt}, \quad (8)$$

где A и B — численные коэффициенты и в условиях проведенных опытов имеют величины $A=3,22$ и $B=0,014$ 1/сек.

При всех опытах было установлено также распределение концентрации вещества в поперечном направлении потока. В качестве примера на фиг. 7 приведено распределение концентрации $NaCl$ при опыте 02 01 на расстоянии 4 метров от выпуска. Как видно, распределение концентрации приближается к нормальному закону распределения, который определяется известной в статистике формулой

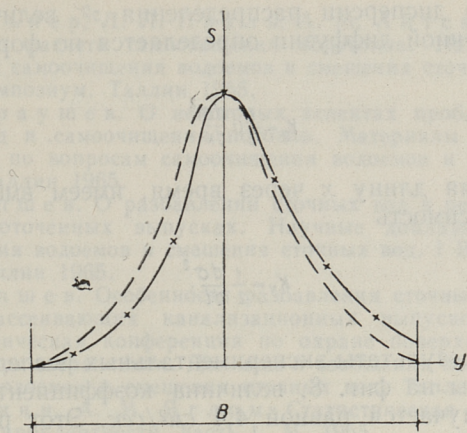
$$S_{(y)} = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{y^2}{2\sigma^2}} \text{ при } x=const, \quad (9)$$

где σ^2 — дисперсия.

Дисперсия распределения σ^2 не является постоянной величиной и увеличивается с уменьшением максимальной концентрации вещества. Величину σ^2 можно определить по экспериментальным данным различными методами. Орлоб [12], Сейр и Чемберлин [13] исходят из кривой нормального распределения и определяют величину σ^2 графическим методом. Нам кажется, что результаты расчета по методу Орлоба получаются не точными, так как распределение концентрации вещества не соответствует точно нормальному закону. Более правильные результаты получим, как показывают соответствующие расчеты, по формуле

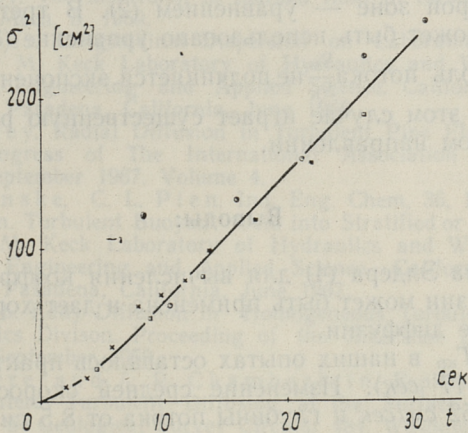
$$\sigma^2 = \frac{\sum S_i y_i^2}{\sum S_i} - \left(\frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} \right)^2, \quad (10)$$

где S_i — концентрация вещества на отрезке i ;
 y_i — координаты отрезка i .



Фиг. 7. Распределение концентрации в поперечном направлении (опыт 02 01, $x = 4$ м):

—X—X— экспериментальная кривая, ——— кривая нормального распределения



Фиг. 8. Зависимость $\sigma^2 = f(t)$:
 o — 0101; x — 0103; ■ — 0201

Результаты расчета по формуле (10) показаны на фиг. 8, где в качестве переменного принято также время. Как видно, расчетные точки достаточно хорошо укладываются на одной прямой. Только при малом времени диффузии опытные точки укладываются на кривой, которая в первом приближении изменяется в зависимости от t^2 . К таким результатам пришли также Калинска и Пян [11] при исследовании поперечной диффузии в лотке.

Исходя из дисперсии распределения σ^2 величина коэффициента поперечной диффузии определяется по формуле

$$K_y = \frac{1}{2} u \frac{d\sigma^2}{dx} \quad (11)$$

или, определяя длину x через время, имеем вместо (11) следующую зависимость

$$K_y = \frac{1}{2} \frac{d\sigma^2}{dt} \quad (12)$$

Имея в виду результаты экспериментальных исследований, которые приведены на фиг. 8, величина коэффициента поперечной диффузии получается равной $4,4 \text{ см}^2/\text{сек}$. Этот результат достаточно хорошо совпадает с формулой Элдера (4). При малом времени диффузии коэффициент K_y не является постоянной величиной и зависит от координаты x . Таким образом, в первой зоне диффузии (фиг. 1) процесс характеризуется уравнением (1), а во второй зоне — уравнением (2). В третьей зоне, т.е. при $t > T_{\text{кр}}$, может быть использовано уравнение (3). При $t < T_{\text{кр}}$ изменение вдоль потока $\frac{S_M}{S_K}$ не подчиняется экспонентному закону, потому что в этом случае играет существенную роль диффузия в вертикальном направлении.

Выводы:

1. Формула Элдера (4) для вычисления коэффициента поперечной диффузии может быть применена и дает хороший результат в III зоне диффузии.

2. Время $T_{\text{кр}}$ в наших опытах оставалось практически постоянным ($T_{\text{кр}} = 17 \text{ сек}$). Изменение средней скорости потока от 19 см/сек до 52 см/сек и глубины потока от $8,5 \text{ см}$ до $14,5 \text{ см}$ не имело значительного влияния на $T_{\text{кр}}$.

3. Из опытов 0301 и 0302 (дно потока покрыто щебнем) следует, что шероховатость дна потока существенного влияния на поперечную диффузию не имеет.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. М. Айтсам, Л. Л. Пааль, Х. А. Вельнер. О теоретических основах инженерного расчета смешения сточных вод. Научные доклады по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. I Всесоюзный симпозиум. Таллин 1965.

2. X. A. Вельнер, Л. Л. Пааль, А. М. Айтсам. Об основах инженерного расчета самоочистения водотоков. Научные доклады по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. I Всесоюзный симпозиум. Таллин 1965.
3. А. В. Караушев. О некоторых аспектах проблемы смешения сточных вод и самоочищения потоков. Материалы I Всесоюзного симпозиума по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. Таллин 1965.
4. Н. Н. Лапшев. О разбавлении сточных вод в реках при русловых сосредоточенных выпусках. Научные доклады по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. I Всесоюзный симпозиум. Таллин 1965.
5. Н. Н. Лапшев. Особенности разбавления сточных вод при применении рассеивающих канализационных выпусков. Всесоюзная научно-техническая конференция по охране поверхностных и подземных вод от загрязнения. Доклады и сообщения по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. Таллин 1967.
6. А. С. Монин, А. М. Яглом. Статистическая гидромеханика. Механика турбулентности, часть I. М. 1965.
7. Л. Л. Пааль, X. A. Вельнер, А. М. Айтсам. Вопросы инженерного расчета самоочищения водотоков. Научные доклады по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. I Всесоюзный симпозиум. Таллин 1965.
8. J. W. Elder. The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow. J. of Fluid Mech. 5. 1959.
9. H. B. Fisher. Longitudinal Dispersion on Laboratory and Natural Streams. W. M. Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources, Division of Engineering and Applied Science. California Institute of Technology. Pasadena, California, June 1966.
10. E. R. Holley. Radial Diffusion in Turbulent Pipe Flow Proceedings. Twelfth Congress of The International Association For Hydraulic Research, September 1967. Volume 4.
11. A. A. Kalinske, C. L. Pien. Ind. Eng. Chem, 36, 1944.
12. Loh-Nien Fan. Turbulent Buoyant Jets into Stratified or Flowing Ambient Fluids. W. M. Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources. Division of Engineering and Applied Science. California Institute of Technology. Pasadena, California, June 1967.
13. G. T. Orlob. Eddy Diffusion in Homogeneous Turbulence. Journal of the Hydraulics Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers. September 1959.
14. W. W. Sayre and A. R. Chamberlain. Exploratory Laboratory Study of Lateral Turbulent Diffusion at the Surface of an Alluvial Channel. U. S. Geological Survey Circular 484. Washington, P. C., 1964.

Turbulent Diffusive Process in Jet Zone of Water Course by Means of Tracer Injection

Summary

The turbulent diffusive process in the open channel flow is extremely complicated, because the flow field is anisotropic in its structure and the flow itself is confined by the free surface and the solid boundary.

This paper presents a theoretical analysis of the diffusive process in the stationary flow and a description of the experimental investigation in the open channel. The experimental data are compared with the existing empirical equations for the lateral diffusion coefficient.

УДК 628.394

Л. Л. Пааль

РАСЧЕТ КИСЛОРОДНОГО РЕЖИМА В ВОДОТОКЕ ПРИ НЕКОТОРЫХ ЭЛЕМЕНТАРНЫХ ЭПЮРАХ ВПУСКА СТОЧНЫХ ВОД

При расчете самоочищения водотоков определяется допустимая нагрузка водоема и степень необходимой очистки сточных вод. Не всегда лимитирующим показателем загрязнения является концентрация вещества загрязнения, часто процесс самоочищения лимитируется концентрацией растворенного кислорода, который обеспечивает нормальную жизнедеятельность в водотоке. Поэтому в состав инженерного расчета самоочищения входит также определение концентрации растворенного кислорода в воде.

Задачи расчета концентрации вещества загрязнения в условиях продольной диффузии при некоторых элементарных эпюрах впуска сточных вод рассматривалась нами в работах [1,2].

В зоне продольной турбулентной диффузии дифференциальное уравнение дефицита кислорода определяется в виде:

$$\frac{\partial D}{\partial t} + v \frac{\partial D}{\partial x} - \kappa_x \frac{\partial^2 D}{\partial x^2} - \kappa_1 L + \kappa_2 D = 0, \quad (1)$$

где D — дефицит кислорода в воде водотока;

v — средняя скорость потока;

κ_x — коэффициент продольной турбулентной диффузии;

κ_1 — коэффициент скорости биохимического окисления органического вещества;

κ_2 — коэффициент скорости реэрации;

L — концентрация органического вещества;

t — время;

x — продольная координата водотока.

В уравнении (1) концентрация органического вещества L определяется решением уравнения

$$\frac{\partial L}{\partial t} + v \frac{\partial L}{\partial x} - \kappa_x \frac{\partial^2 L}{\partial x^2} + \kappa_1 L = 0 \quad (2)$$

В литературе имеются до сих пор только некоторые попытки

решения уравнения (1). Так, например, в работе Добинса [3] приводится решение уравнения (1) в условиях стационарного впуска сточных вод и в работе О'Коннора [4] в условиях эструариев. Либман и Льюкс [5] считают, что ход процесса потребления растворенного кислорода в воде, загрязненной сточными водами, определяется известным уравнением Фельпса—Стритера и предлагают так называемое модифицированное уравнение Фельпса—Стритера.

Ниже приводится решение уравнения (1) при элементарных эпюрах впуска сточных вод, причем рассматриваются прямоугольная, треугольная и периодическая эпюры загрузки водотоков.

Для решения уравнения (1) применим метод преобразования Лапласа. Решение приводится при двух часто встречающихся в практике начальных условиях.

1. В начальный момент времени впуска сточных вод вода водотока полностью насыщена кислородом, т.е.

$$D=0 \text{ при } t=0. \quad (3)$$

2. В начальный момент времени в водотоке имеется определенный дефицит кислорода D_p , который вдоль водотока остается постоянным (дефицит фона). В этом случае имеем

$$D=D_p \text{ при } t=0. \quad (4)$$

В первом случае в начальном сечении концентрация дефицита кислорода определяется формулой

$$D_0 = \frac{D_{ст}q}{Q+q}, \quad (5)$$

где $D_{ст}$ — дефицит кислорода сточной воды;

q — расход сточной воды;

Q — расход реки.

Во втором случае в начальном сечении впуска вещества загрязнения концентрация дефицита кислорода определяется как

$$D_0 = \frac{D_{ст}q + D_pQ}{Q+q}. \quad (6)$$

1. Вода реки в начальный момент времени впуска сточных вод полностью насыщена кислородом

Изображающее уравнение по Лапласу для уравнения (1) при начальном условии (3) принимает вид

$$\frac{D \cdot L}{dx^2} - \frac{1}{K_x} \frac{dD}{dx} - \frac{p+K_1}{K_x} \bar{D} + \frac{K_1}{K_x} \bar{L} = 0, \quad (7)$$

где \bar{D} — L -изображение функции D ;

p — некоторая комплексная переменная.

Решение этого линейного неоднородного дифференциального уравнения с постоянными коэффициентами имеет следующий вид:

$$\bar{D} = C_1 \exp x \left(\frac{v}{2K_x} + \sqrt{\frac{v^2}{4K_x^2} + \frac{\rho + K_2}{K_x}} \right) + C_2 \exp x \left(\frac{v}{2K_x} - \sqrt{\frac{v^2}{4K_x^2} + \frac{\rho + K_2}{K_x}} \right) + \frac{K_1}{K_2 - K_1} \bar{L} \quad (8)$$

При определении постоянных интегрирования C_1 и C_2 учитываем, что при $x \rightarrow \infty$ функции D , а значит и функции \bar{D} должны быть ограничены. Следовательно, $C_1 = 0$ и постоянная C_2 зависит от граничного условия.

Прямоугольная эпюра. Граничное условие при этой эпюре впуска вещества загрязнения выражается при помощи единичной функции Хевисайда $\sigma(t)$ в виде [1]

$$D = D_0 [\sigma(t) - \sigma(t - \tau)] \text{ при } x = 0, \quad (9)$$

где D_0 — определяется формулой (5);

τ — продолжительность впуска сточных вод.

Преобразование по Лапласу зависимости (9) дает

$$\bar{D}(+0, \rho) = \frac{1 - e^{-\tau\rho}}{\rho} D_0. \quad (10)$$

Функция \bar{L} в уравнении (8) при прямоугольной эпюре впуска вещества загрязнения выражается как [1]

$$\bar{L} = \frac{1 - e^{-\tau\rho}}{\rho} L_0 \exp x \left[\frac{v}{2K_x} - \sqrt{\frac{v^2}{4K_x^2} + \frac{\rho + K_1}{K_x}} \right], \quad (11)$$

где L_0 — средневзвешенная концентрация органического вещества загрязнения в створе $x = 0$.

Имея в виду формулы (10) и (11) и учитывая, что $C_1 = 0$, уравнение (8) переписывается в виде:

$$\bar{D} = \frac{1 - e^{-\tau\rho}}{\rho} D_0 \exp x \left(\frac{v}{2K_x} - \sqrt{\frac{v^2}{4K_x^2} + \frac{\rho + K_2}{K_x}} \right) + \frac{1 - e^{-\tau\rho}}{\rho} \cdot \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} \quad (12)$$

$$\left[\exp x \left(\frac{v}{2K_x} - \sqrt{\frac{v^2}{4K_x^2} + \frac{\rho + K_1}{K_x}} \right) - \exp x \left(\frac{v}{2K_x} - \sqrt{\frac{v^2}{4K_x^2} + \frac{\rho + K_2}{K_x}} \right) \right] \quad (13)$$

Используя теоремы запаздывания и смешения, таблицы операционного исчисления [6.7] и считая, что

$$\operatorname{erfc} \left[\frac{x + t \sqrt{v^2 + 4K_x K_1}}{2\sqrt{K_x t}} \right] = \operatorname{erfc} \left[\frac{x + t \sqrt{v^2 + 4K_x K_2}}{2\sqrt{K_x t}} \right] = 0, \quad (14)$$

$$\operatorname{erfc} \left[\frac{x + (t - \tau) \sqrt{v^2 + 4K_x K_1}}{2\sqrt{K_x (t - \tau)}} \right] = \operatorname{erfc} \left[\frac{x + (t - \tau) \sqrt{v^2 + 4K_x K_2}}{2\sqrt{K_x (t - \tau)}} \right] = 0,$$

можем принять в первом приближении, не нарушая точности расчета, что

$$\operatorname{erfc}\left[\frac{x-t\sqrt{v^2-4\kappa_x\kappa_1}}{2\sqrt{\kappa_x t}}\right] = \operatorname{erfc}\left[\frac{x-vt}{2\sqrt{\kappa_x t}}\right], \quad (15)$$

$$\operatorname{erfc}\left[\frac{x-(t-\tau)\sqrt{v^2+4\kappa_x\kappa_1}}{2\sqrt{\kappa_x t}}\right] = \operatorname{erfc}\left[\frac{x-v(t-\tau)}{2\sqrt{\kappa_x(t-\tau)}}\right]. \quad (16)$$

Оригинал уравнения (12) тогда получается в виде

$$\begin{aligned} \frac{D}{D_0} = & \frac{1}{2} \left[\left(1 - \frac{\kappa_1}{\kappa_2 - \kappa_1} \frac{L_0}{D_0} \right) \exp \frac{x}{2\kappa_x} (v - \sqrt{v^2 + 4\kappa_x\kappa_2}) + \right. \\ & \left. + \frac{\kappa_1}{\kappa_2 - \kappa_1} \frac{L_0}{D_0} \exp \frac{x}{2\kappa_x} (v - \sqrt{v^2 + 4\kappa_x\kappa_1}) \right] \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x-vt}{2\sqrt{\kappa_x t}} \right) - \operatorname{erfc} \left(\frac{x-v(t-\tau)}{2\sqrt{\kappa_x(t-\tau)}} \right) \right]. \end{aligned} \quad (17)$$

Максимальные значения относительного дефицита кислорода имеют место при $t = \frac{x}{v} + \frac{\tau}{2}$ и определяются как

$$\begin{aligned} \left(\frac{D}{D_0} \right)_{\max} = & \frac{1}{2} \left[\left(1 - \frac{\kappa_1}{\kappa_2 - \kappa_1} \frac{L_0}{D_0} \right) \exp \frac{x}{2\kappa_x} (v - \sqrt{v^2 + 4\kappa_x\kappa_2}) + \right. \\ & \left. + \frac{\kappa_1}{\kappa_2 - \kappa_1} \frac{L_0}{D_0} \exp \frac{x}{2\kappa_x} (v - \sqrt{v^2 + 4\kappa_x\kappa_1}) \right] \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{-v\tau}{4\sqrt{\kappa_x \left(\frac{x}{v} + \frac{\tau}{2} \right)}} \right) - \operatorname{erfc} \left(\frac{v\tau}{4\sqrt{\kappa_x \left(\frac{x}{v} + \frac{\tau}{2} \right)}} \right) \right]. \end{aligned} \quad (18)$$

Периодический выпуск в виде прямоугольника. Граничное условие при такой эпюре выпуска вещества загрязнения имеет вид [2]

$$D = D_0 \sum_{n=0}^m (-1)^n \sigma(t - n\tau) \quad \text{при } x=0, \quad (19)$$

причем число отдельных прямоугольных выступов с равными периодами определяется как $\frac{m+1}{2}$.

Преобразование по Лапласу зависимости (19) имеет вид

$$\hat{D}(+0, p) = \frac{D_0}{p} \sum_{n=0}^m (-1)^n e^{-n\tau p}. \quad (20)$$

В окончательном виде дефицит кислорода при периодическом выпуске вещества загрязнения определяется формулой

$$\frac{D}{D_0} = \frac{1}{2} \left[\left(1 - \frac{\kappa_1}{\kappa_2 - \kappa_1} \frac{L_0}{D_0} \right) \exp \rho \frac{x}{2\kappa_1} (v - \sqrt{v^2 - 4\kappa_1\kappa_2}) + \right. \\ \left. + \frac{\kappa_1}{\kappa_2 - \kappa_1} \frac{L_0}{D_0} \exp \rho (v - \sqrt{v^2 + 4\kappa_1\kappa_2}) \right] \left[\sum_{n=0}^m (-1)^n \operatorname{erfc} \frac{x - v(t - n\tau)}{2\sqrt{\kappa_1(t - n\tau)}} \right]. \quad (21)$$

Последняя формула является оригиналом уравнения (12) при начальном условии (20).

Равнобедренный треугольник. Граничное условие при равнобедренном треугольнике имеет вид [2]

$$D = D_0 \left[\frac{t}{\tau} \sigma(t) - \frac{2t}{\tau} \sigma(t - \tau) + \frac{t}{\tau} \sigma(t - 2\tau) \right], \quad (22)$$

где максимальная величина дефицита кислорода наблюдается при $t = \tau$ и продолжительность впуска 2τ .

Преобразование по Лапласу граничного условия (22) для кислородного режима дает

$$\bar{D}(+0, \rho) = D_0 \frac{(1 - e^{-\tau\rho})^2}{\tau\rho^2}. \quad (23)$$

Аналогично предыдущему ходу решения, принимая во внимание зависимости (13) ... (16) и приведенные теоремы и формулы обращения, оригинал уравнения (12) при граничном условии (23) примет вид:

$$\frac{D}{D_0} = \frac{1}{2} \left[\left(1 - \frac{\kappa_1}{\kappa_2 - \kappa_1} \frac{L_0}{D_0} \right) \exp \rho \frac{x}{2\kappa_1} (v - \sqrt{v^2 - 4\kappa_1\kappa_2}) + \frac{\kappa_1}{\kappa_2 - \kappa_1} \frac{L_0}{D_0} \exp \rho \frac{x}{2\kappa_1} (v - \sqrt{v^2 + 4\kappa_1\kappa_2}) \right] \cdot \\ \cdot \left[\frac{1}{2} \left(t - \frac{x}{v} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{x - vt}{2\sqrt{\kappa_1 t}} \right) - \left(t - \tau - \frac{x}{v} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{x - v(t - \tau)}{2\sqrt{\kappa_1(t - \tau)}} \right) + \frac{1}{2} \left(t - 2\tau - \frac{x}{v} \right) \cdot \right. \\ \left. \operatorname{erfc} \left(\frac{x - v(t - 2\tau)}{2\sqrt{\kappa_1(t - 2\tau)}} \right) \right]. \quad (24)$$

Максимальный дефицит кислорода при впуске сточных вод по эюре равнобедренного треугольника определяется при $t = \frac{x}{v} + \tau$.

Автором приведены также решения уравнения (1) при впуске сточных вод по разностороннему и прямоугольному треугольнику, по трапеции и по пикообразной эюре.

Приведенные формулы характеризуют изменения кислородного режима вдоль реки в зависимости от закономерности впуска вещества загрязнения в условиях, когда в начальный момент

впуска вода водотока полностью насыщена кислородом. В действительности такое начальное условие наблюдается не всегда, и в воде водотока часто имеется какой-то дефицит кислорода. Причины могут быть при этом разные (окисление естественного загрязнения, поступление ливневых вод и притоков и т.д.). Ниже рассматривается случай, когда в воде реки в начальный момент имеется определенный дефицит кислорода D_p , который вдоль водотока не изменяется и может быть определен как дефицит фона.

2. В начальный момент времени в водотоке имеется дефицит кислорода D_p

В этом случае дефицит кислорода в начальном створе определяется формулой (6). При такой постановке задачи reaэрируется только та часть кислородного дефицита, которая образуется за счет окисления органического вещества загрязнения, поступающего в водоток со сточными водами. Расчетные формулы при этом получаются на основе соответствующих зависимостей, приведенных выше, с прибавлением добавочного дефицита $\frac{D_p}{D_0}$. Так, например, для прямоугольной эпюры имеем, исходя из (17), следующую формулу:

$$\frac{D}{D_0} = \frac{1}{2} \left[\left(1 - \frac{k_1}{k_2 - k_1} \frac{L_0}{D_0} \right) \exp \frac{x}{2k_x} \left(v - \sqrt{v^2 + 4k_1 k_2} \right) + \frac{k_1}{k_2 - k_1} \frac{L_0}{D_0} \exp \frac{x}{2k_x} \cdot \right. \\ \left. \cdot \left(v - \sqrt{v^2 + 4k_1 k_2} \right) \right] \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{x - vt}{2\sqrt{k_x t}} \right) - \operatorname{erfc} \left(\frac{x - v(t - \tau)}{2\sqrt{k_x(t - \tau)}} \right) \right] + \frac{D_p}{D_0} \quad (25)$$

Для других элементарных эпюр впуска вещества загрязнения расчетные формулы получаются аналогичным путем, и их здесь не приводим.

В литературе приводятся многочисленные данные о величине коэффициентов k_1 , k_2 и k_x , от которых зависит точность определения кислородного режима водотока по вышеприведенным формулам.

Для определения коэффициента продольной турбулентной диффузии k_x , исходя из гидравлических параметров русла, в настоящем сборнике дается специальная статья [8].

Некоторые данные о коэффициенте скорости превращения органических веществ для приблизительных расчетов самоочищения водотоков были приведены в работе [9]. Многочисленными опытами доказано, что в действительности коэффициент k_1 является не постоянной величиной. Истинное значение k_1

меняется с течением времени, и скорость окисления органических веществ в ходе процесса убывает. Интересные результаты в этой области исследования получили Р. Платс [10] и Б. Казарян [11]. Оба исследователя получили почти одинаковые результаты на основе натуральных опытов, проведенных на реках Эстонской и Армянской ССР. Коэффициент k_1 , по данным исследования Р. Платса, может быть определен в первом приближении по формуле

$$k_1 = 0,00143 \left(\frac{v}{x}\right)^{0,60} 1/\text{сек}. \quad (26)$$

Определение сущности коэффициента k_2 является предметом многочисленных исследований уже в течение почти сорока лет. По-видимому, наиболее обоснованным является мнение, что коэффициент k_2 зависит в первую очередь от турбулентной диффузии, причем кислород вводится в поток за счет макровихрей, составляющих сущность всего турбулентного потока.

Некоторые приближенные величины коэффициента k_2 приведены нами в работе [9]. Определенный интерес представляет работа Шедшила, Элмора и Букингама [12]. Эти исследователи предлагают определить коэффициент аэрации k_2 формулой

$$k_2 = 5,75 \cdot 10^{-5} v^{0,969} H^{-1,673} 1/\text{сек}, \quad (27)$$

где v — средняя скорость потока, в м/сек;

H — глубина потока, в м.

Формула (27) получена ими на основе натуральных и лабораторных исследований реаэрации потока. По мнению автора, процесс реаэрации требует дальнейшего как лабораторного, так и натурального исследования. По-видимому, коэффициент k_2 не постоянная величина для данного водотока, так как она зависит от многих факторов, в том числе от дефицита кислорода в воде.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. М. Айтсам, Х. А. Вельнер, Л. Л. Пааль. О расчете продольного смешения вещества загрязнения в водотоках. Труды ТПИ, серия А, № 247, Таллин 1967.
2. Л. Л. Пааль. О расчете смешения сточных вод при некоторых эпюрах загрузки водотоков. Труды ТПИ, серия А, № 247, Таллин 1967.
3. W. E. Dobbins. Diffusion and mixing. Boston Society of Civil Engineers. Vol. 52, No. 2, April 1965.
4. D. J. O'Connor. Estuarine distribution of nonconservative substances. J. of the Sanit. Eng. Div., vol. 91, No. SA 1, February 1965.
5. C. J. Liebman, D. P. Loucks. A note on oxygen sag equations. Journal of the Water Pollution Control Federation, 1966, 38, No. 12.
6. В. А. Диткин, А. П. Прудников. Справочник по операционному исчислению. М. 1965.

7. Г. Карслоу, Д. Егер. Теплопроводность твердых тел. М. 1964.
8. Л. Л. Рохусаар, Л. Л. Пааль. О результатах экспериментального исследования коэффициента продольной диффузии в открытых водотоках. См. наст. сборник, стр. 3.
9. А. М. Айтсам, Х. А. Вельнер, Л. Л. Пааль. Об инженерном расчете допустимых нагрузок загрязнения водотоков. Материалы по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. Таллин 1965.
10. Х. А. Вельнер, Р. В. Платс. О динамике превращения органического вещества в малых реках. Доклады и сообщения по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. Таллин 1967.
11. Б. Г. Казарян. О некоторых особенностях процессов смешения и самоочищения водотоков в условиях Армянской ССР. Доклады и сообщения по вопросам самоочищения водоемов и смешения сточных вод. Таллин 1967.
12. M. A. Churchill, L. H. Elmore, R. A. Buckingham. The Prediction of Stream Reaeration Rates. J. Sanitary Eng. Div. Am. Soc. Civil Engrs. p. 1, July 1962.

L. Paal

Calculation of Oxygen Balance in Streams for Elementary Epures of Sewage Inlet

Summary

This paper presents an equation for longitudinal turbulent diffusion of oxygen in streams at the discharge of sewage. The solution of this equation is given for rectangular, triangular, and periodic epures of the pollutant. The equation is solved under two initial conditions: 1) the moment of sewage inlet into the stream saturated with oxygen, 2) the moment of a deficit of oxygen. The paper gives recommendations for determining the transformation velocity of organic substances and the coefficient of aeration.

УДК 628.394

М. К. Юхат

**ТРАНСФОРМАЦИЯ ДИСПЕРСИИ КОНЦЕНТРАЦИИ
ПАССИВНОЙ ПРИМЕСИ В ТУРБУЛЕНТНОМ ПОТОКЕ**

При проектировании канализационных выпусков следует исходить из физико-химических показателей воды в нормированной области водоема. Учитывая стохастический характер процесса смешения, наилучшей характеристикой качества воды в определенном пункте водоема является n -мерная совместная плотность распределения вероятности (n — число различных физико-химических показателей воды) [1]. К сожалению, определение таких многомерных распределений является весьма сложной задачей и может быть осуществлено только при самых простых случаях.

Для практических расчетов при проектировании систем канализации целесообразно ограничиваться рассмотрением лишь некоторых статистических параметров, важнейшими из которых являются моменты различного порядка. Во многих случаях знание всех моментов даже равносильно заданию самого распределения. На практике, однако, никогда не бывают известны сразу все моменты, а обычно рассматривается лишь несколько моментов низших порядков. Они, разумеется, дают только частичную характеристику распределения.

Применение моментов первого порядка — средних значений — уже давно внедрено в практику расчета разбавления в водоемах; моменты более высоких порядков почти не нашли применения, хотя очевидно, что применение их значительно повышает точность расчета [1], [2]. Главной причиной такого положения является отсутствие подходящего математического аппарата.

Ниже приведены некоторые возможности определения трансформации центрального момента второго порядка — дисперсии.

При составлении динамического уравнения дисперсии скалярного поля примеси исходим из уравнения турбулентного переноса скалярных консервативных веществ в турбулентном потоке. При пренебрежении молекулярной диффузией поле концентрации скалярных веществ $S(x, y, z, t)$ определяется уравнением

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_\alpha} S U_\alpha = 0, \quad (1)$$

где S — концентрация скалярного консервативного вещества
 $S = S(x, y, z, t)$;

t — время;

x_α — координата длины в направлении α ;

u_α — проекция скорости течения на координатную ось α .

Заменяя в уравнении (1)

$$S = \bar{S} + S' \quad \text{и} \quad u_\alpha = \bar{u}_\alpha + u'_\alpha, \quad (2)$$

где \bar{S} и \bar{u}_α — средние значения концентрации и скорости;

S' и u'_α — флуктуационные составляющие концентрации и скорости,

получим уравнение переноса в виде

$$\frac{\partial \bar{S}}{\partial t} + \frac{\partial S'}{\partial t} + \frac{\partial \bar{S} \bar{u}_\alpha}{\partial x_\alpha} + \frac{\partial \bar{S} u'_\alpha}{\partial x_\alpha} + \frac{\partial S' u'_\alpha}{\partial x_\alpha} + \frac{\partial S' \bar{u}_\alpha}{\partial x_\alpha} = 0. \quad (3)$$

Исходя из уравнения (3), при помощи метода Фридмана—Келлера [3] можно составить динамическое моментное уравнение стационарного [скалярного] поля консервативной примеси в виде [1]

$$\frac{\partial}{\partial \tau} R_{s,s}(\tau) + U_\alpha \frac{\partial}{\partial x_\alpha} R_{s,s}(\tau) + \frac{\partial}{\partial x_\alpha} \bar{S} R_{s,u_\alpha}(\tau) + \frac{\partial}{\partial x_\alpha} R_{s,s,u_\alpha}(\tau) = 0. \quad (4)$$

Уравнение трансформации дисперсии концентрации в скалярном поле концентрации получим из уравнения (4) при интервале времени $\tau = 0$.

Учитывая, что
$$\frac{\partial}{\partial \tau} R(\tau) \Big|_{\tau=0} = 0, \quad (5)$$

получим динамическое уравнение дисперсии в виде [1]

$$\bar{u}_\alpha \frac{\partial D}{\partial x_\alpha} + \frac{\partial}{\partial x_\alpha} \bar{S} R_{s,u_\alpha}(0) + \frac{\partial}{\partial x_\alpha} R_{s,s,u_\alpha}(0) = \nu, \quad (6)$$

где D — дисперсия концентрации.

К сожалению, решить уравнение (6) без дополнительных допущений оказывается невозможным.

В первом приближении можно предположить, что

1) корреляция между пульсациями скорости и концентрацией пропорциональна градиенту средней концентрации

$$R_{s, u_\alpha}(0) = -K_\alpha \frac{\partial \bar{S}}{\partial x_\alpha}, \quad (7)$$

где K_α — коэффициент турбулентной диффузии;

2) в соответствии с постулатом о третьих моментах [3]

$$R_{s, s, u_\alpha}(0) = 0. \quad (8)$$

При сделанных допущениях уравнение (6) получается в виде

$$\bar{u}_\alpha \frac{\partial D}{\partial x_\alpha} = \frac{\partial}{\partial x_\alpha} \left(\bar{S} K_\alpha \frac{\partial S}{\partial x_\alpha} \right). \quad (9)$$

Однако и в этом уравнении два неизвестных:

$$D = D(x, y, z) \text{ и } \bar{S} = \bar{S}(x, y, z).$$

Для определения среднего значения концентрации $\bar{S} = \bar{S}(x, y, z)$ целесообразно применить частный случай полуэмпирического уравнения турбулентной диффузии для стационарного потока в виде

$$\bar{u}_\alpha \frac{\partial \bar{S}}{\partial x_\alpha} = K_\alpha \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial x_\alpha^2}. \quad (10)$$

Выберем направления координатных осей так, чтобы направление оси ox совпало с направлением течений.

В этом случае

$$\begin{aligned} \bar{u}_x &= \bar{u}, \\ \bar{u}_y &= \bar{u}_z = 0. \end{aligned}$$

На практике почти всегда слагаемое $\bar{u} \frac{d\bar{S}}{dx}$ значительно превосходит соответствующий «диффузионный член» — $K_x \frac{d^2\bar{S}}{dx^2}$ [4], поэтому пренебрежение последним не приводит к заметному понижению точности расчета.

Вводим допущение, что

$$-K_x \frac{d^2\bar{S}}{dx^2} = 0.$$

Получим систему дифференциальных уравнений, описывающую трансформацию дисперсии концентрации в стационарном поле скалярной пассивной консервативной примеси

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{u} \frac{\partial D}{\partial x} &= K_y \left[\left(\frac{\partial \bar{S}}{\partial y} \right)^2 + \bar{S} \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial y^2} \right] + K_z \left[\left(\frac{\partial \bar{S}}{\partial z} \right)^2 + \bar{S} \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial z^2} \right] \end{aligned} \right. \quad (12)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{u} \frac{\partial S}{\partial x} &= K_y \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial z^2} \end{aligned} \right. \quad (13)$$

Уравнение (12) можем писать в виде

$$\bar{U} \frac{\partial D}{\partial x} = K_y \left(\frac{\partial \bar{S}}{\partial y} \right)^2 + K_z \left(\frac{\partial \bar{S}}{\partial z} \right)^2 + \bar{S} \left[K_y \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial z^2} \right]. \quad (14)$$

Заменяя

$$\bar{U} \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} = K_y \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 \bar{S}}{\partial z^2}, \quad (15)$$

получим

$$\bar{U} \frac{\partial D}{\partial x} = K_y \left(\frac{\partial \bar{S}}{\partial y} \right)^2 + K_z \left(\frac{\partial \bar{S}}{\partial z} \right)^2 + \bar{S} \bar{U} \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} \quad (16)$$

Из уравнения (16) получим общее решение для дисперсии в интегральном виде при предположении, что $K_y = \text{const}$ и $K_z = \text{const}$:

$$D = \frac{K_y}{\bar{U}} \int \left(\frac{\partial \bar{S}}{\partial y} \right)^2 dx + \frac{K_z}{\bar{U}} \int \left(\frac{\partial \bar{S}}{\partial z} \right)^2 dx + \frac{\bar{S}^2}{2} + C \quad (17)$$

Для определения краевых и граничных условий динамического уравнения дисперсии применимы все рассуждения, действительные для решения полуэмпирического уравнения турбулентной диффузии (см., например, [5]).

Учитывая специфику морских выпусков, проектировщиков интересуют в первую очередь значения дисперсии концентрации на оси пятна загрязнения

$$D_1 = D(x, 0, 0).$$

При граничном условии

$$x \rightarrow \infty, D_1 \rightarrow 0$$

получим из решения (17) частное решение в виде

$$D_1 = \frac{\bar{S}^2}{2}. \quad (18)$$

Следовательно, дисперсия концентрации скалярной пассивной примеси на оси пятна загрязнения при стационарном процессе смешения и при пренебрежении продольной диффузией равняется половине квадрата среднего значения концентрации.

Для определений среднего значения концентрации можно найти в литературе множество формул [1,5 и др].

Например, если при каждом направлении распространение примеси неограничено и при условии, что $x \gg \sqrt{y^2 + z^2}$, то среднее значение концентрации определяется формулой [5]

$$\bar{S}(x, y, z) \approx \frac{Q}{4\pi(K_y K_z)^{1/2} x} \exp \left\{ -\frac{\bar{U}}{4x} \left(\frac{y^2}{K_y} + \frac{z^2}{K_z} \right) \right\}, \quad (19)$$

где Q — производительность выпуска.

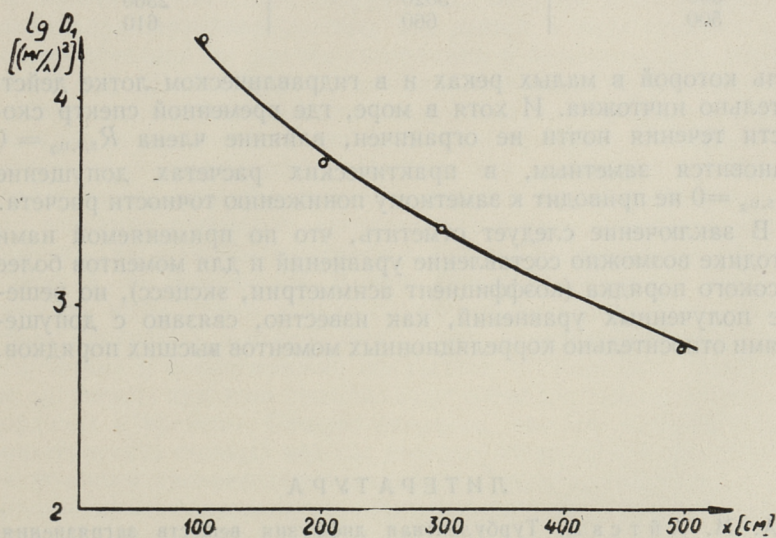
На оси пятна загрязнения, т.е. при $y = z = 0$, формула (19) принимает вид

$$\bar{S}(x, 0, 0) \approx \frac{Q}{4\pi(K_y K_z)^{1/2} x}. \quad (20)$$

Заменяя \bar{S} в формуле (18), получим

$$D_1 \approx \frac{Q^2}{32\pi^2 K_y K_z} x^{-2}. \quad (21)$$

Из формулы (21) видно, что на достаточном расстоянии от выпуска на оси пятна загрязнения дисперсия концентрации примеси убывает примерно пропорционально x^{-2} . Частное решение динамического уравнения дисперсии в универсальном виде сложное. Поэтому целесообразно в соответствии с конкретными краевыми условиями найти сперва формулу для средней концентрации $\bar{S}(x, y, z)$ ипотом по общему решению (17) формулу для интересующего нас случая.



Фиг. 1. Трансформация дисперсии концентрации в гидравлическом лотке.

Для проверки формулы (18) проведена серия экспериментов как в лабораторных условиях, так и в природе. На фиг. 1 и в таблице 1 приведены результаты проведенного в гидравлическом лотке опыта № 040.

Примерно такая же точность получена и при определении трансформации дисперсии в условиях малой реки.

Однако при сравнении значений дисперсии концентраций, полученных в море, оказывается, что формула (18) дает при-

мерно на 10% меньшие значения дисперсии, чем эксперимент. Это, по-видимому, обусловлено допущением (8)

$$R_{s,s,u_x} = 0,$$

т.е. мы отказывались от члена динамического уравнения дисперсии, выражающего влияние крупномасштабной турбулентности,

Т а б л и ц а 1

Расстояние от выпуска, см	Дисперсия $D_1 = \left(\frac{m^2}{l^2} \right)$	
	$D_1 = \frac{\bar{S}}{2}$	определено экс- периментально
100	18700	1990
200	4510	4730
300	3020	2360
500	660	610

роль которой в малых реках и в гидравлическом лотке действительно ничтожна. И хотя в море, где временной спектр скорости течения почти не ограничен, влияние члена $R_{s,s,u_x} = 0$ становится заметным, в практических расчетах допущение $R_{s,s,u_x} = 0$ не приводит к заметному понижению точности расчета.

В заключение следует отметить, что по применяемой нами методике возможно составление уравнений и для моментов более высокого порядка (коэффициент асимметрии, эксцесс), но решение полученных уравнений, как известно, связано с допущениями относительно корреляционных моментов высших порядков.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. М. Айтсам. Турбулентная диффузия веществ загрязнения, сбрасываемых сточными водами в море. Диссертация на соискание ученой степени доктора физ.-мат. наук. М. 1968.
2. F. J. Gifford. Statistical properties of a fluctuating plume dispersion model. Adv. Geophys. 6 (Atmospheric diffusion and air pollution), 1959.
3. A. Friedmann, L. Keller. Differentialgleichungen für die turbulente Bewegung einer inkompressiblen Flüssigkeit. Proc. 1-st Int. Congr. Appl. Mech, p. 395. 1924.
4. И. Л. Кароль. О влиянии турбулентной диффузии в направлении ветра на распределение концентрации субстанции, диффундирующей в атмосфере. Докл. АН СССР, 131, № 6, 1960.
5. А. С. Монин, А. М. Яглом. Статистическая гидромеханика, ч. I. М. 1965.

On Dispersion Transfer of Tracer Concentration in Turbulent Flow

Summary

A calculation of tracer concentration at the fixed point of turbulent flow is proposed, using a dynamic equation of dispersion. The paper presents a general solution of the equation and some particular solutions, as well as a comparison of the results obtained from experimental data.

УДК 628.394

Л. К. Леесмент, Х. Ф. Муракас, М. Г. Ханнус, М. К. Юхат

О ВЛИЯНИИ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ КОНТАКТА ИНГРЕДИЕНТОВ СТОЧНЫХ ВОД НА ЖИЗНЕННЫЕ УСЛОВИЯ МИКРООРГАНИЗМОВ

Согласно применяемой методике расчета систем канализации и ее элементов (очистные сооружения, выпуски и т.д.) качественная характеристика сточных вод дается в виде средних по времени значений их физико-химических и биологических показателей [1], [2]. Учитывая стохастический характер процессов, протекающих в системе канализации, очевидно, что такая характеристика не является исчерпывающей и приводит к заметному понижению точности расчета. Поэтому для повышения точности целесообразно, хотя бы частично, перейти от детерминированного описания процессов, протекающих в канализации, к описанию их как случайных процессов, как это рекомендует в своих работах А. М. Айтсам [3]. В этом случае качественная характеристика воды дается в виде случайной вектор-функции, скалярные аргументы которой описывают определенные физико-химические и биологические показатели сточных вод. Скалярные аргументы при этом представляют собой случайные функции координат и времени. Следует отметить, что при качественной характеристике сточных вод нас интересуют не только плотность или функция распределения концентрации ингредиентов, но и периоды продолжительности определенных значений концентрации.

Однако расчет канализации или ее элементов на уровне случайных функций дает полный эффект только тогда, когда мы имеем такой же вероятностный анализ действия веществ загрязнения на жизнедеятельность микроорганизмов, принимающих участие в процессе очистки сточных вод как в искусственных биологических очистных сооружениях, так и в водоемах.

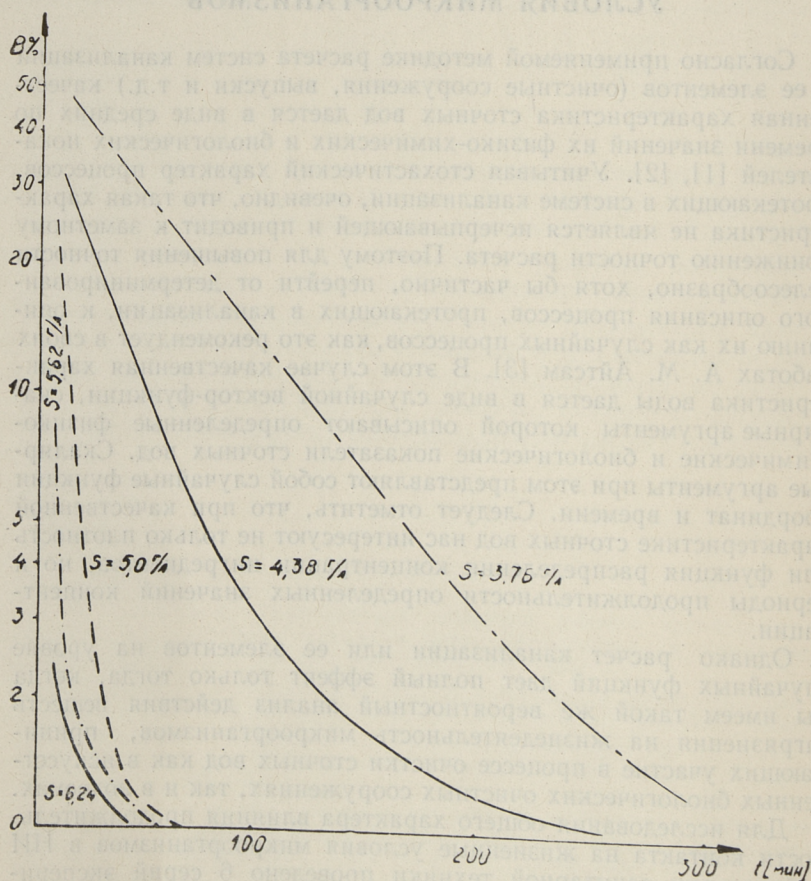
Для исследования общего характера влияния продолжительности контакта на жизненные условия микроорганизмов в НИ лаборатории санитарной техники проведено 6 серий экспериментов.

В опытах использовался выделенный из сточных вод комплекс сапрофитов, так как сапрофиты являются в сточной воде основными потребителями разнообразных органических загрязнений, разрушая и используя их в процессе своей жизни [4].

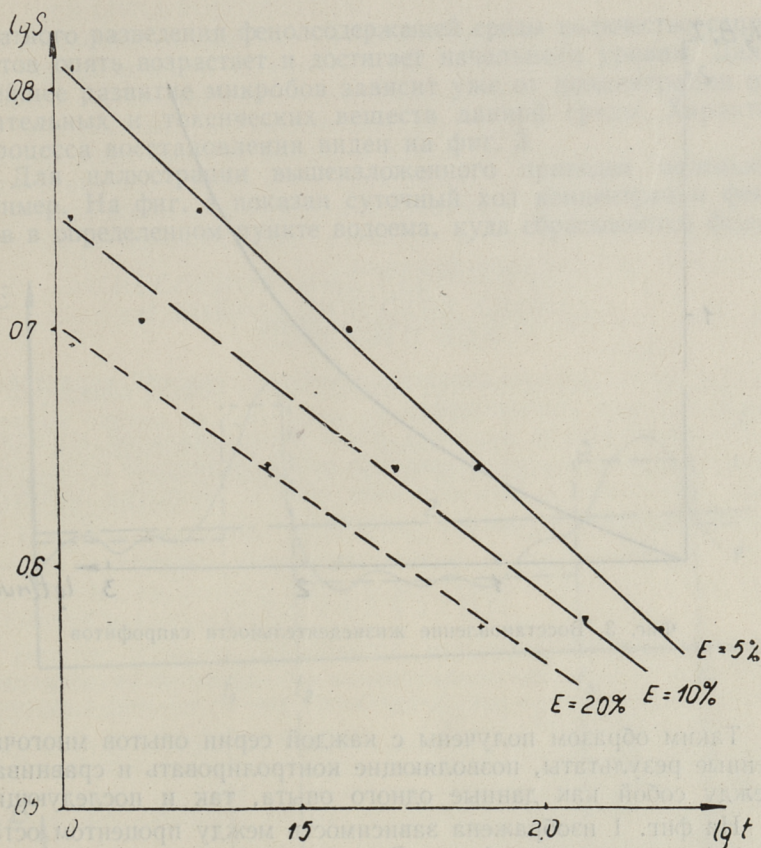
Колонии сапрофитов смывались с поверхности агара через 48 часов инкубации и суспендировались в стерилизованной искусственной сточной воде.

К суспензии, содержащей 300—500 тысяч микробов в одном миллилитре, добавлялся фенол в концентрации от 2,38 до 7,5 ϵ/l .

Результаты действия фенола определялись через 10, 20, 40, 60 минут и далее через час в течение 6 часов путем подсчета колоний микробов на питательном агаре после 48-часовой инкубации при $+20^{\circ}C$.



Фиг. 1. Выживаемость сапрофитов в зависимости от времени контакта при разных концентрациях фенола



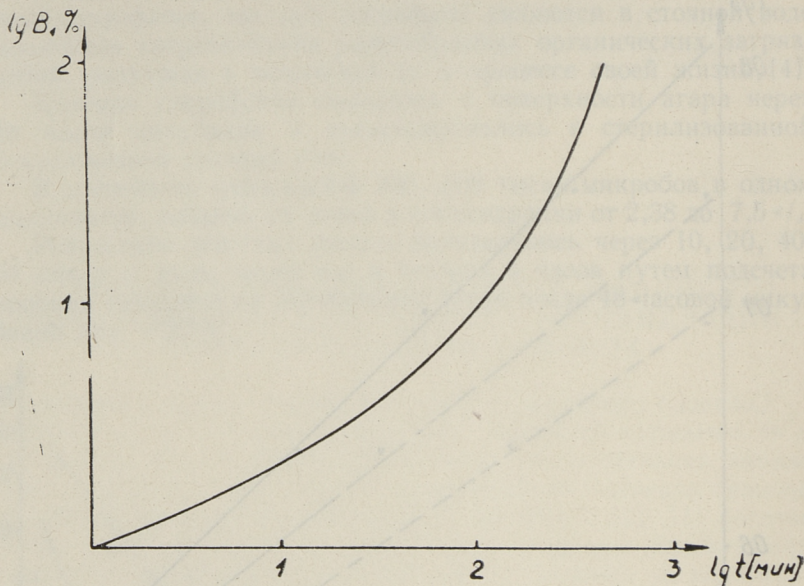
Фиг. 2. Изолинии выживаемости сапрофитов

Токсическое вещество добавлялось в суспензию микробов, а не в питательный агар, чтобы можно было прекратить контакт в нужное время.

В работе использовался свежеизолированный комплекс микробов сточных вод, позволяющий избежать систематических ошибок. Этот комплекс в определенной мере был различным в каждом опыте, но полученные результаты более близки к природным условиям.

При действии данного вещества на сапрофиты получены хорошо воспроизводимые, точные результаты при счете колоний на чашках Петри.

В каждом опыте применялся ряд понижающихся концентраций фенола и определялось количество выживших микроорганизмов в соответствующие интервалы времени.



Фиг. 3. Восстановление жизнедеятельности сапрофитов

Таким образом получены с каждой серии опытов многочисленные результаты, позволяющие контролировать и сравнивать между собой как данные одного опыта, так и последующих.

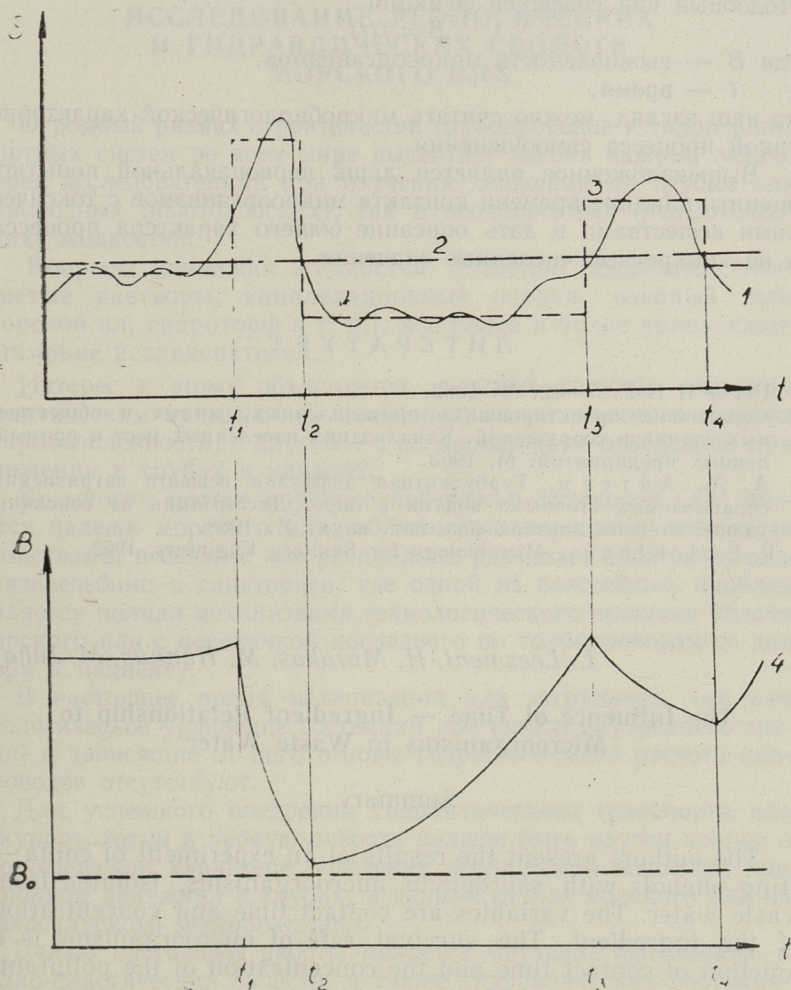
На фиг. 1 изображена зависимость между процентом оставшихся в живых сапрофитов B и временем контакта с фенолом t при разных концентрациях. Видно, что, например, при концентрации фенола $S=4,38 \text{ г/л}$ с увеличением времени контакта от 10 до 300 мин число оставшихся в живых сапрофитов уменьшается от 50 до 0,5%, т.е. в 100 раз. Кроме того, при увеличении концентрации фенола роль времени контакта увеличивается.

На фиг. 2 приведены изолинии действия фенола на сапрофиты, т.е. концентрация фенола в зависимости от времени контакта для определенного процента выживаемости сапрофитов.

Если выживаемость микроорганизмов при влиянии токсических веществ понижается, но остается выше некоторого определенного значения B_0 , то при нормализации условий жизнедеятельности за определенное время восстанавливается. Например, после 20-минутного контакта с фенолом концентрации $S=4,38 \text{ г/л}$ выживаемость понижается до 15%, но после десяти-

кратного разведения фенолсодержащей среды количество сапрофитов опять возрастает и достигает начального уровня. Дальнейшее развитие микробов зависит уже от концентрации питательных и токсических веществ данной среды. Характер процесса восстановления виден на фиг. 3.

Для иллюстрации вышеизложенного приведен маленький пример. На фиг. 4 показан суточный ход концентрации фенолов в определенном пункте водоема, куда сбрасываются фенол-



Фиг. 4. Влияние изменения концентрации фенола на выживаемость сапрофитов

содержащие сточные воды (линия 1). Ограничиться при расчете средним значением концентрации — значит описывать ход концентрации по времени уравнением $S = \text{const}$ (линия 2). Однако, зная влияние периодов продолжительностей концентрации на жизнь микроорганизмов, можем в первом приближении принять за основу ступенчатую линию хода (3) и по ней составить соответствующий график выживаемости микроорганизмов (линия 4), принимающих участие в процессе самоочищения в водоеме. Подобный вид графиков функции

$$B = f(t),$$

где B — выживаемость микроорганизмов,

t — время,

на наш взгляд, можно считать микробиологической характеристикой процесса самоочищения.

Вышеизложенное является лишь первоначальной попыткой оценить влияние времени контакта микроорганизмов с токсическими веществами и дать описание общего характера процесса, а не конкретные численные значения.

ЛИТЕРАТУРА

1. СН и П II-Г. 6—62. М. 1962.
2. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Канализация населенных мест и промышленных предприятий. М. 1963.
3. А. М. Айтсам. Турбулентная диффузия веществ загрязнения, сбрасываемых сточными водами в море. Диссертация на соискание ученой степени доктора физ.-мат. наук. М. 1968.
4. R. E. McKinney. Microbiology for Sanitary Engineers, 1962.

L. Leesment, H. Murakas, M. Hannus, M. Juhat

The Influence of Time — Ingredient Relationship to Microorganisms in Waste Water

Summary

The authors present the results of an experiment of contacting phenols with saprophyte microorganisms, isolated from waste water. The variables are contact time and concentration of the ingredient. The survival rate of microorganisms is a function of contact time and the concentration of the pollutant.

Ю. Я. Сяэрекынно, Л. А. Тенакс

ИССЛЕДОВАНИЕ РЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРАВЛИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МОРСКОГО ИЛА

Огромный размах строительства трубопроводов и гидротранспортных систем во всем мире выдвигает весьма важные задачи перед исследователями при изучении движения по трубам как однородных (ньютоновских), так и неоднородных (неньютоновских) жидкостей.

Вопросы движения жидкостей, особенно последних (глинистые растворы, канализационные осадки, озерный или морской ил, гидроторф и т. п.), все более и более привлекают внимание исследователей.

Интерес к этому объясняется, с одной стороны, широким практическим применением неоднородных жидкостей в технике и промышленности, с другой —, их аномальным поведением при движении в трубах и каналах.

Во многих местах морского побережья Эстонской ССР имеются залежи морского ила, обладающие хорошими лечебными свойствами, в связи с чем республика развивает обширную сеть грязелечебниц и санаториев, где одной из важнейших проблем является полная механизация технологического процесса подачи морского ила с перекачкой последнего по трубопроводам со дна моря к пациенту.

В настоящее время механизация ила затруднена, так как реологическое уравнение состояния ила (закон внутреннего трения) и зависящие от него основы гидравлического расчета илопроводов отсутствуют.

Для успешного внедрения гидравлического транспорта ила в курортологии в первую очередь должен быть изучен вопрос о реологическом характере поведения исследуемой жидкости при напорном движении в трубах, в данном случае морского ила из Хаапсалуского месторождения.

Целью настоящей работы является изучение физических и вязко-пластических свойств, а также гидравлических сопротивлений при напорном движении морского ила в трубах.

Основные залежи лечебной грязи, применяемые в настоящее время в курортологии, находятся у города Хаапсалу.

По внешнему виду морской ил вышеназванного месторождения представляет собою непрозрачную, дисперсную, по цвету синесерую систему.

Для определения физико-механических и химических свойств ила нами проводились соответствующие исследования, по данным которых величина влагосодержания сырого ила, добываемого со дна моря, в пределах 80... 85%, средний удельный вес порядка $1,1 \text{ г/см}^3$. Содержание органических веществ составляет в среднем 2% на сырой ил, или 12... 15% на сухое вещество. Заметны и некоторые остатки растений.

Т а б л и ц а 1

Механический состав хаапсалуского морского ила [4]

Диаметр частиц (мм)	Содержание фракции (%)
>0,25	0,30... 1,19
0,25... 0,1	0,77... 1,20
0,1... 0,01	20,70... 23,90
<0,01	74,14... 77,80

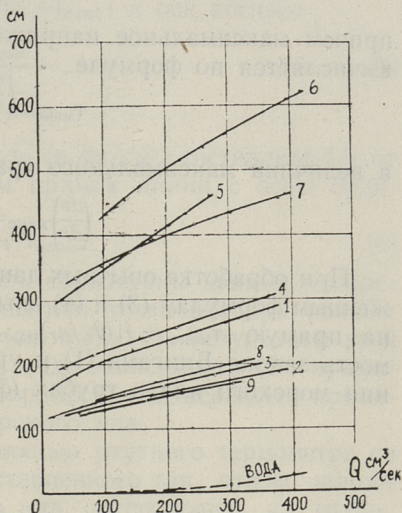
Исходя из механического состава исследуемой жидкости (табл. 1), а также из действующей в настоящее время классификации морских осадков, хаапсалуские илы могут быть отнесены к типу глинистых илов, так как содержание фракции при $d < 0,01 \text{ мм}$ больше 50% (в среднем 75%).

Следовательно, морской ил является тонкодисперсной системой, где дисперсная фаза состоит в большинстве из минеральных глинистых твердых частиц, а дисперсной средой является морская вода с растворенными в ней солями.

С целью выяснения характера движения морского ила в трубах нами была смонтирована опытная установка (№ 1), принцип работы которой состоит в определении зависимости потерь напора от расхода жидкости. Установка состоит из двух баков, к верхнему из которых присоединена сменная опытная латунная труба диаметром $d = 23,8... 27,6 \text{ мм}$ и длиной $l \leq 245 \text{ см}$. Ил перекачивается из нижнего (открытого) бака при помощи шестеренчатого насоса типа НШ-46 в верхний, откуда он поступает через опытную трубу обратно в нижний бак. Количество ила, поступающее в верхний бак (т.е. и в опытную трубу), регулируется с помощью двух задвижек. Расход ила и потери напора определялись во время опытов соответственно весовым способом

и по манометру (с диапазоном шкалы до 1 атм), установленному на крышке напорного бака.

Графики зависимости потерь напора от расхода, полученные на вышеописанной установке, отличаются от такой же зависимости для воды при одинаковых скоростях движения (фиг. 1). Из опытов видно, что потери напора при движении морского ила в трубе превышают в десятки раз соответствующие потери напора для воды.



Фиг. 1. Зависимость потерь напора от расхода морского ила при разных температурах и от влагосодержания.

Движение начинается после того, как величина внешней приложенной силы превзойдет определенную для рассматриваемой системы величину, так называемый предел текучести.

Причиной такого поведения является характерная для многих неоднородных дисперсных систем структура, обладающая некоторой механической прочностью.

Большинство таких систем подчиняется закону Бингама

$$\tau = \eta \frac{dv}{dr} + \tau_0. \quad (1)$$

Для выяснения применимости уравнения (1) при движении морского ила в трубах пользовались методом [7], вытекающим из теории течения бингамовской жидкости в капиллярных трубках при трех основных допущениях:

- 1) поток жидкости должен быть ламинарным,
- 2) отсутствует скольжение на стенке трубы,
- 3) градиент скорости в рассматриваемой точке жидкости

зависит только от напряжения сдвига в той же точке, т.е.

$$\frac{d'}{dr} = f(\tau).$$

Сущность метода состоит в том, что опытные точки при параболическом распределении скоростей должны ложиться на прямую линию, описываемую уравнением Букингама.

$$\tau_{\max} = \tau_1 \left(\frac{dv}{dr} \right)_{\max} + \frac{4}{3} \tau_0, \quad (2)$$

причем максимальное напряжение сдвига у стенок труб τ_{\max} вычисляется по формуле

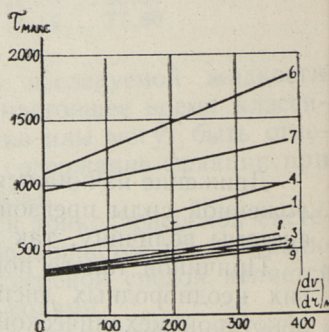
$$\tau_{\max} = \frac{pr}{2L} = \frac{\gamma hr}{2L}, \quad (3)$$

а величина максимального градиента скорости по формуле

$$\left(\frac{dv}{dr} \right)_{\max} = \frac{4Q}{\pi r^3} = \frac{4v}{r}. \quad (4)$$

При обработке опытных данных с морским илом по вышеизложенным формулам (3) и (4) опытные точки хорошо укладываются на прямую $\tau_{\max} = f[(dv/dr)_{\max}]$, что подтверждает применимость закона Бингама (1) и уравнения Букингама (2) при течении морского ила в трубах (фиг. 2).

Фиг. 2. Зависимость τ_{\max} от $(dv/dr)_{\max}$ для морского ила при разных температурах и влажностях



Следовательно, морской ил является неньютоновской жидкостью и может быть отнесен к типу бингамовских или вязкопластичных жидкостей.

Одной из малоизученных и труднейших областей в практической реологии таких жидкостей является вискозиметрия, т.е. определение реологических параметров исследуемой жидкости при помощи того или иного типа разработанных вискозиметров — капиллярного или ротационного.

Установлено, что неньютоновские дисперсные системы часто «капризничают», в результате чего вязкостные величины, опре-

деленные на одном и том же приборе, не сходятся, не говоря уже о результатах, полученных на приборах разных конструкций.

В связи с этим за последнее время при определении реологических параметров распространяется так называемый метод трубы (основанный на гипотезе Бингама), по которому параметры η и τ_0 определяются на основании результатов опытов по исследованию потерь напора в трубе, т.е. по графикам, изображенным на фиг. 2 и описываемым уравнением Букингама (2).

Значение вязкости η (в пуазах) находится как тангенс угла наклона прямой линии $\tau_{\text{макс}} = f[(dv/dr)_{\text{макс}}]$ к оси абсцисс

$$\eta = \frac{\Delta \tau_{\text{макс}}}{\Delta \left(\frac{dv}{dr} \right)_{\text{макс}}} \quad (5)$$

Величина предельного сдвига τ_0 (в $\text{дн}/\text{см}^2$) составляет $3/4$ от $\tau_{\text{макс}}$, определяемой пересечением прямой линии с осью ординат, т.е.

$$\tau_0 = 3/4 \tau_{\text{макс}} \quad (6)$$

Описанным выше способом были обработаны данные о морском иле, полученные нами на опытной установке при разных температурах и влажностях ила (см. табл. 2). Результаты этой обработки приведены на фиг. 2 в виде зависимости (2), прямолинейность которой, как уже говорилось, подтверждает применимость закона Бингама для морского ила.

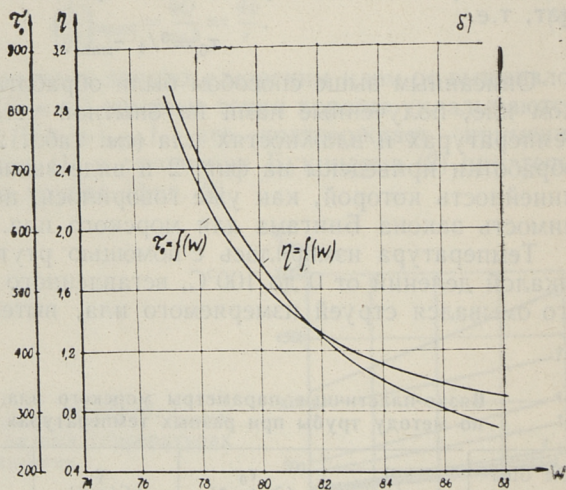
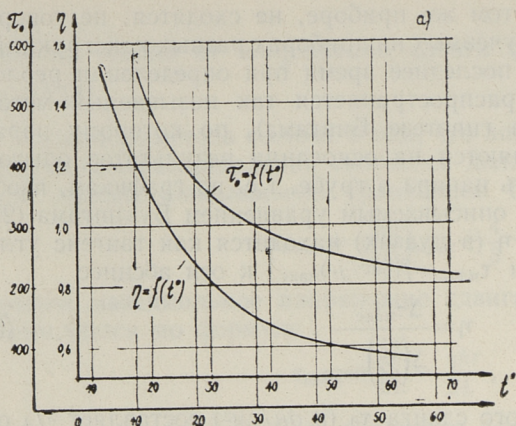
Температура измерялась с помощью ртутного термометра со шкалой делений от 0 до 100°C , вставленного так, чтобы шарик его омывался струей измеряемого ила, вытекающей из трубы.

Т а б л и ц а 2

Вязко-пластичные параметры морского ила, определенные по методу трубы при разных температурах и влажностях

№ опыта	η (пз)	τ_0 ($\text{дн}/\text{см}^2$)	γ ($\text{Г}/\text{см}^3$)	$t^\circ\text{C}$	w %
1	0,90	360	1,084	16,5	85,0
2	0,58	232	1,112	56,5	82,7
3	0,68	254	1,115	39,0	82,4
4	1,24	416	1,115	17,0	82,4
5	2,36	585	1,133	23,0	78,3
6	1,94	818	1,153	18,5	77,5
7	1,20	720	1,153	39,0	77,5
8	0,73	259	1,095	19,5	82,2
9	0,56	228	1,095	39,0	82,2

В результате анализа графиков фиг. 2 по формулам (5) и (6) составлены графики зависимости параметров η и τ_0 от тем-



Фиг. 3. Зависимости параметров η и τ_0 от температуры (а) и влажности ила (б)

пературы и влажности ила. На основании последних (фиг. 3) можно установить, что при повышении температуры и влажности ила вязкость и предельное напряжение сдвига уменьшаются. Уместно предположить, что это происходит из-за ослабления внутренних структурных связей как между твердыми частицами, так и твердыми и жидкостными частицами за счет уменьшения степени гидратации частиц дисперсной фазы, а также в результате уменьшения вязкости дисперсной среды как обычной ньютоновской жидкости.

Экспериментальный стенд № 2, описание которого дается ниже, и проведенные на нем опыты были поставлены с целью выяснения расчетных формул для определения гидравлических сопротивлений при течении морского ила в трубах практического значения при механизации грязехозяйства, а также в наиболее часто встречающихся в технологических схемах фасонных частей.

Опытная установка состоит из трех линий новых стальных горизонтальных труб, одна из которых является всасывающей трубой с внутренним диаметром $d_a=92,0$ мм, остальные две — напорным диаметром $d_a=69,0$ и $92,0$ мм.

Соединяющими звеньями указанных труб являются, с одной стороны, так называемый нами узел местных сопротивлений, включающий в себя колено, тройник, переход и задвижки двух перечисленных выше диаметров, а с другой, — металлический бак для морского ила емкостью $2,5$ м³.

Для перекачки ила в системе использовался винтовой насос марки 1В20/10 производительностью до 5 л/сек. Изменение расхода жидкости осуществлялось изменением скорости вращения ротора насоса с помощью коробки передач, включенной между насосом и электродвигателем.

При помощи системы задвижек можно перекачивать ил через любую трубу или фасонную часть.

Измерение расхода ила производилось объемным способом, путем заполнения предусмотренного для этой цели одного или другого из двух мерных баков, примыкающих к иловому баку.

Для измерения перепада давления в трубах при перекачке в них морского ила, в стенках труб были просверлены строго вертикально отверстия диаметром 10 мм, после чего производилась тщательная зачистка заусенцев. К каждому отверстию в трубах приваривалась горизонтальная гайка, к которой в свою очередь ввинчиванием присоединялся отборник давления (типа Н. Ф. Федорова), основными деталями которого являлись: цилиндрический корпус $d=50$ мм, нижняя и верхняя крышки и подвижная игла для прочистки отверстия в ходе измерения давления.

Отборник давления в целом, заполненный водой, служит для предупреждения закупорки импульсных труб измеряемой дисперсной жидкости. Попадание морского ила как неньютоновской жидкости с пределом текучести τ_0 в трубки, соединяющие отборники давления с дифманометрами во время измерений, приводит к погрешностям в показаниях дифманометров.

Отборник давления снабжен двумя штуцерами диаметром 7 мм, горизонтальным — для присоединения дифманометра и верхним наклонным — для удаления накопившегося под верхней крышкой воздуха.

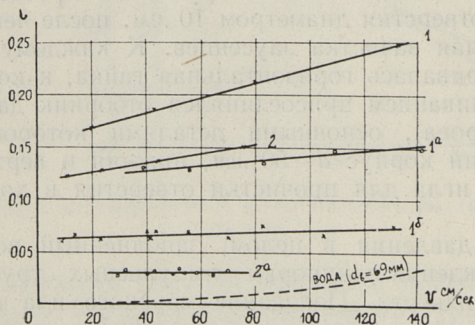
К горизонтальным штуцерам отборников давления присоединялись резиновые шланги, подведенные другим концом к дифманометрам типа ДТ-50, заполненными ртутью.

Через верхний штуцер вся система вышеописанной комплексной схемы измерения давления заполнялась водой, являющейся средой, через которую передается давление движущегося в трубе морского ила к дифманометрам.

Отверстия отбора давления располагались на трубе $d_b=69$ мм (длиной 9 м) при среднем расстоянии 2,22 м друг от друга, а на трубе $d_b=92$ мм (длиной 10 м) на расстоянии 2,32 м. Такое рассеянное по длине трубы расположение отверстий позволило нам исключить влияние входного и выходного участков труб. Пьезометрические линии строились при максимальной производительности насоса (5 л/сек), так как при меньших расходах уменьшается и длина входного и выходного участков. Установлено, что в трубах с внутренним диаметром $d=92$ мм длина как входного, так и выходного участков $l < 25d$, а в трубах $d=69$ мм $l < 32d$, т.е. длины соответствующих участков остались меньшими, чем расстояние между соседними точками отбора давления в обеих рассматриваемых трубах.

Всего было исследовано две партии хаапсалуского морского ила, привезенного в Таллин. Опыты были проведены при комнатной температуре, так как подогрев ила затруднителен из-за отсутствия конвекционного теплообмена.

Результаты исследований представлены в виде графиков зависимостей гидравлических уклонов от скоростей. На фиг. 4 приведены опытные точки, полученные на новых стальных



Фиг. 4. Зависимость гидравлического уклона i от скорости v для разных бингамовских жидкостей в трубах разного диаметра:

- 1 — морской ил ($\eta_r = 0,902$; $\tau_{0r} = 231$); $d = 69,0$ мм;
- 1^a — глинистый раствор ($\eta_r = 0,190$; $\tau_{0r} = 162$); $d = 67,2$ мм;
- 1^b — то же ($\eta_r = 0,087$; $\tau_{0r} = 82$); $d = 67,2$ мм;
- 2 — морской ил ($\eta_r = 0,902$; $\tau_{0r} = 231$); $d = 92,0$ мм;
- 2^a — канал. осадок ($\eta_r = 0,35$; $\tau_{0r} = 52$); $d = 92,0$ мм

трубопроводах диаметром $d=69$ и 92 мм. Там же нанесены кривые $i=f(v)$ для чистой воды и данные опытов с канализационными осадками [9] (по данным Ю. М. Ласкова для трубопровода $d=92$ мм), а также опытные данные с глинистыми растворами, полученные Б. С. Филатовым в трубах $d=67,2$ мм [6].

В результате анализа построенных графиков 1 и 2 для морского ила (фиг. 4) можно сделать следующие выводы:

1) расположение опытных точек зависимости $i=f(v)$ на прямой линии дает наглядную картину наличия структурного режима в наших опытных условиях;

2) потери напора в структурном режиме течения морского ила значительно больше потерь напора при течении воды с той же скоростью;

3) характер полученных нами кривых 1 и 2 (фиг. 4) в трубах $d=69$ и 92 мм соответственно и кривых, построенных по опытным данным как Ю. М. Ласкова (кривая 2-а), так и Б. С. Филатова (кривые 1-а и 1-б), одинаков. Несовпадение этих кривых объясняется неодинаковым составом исследовавшихся жидкостей, что отражается в величинах основных реологических параметров η и τ_0 , определенных по вышеупомянутому методу трубы.

Поскольку морской ил является структурной (бингамовской) жидкостью, гидравлический уклон при его движении в трубах может быть определен по формуле

$$\lambda = \frac{32\eta v}{\gamma d^2} + \frac{16\tau_0}{3\gamma d}, \quad (7)$$

полученной теоретически из уравнения Букингама—Рейнера без последнего члена. Уравнение (7) отличается от общеизвестной формулы для ламинарного движения на величину второго члена правой части, учитывающего специфику структурных жидкостей.

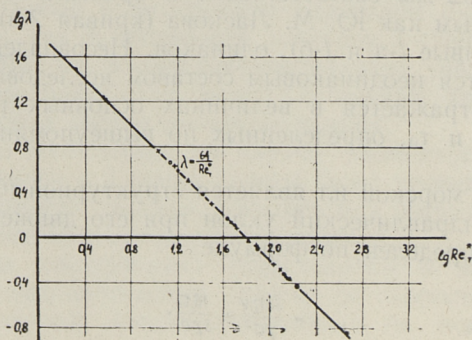
Сравнение опытных данных по движению морского ила в трубах $d=69$ и 92 мм с данными, полученными по формулам (7), приведено на фиг. 4 (кривые 1 и 2), где сплошные линии соответствуют формуле (7). Из фигуры видно, что при течении морского ила в структурном режиме опытные точки хорошо ложатся на теоретическую прямую 1 или 2.

Для сравнения гидравлических свойств различных структурных жидкостей при разных опытных условиях целесообразно эти же данные обработать в виде графика зависимости коэффициента гидравлического сопротивления от критерия подобия. Как показал Н. В. Тябин [5], уравнение (7) можно представить в критериальной форме, используя понятие обобщенного критерия Рейнольдса [8]

$$Re_{\tau}^* = \frac{1}{\frac{1}{Re} + \frac{1}{6} B} = \frac{1}{\frac{\eta_{\tau}}{\rho v d} + \frac{1}{6} \frac{\tau_0}{\rho v^2}} \quad (8)$$

В формуле (8) индекс «Т» означает, что величины η_{τ} и τ_0 подсчитываются не по вискозиметрическим замерам, а по данным опытов на трубах.

Результаты обработки опытных данных для применяемого в курортологии морского ила приведены на фиг. 5 в виде графика зависимости $lg \lambda = f(lg Re_{\tau}^*)$, где величины λ подсчитывались из опытных данных по формуле Дарси, а величина обобщенного критерия Рейнольдса по формуле (8). Опытные данные получены в отношении одного и того же морского ила в трубах различного внутреннего диаметра $d=23,5, 27,6, 69,0$ и $92,0$ мм.



Фиг. 5. Зависимость коэффициента сопротивления λ от обобщенного критерия Рейнольдса Re_{τ}^* :

- стальная труба $d = 92$ мм;
- х — то же, $d = 69$ мм;
- о — латунная труба $d = 23,5$ (гладкая);
- + — шероховатая труба $d = 27,6$ мм ($K_{сш} = 0,12$ мм)

Проведены сравнительные опыты с гладкой латунной трубой $d=23,5$ мм и с трубой, имеющей искусственную шероховатость $d=27,6$ мм ($d/k=77,6$). Как видно из фигуры 5, все результаты опытов, проведенных на трубопроводах различного диаметра, так и с трубами с различной шероховатостью, укладываются на прямую

$$\lambda = \frac{64}{Re_{\tau}^*}, \quad (9)$$

что свидетельствует, с одной стороны, о правильном выборе критерия подобия, хорошо описывающего динамическое состояние потока структурных жидкостей, в том числе морского ила,

с другой —, при структурном режиме движения морского ила относительная шероховатость менее чем $1/77,6$ не влияет на потери напора.

Опытные скорости достигали величин $1,3$ м/сек, т.е. максимальных величин, применяемых обычно в трубопроводах грязелечебниц. Поэтому формула (9) может быть рекомендована для подсчета коэффициента сопротивления и потерь напора при структурном режиме, который является характерным в трубопроводах грязелечебниц.

Что касается местных сопротивлений, то различные фасонные части и водопроводная арматура с гидравлической точки зрения в настоящее время еще мало изучены. Число работ, посвященных исследованию местных сопротивлений при движении неоднородных (структурных) жидкостей, весьма ограничено, а данные по расчету местных сопротивлений на трубопроводах, транспортирующих морской ил, совсем отсутствуют. Многие исследования по местным сопротивлениям для различных структурных жидкостей носят до сих пор несистематический характер, поэтому нет единогласия в определении коэффициента местного сопротивления ξ и в его величинах при различных режимах движения структурной жидкости. По данным А. З. Евилевича [2] местные потери напора в илопроводах в зоне расчетных скоростей оказываются меньшими, чем для воды, поэтому желательно пользоваться при определении потерь напора существующими справочными данными для воды. По другим авторам ξ является равным [1, 3, 9] или большим [8], чем для воды.

Подробные данные по изучению потерь напора в фасонных частях при движении в них осадков сточных вод приводятся в исследовании С. В. Яковлева и Ю. М. Ласкова [9], проведенном в Москве на Курьяновской и Люблинской станциях аэрации. По результатам экспериментов авторы установили, что коэффициент местного сопротивления ξ при турбулентном режиме оказывается постоянным и может быть принят по справочным данным для однородных жидкостей (вода). При структурном режиме коэффициент ξ уменьшается с ростом числа Re_{τ}^* и может определяться по соответствующему графику.

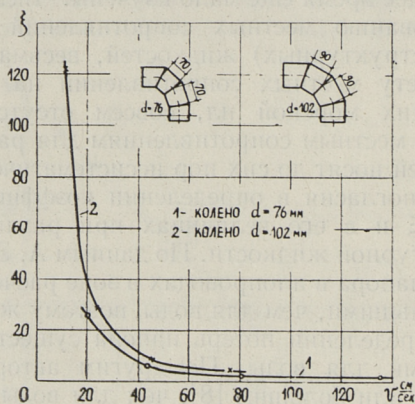
Для изучения местных сопротивлений в фасонных частях с протекающим в них морским илом нами были проведены соответствующие эксперименты на описанном выше опытном стенде № 2. Всего было исследовано 6 наиболее часто применяющихся фасонных частей при физико-механических параметрах ила $\gamma = 1,108$ Г/см³, $\omega = 83,6\%$, $\eta_{\tau} = 0,85$ пз и $\tau_{0\tau} = 320$ дн/см².

В ходе обработки опытных данных по местным сопротивлениям были определены зависимости коэффициента местного сопротивления ξ от скорости, а также от обобщенного критерия

Рейнольдса Re_T^* . Значения ξ подсчитывались по формуле Вейсбаха

$$h_M = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (10)$$

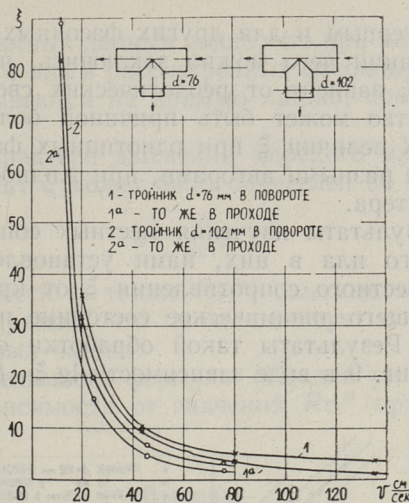
для всех изученных фасонных частей, зависимости которых от скорости представлены на фиг. 6, 7 и 8. На фиг. 6 приведены кривые $\xi = f(v)$ для колен диаметрами $d=76$ мм (кривая 1) и $d=102$ мм (кривая 2). Из фигуры видно, что характер движения морского ила в обоих коленах одинаков. Вид кривых, проведенных по опытным точкам, свидетельствует о том, что при боль-



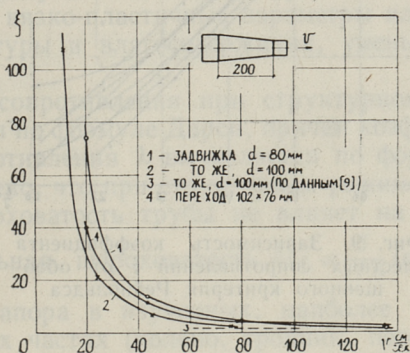
Фиг. 6. Зависимость коэффициента сопротивления ξ от скорости в колене при движении морского ила

ших скоростях движения ила коэффициент ξ мало зависит от скорости. При меньших скоростях величина ξ сильно меняется, увеличиваясь с уменьшением скорости.

На фиг. 7 нанесены графики $\xi = f(v)$ для тройников $d=76$ и 102 мм как в проходе, так и в повороте. Видно, что характер движения ила в тройниках различного диаметра аналогичен, но при движении ила в повороте (кривые 1 и 2) ξ является бóльшим, чем при движении в проходе при одних и тех же тройниках соответственно (кривые 1-а и 2-а). При сравнении кривых 1 и 2 или 1-а и 2-а (фиг. 7) можно заметить, что для однотипных фасонных частей значения ξ оказываются бóльшими при фасонных частях меньшего диаметра и наоборот. Это свидетельствует о том, что величина ξ зависит не только от скорости движения жидкости, но и от диаметра трубы, уменьшаясь с ростом последних.



Фиг. 7. График зависимости $\xi = f(v)$ при движении морского ила через тройник



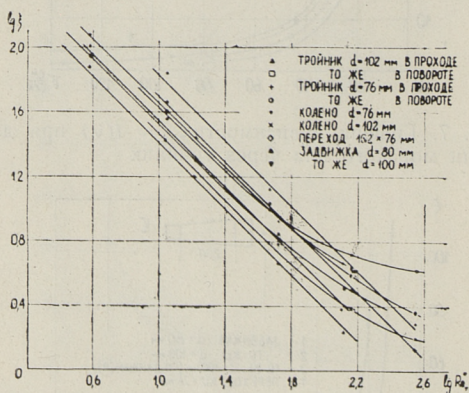
Фиг. 8. График зависимости $\xi = f(v)$ при движении морского ила через задвижку и переход

На фиг. 8 представлены опытные кривые $\xi = f(v)$ для задвижек $d=80$ и 100 мм и для перехода 102×76 мм.

Из сравнения полученной нами кривой $\xi = f(v)$ для задвижки $d=100$ мм (при движении в ней морского ила с влажностью $w=84\%$) с данными Ю. М. Ласкова [9] при движении осадка сточных вод в скоростном диапазоне выше $0,5$ м/сек видно, что при одной и той же фасонной части значения ξ для морского ила превышают в несколько раз величины ξ для осадков сточных вод при одинаковых скоростях движения. Вышесказанное

является характерным и для других фасонных частей и арматуры, на основании чего можно заключить, что коэффициент сопротивления ξ зависит от реологических свойств жидкости. Это обстоятельство может быть причиной большого разброса опытных данных величин ξ при однотипных фасонных частях, опубликованных разными авторами, при жидкостях различного состава и характера.

Обобщая результаты изучения местных сопротивлений при течении морского ила в них, нами установлена зависимость коэффициента местного сопротивления ξ от критерия подобия Re_{τ}^* , описывающего динамическое состояние потока структурной жидкости. Результаты такой обработки опытных данных приведены на фиг. 9 в виде зависимости $\lg \xi = f(\lg Re_{\tau}^*)$.



Фиг. 9. Зависимость коэффициента местных сопротивлений ξ от обобщенного критерия Рейнольдса

Т а б л и ц а 3

Значения A для фасонных частей

Тип фасонной части	Диаметр, мм	A	Предел применимости формулы (II) в зависимости от Re_{τ}^*
Тройник в проходе . .	102	258	Во всем исследованном диапазоне
То же	76	500	То же
Тройник в повороте . .	102	333	до 100
То же	76	428	до 46
Колено	102	285	до 126
То же	76	465	до 120
Переход	102 × 76	465	до 125
Задвижка	100	339	Во всем диапазоне
То же	80	660	То же

Из анализа опытных данных видно, что при малых скоростях движения морского ила в рассмотренных фасонных частях опытные точки укладываются на прямую линию, протекающую под углом 45° .

При таком характере движения морского ила в фасонных частях коэффициент ξ может быть определен по формуле

$$\xi = \frac{A}{Re_{\tau}^*} \quad (11)$$

С ростом скорости (а также Re_{τ}^*) опытные точки начинают отклоняться от прямой, что свидетельствует о начале турбулизации в фасонных частях.

Пределы применимости формулы (11) для различных фасонных частей в зависимости от значений Re_{τ}^* приведены в таблице 3.

Выводы

1. Морской ил является неньютоновской жидкостью, подчиняющейся закону Бингама (1) и уравнению Букингама (2).

2. Основные вязко-пластичные параметры ила (η и τ_0) зависят от температуры и влагосодержания, уменьшаясь с ростом последних.

3. Путьевые сопротивления при структурном режиме могут быть определены по формуле Дарси, причем коэффициент гидравлического сопротивления λ вычисляется по формуле (9).

4. Установлено, что при структурном режиме движения морского ила шероховатость трубы не влияет на потери напора, если относительная шероховатость $k/d \leq \frac{1}{77,6}$ ($k_{\text{ср}} = 0,12 \text{ мм}$).

5. Потери напора в изученных, наиболее часто встречающихся фасонных частях (колесо, тройник, переход, задвижка) можно определить по формуле Вейсбаха (10). При этом установлено, что в пределах структурного режима коэффициент местного сопротивления ξ может быть определен по формуле $\xi = A/Re_{\tau}^*$, где A есть постоянная, зависящая от типа фасонных частей.

6. Обобщенный критерий Рейнольдса (8) хорошо описывает динамическое состояние потока морского ила.

Условные обозначения:

- τ — касательное напряжение, в $\text{дн}/\text{см}^2$;
- $\tau_{\text{макс}}$ — касательное напряжение на стенке трубы, в $\text{дн}/\text{см}^2$;
- τ_0 — предельное напряжение сдвига, в $\text{дн}/\text{см}^2$;
- η — коэффициент динамической вязкости, в пуазах;
- γ — удельный вес, в $\text{Г}/\text{см}^3$;
- ρ — плотность, в $\text{Г}/\text{см}^3$;

r	— радиус трубы;
p	— потери напора по длине трубы L ;
v	— средняя скорость;
dv/dr	— градиент скорости, в $1/сек$;
$(dv/dr)_{макс}$	— градиент скорости на стене трубы, в $1/сек$;
k	— абсолютная шероховатость трубы, в $мм$;
w	— влажность ила, в $\%$;
A	— постоянная, зависящая от типа фасонных частей;
B	— безразмерный комплекс, равный $\tau_0/\rho v^2$;
Re	— обычный критерий Рейнольдса.

ЛИТЕРАТУРА

1. Л. Е. Волков. Местные потери напора при движении бумажной массы в массопроводах. Бумажная промышленность, № 12, 1954.
2. А. З. Евилевич. Осадки сточных вод. Изд-во литературы по строительству, Л.-М. 1965.
3. А. А. Карпинский, А. С. Казак. Результаты опытов с транспортированием осадков сточных вод по напорным трубам. Сб. „Проблемы очистки сточных вод г. Москвы“ изд-во МКХ РСФСР, 1955.
4. Отчет о разведке эстонских морских грязей в 1963 г. М. 1964.
5. Н. В. Тябин. Колл. ж., 13, 1951, 55; 14, 1952, 270.
6. Б. С. Филатов. Течение суспензий глины в трубах. Колл. ж., 16, 1954, 65.
7. Б. С. Филатов. Определение реологических свойств суспензий глин в условиях установившегося движения. Колл. ж., 16, 1954, 141.
8. Р. И. Шищенко. Гидравлика глинистых растворов. Гос. научно-техн. изд-во нефтяной и горно-топливной литературы, Баку 1951.
9. С. В. Яковлев, Ю. М. Ласков. Перекачка ила и осадков сточных вод. Гос. изд-во лит-ы по стр-ву, архитектуре и стр-ным материалам, М. 1961.
10. V. Vadi. Eesti tervismuda balneoloogiline uurimine, ENSV TRÜ Toimetised 7. RK «Teaduslik Kirjandus», Tartu 1947.

**The Study of Sea Sludge Rheological Parameters and
Pressure-Loss Calculation**

Summary

The paper deals with the laminar flow of sea sludge in circular tubes, approaching Bingham plastic behavior. The material rheological constants are plastic viscosity η and yield stress τ_0 which are determined from the data of pipe flow.

Familiar Darcy and Weissbach formulas have been used to calculate pressure losses in tubes or pipe fittings, respectively. The flow properties of the material are characterized by the modified Reynolds number Re_T^* .

УДК 628.067.1

А. Я. Кыйв, Э. Р. Каар, О. Х. Кяспер

ИССЛЕДОВАНИЕ ОДНОСТУПЕНЧАТОЙ ОЧИСТКИ ВОДЫ ОЗ. ЮЛЕМИСТЕ

На Таллинской водоочистой станции в настоящее время применяется двухступенчатая схема очистки воды (предварительное хлорирование, коагулирование, использование вертикальных осветлителей со взвешенным осадком и двухслойных скорых фильтров в основном с загрузкой песка 60—80 см и гранулированного активного угля 20—40 см). Но для нормальной работы осветлителей требуются чрезвычайно большие дозы коагулянта — летом 12... 18 мг/л, зимой 18... 26 мг/л Al_2O_3 . Более целесообразным, по мнению авторов, является применение одноступенчатой схемы очистки воды микрофильтрованием, хлорированием, коагулированием и фильтрованием. Возможность применения такой очистной схемы воды оз. Юлемисте исследовалась в октябре 1967 года.

Характер воды источника водоснабжения изменяется круглый год, но в основном можно выделить два периода — летний и зимний.

В таблице 1 приведены некоторые характеристики этих периодов.

Т а б л и ц а 1

№	Показатель	Единица	Летом	Зимой
1	Взвешенные вещества . .	мг/л	15—30	0,1—1
2	Цветность . .	$^{\circ}Pt;Co$	30—40	45—55
3	<i>pH</i>	—	8,4—8,6	7,4—7,9
4	Фитопланктон	клеток/мл	до 70.000	несколько сотен

В состав очистной схемы входили следующие элементы:

1) Микрофильтр (МФ). Тип МФ-2 (производственный). Диаметр барабана 1,0 м, длина 1,0 м, поверхность сетки

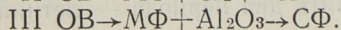
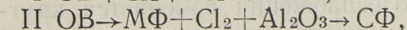
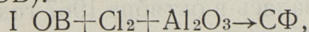
(004) 1,85 м². МФ работал при оптимальном режиме, установленном предварительными исследованиями [1]: производительность составляла 70 м³/час (для опытов использовали только часть микрофильтрованной воды), потеря напора в сетке — 4... 8 см, количество промывной воды — 3... 4%.

2) Х л о р (Cl₂). Применялся растворенный в воде газообразный хлор. Дозирование хлора нами не управлялось, то есть доза составляла 3... 4 мг/л, время контакта с водой — 30 минут, как и в производственном процессе.

3) К о а г у л я н т Al₂(SO₄)₃. Необходимая доза коагулянта определялась лабораторным путем и составляла 8,10 и 12 мг/л Al₂O₃. Коагулянт вводился в воду за 10 секунд до поступления в скорый фильтр. Перемешивание коагулянта производилось в трубе, в турбулентном потоке воды.

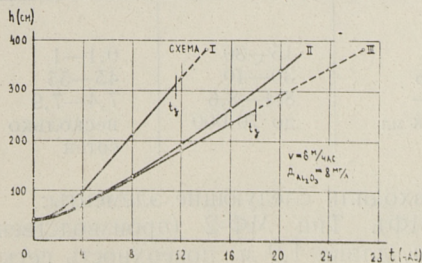
4) С к о р ы й ф и л ь т р (СФ). Наиболее подходящей в этом случае могла быть только крупнозернистая загрузка с большой грязеемкостью (М), преимущества которой были выяснены в ходе предварительных исследований [2]. Загрузка фильтра состояла из слоя песка высотой 200 см ($d_3=1,23$ мм; $K=1,8$) и слоя угля АГ-3 высотой 35 см ($d_3=1,60$; $K=1,5$). Площадь полупромышленного фильтра 0,45 м². Через каждые 30 см по высоте загрузки были установлены пьезометры и краны для отбора проб воды. Фильтрация происходила при скорости $v=6,8$ и 10 м/час.

Исследовались следующие схемы очистки воды оз. Юлемисте (ОВ):



Средние значения результатов опытов приведены в таблицах 2 и 3.

При сопоставлении схем I и II был определен эффект очистки воды микрофильтром. Выяснилось, что микрофильтр удаляет 20-35% взвешенных веществ и 75-90% фитопланктона. Однако продолжительность фильтроцикла скорого фильтра увеличивается более 25% (см. фиг. 1).



Фиг. 1. Прирост потерь напора при разных исследуемых схемах

Таблица 2

Схема	№ опыта	Дата (X 1967)	Озерная вода			Микрофильгр + хлор				
			t° °C	C _{ов} мг/л	Ц _о Pt;Co	C _{мф} мг/л	C _{мф} /C _{ов}	Доза Cl ₂ мг/л	Ц _х Pt;Co	Ц _х /Ц _о
I	1	03-04	11,5	10,7	28	—	—	3,5	24	0,86
	2	05-06	11,9	11,1	36	—	—	3,8	32	0,89
	3	13	10,3	13,1	45	—	—	3,4	39	0,87
	4	16-17	10,1	12,6	40	—	—	3,7	36	0,87
	5	17	9,5	13,0	38	—	—	3,7	35	0,89
	6	17-18	9,5	15,0	37	—	—	3,7	34	0,92
	7	25	7,4	7,5	47	—	—	3,6	42	0,89
	8	25-26	7,3	9,6	47	—	—	3,6	42	0,89
	9	26	7,2	12,0	48	—	—	4,2	43	0,90
II	10	02-03	11,6	9,9	30	7,2	0,73	3,2	26	0,87
	11	04-05	11,4	13,2	35	8,9	0,67	3,6	31	0,89
	12	12	10,2	16,2	36	10,5	0,65	3,4	32	0,89
III	13	09-10	11,3	10,8	23	8,3	0,77	—	—	—
	14	10-11	10,9	11,4	33	9,2	0,80	—	—	—
	15	11-12	10,5	12,0	31	9,2	0,77	—	—	—
	16	18-19	8,7	20,0	36	15,9	0,80	—	—	—
	17	19	7,7	20,3	41	14,9	0,73	—	—	—
	18	19-20	7,3	22,5	39	17,8	0,79	—	—	—

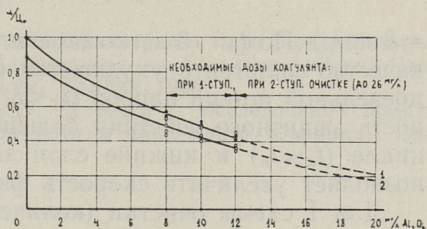
Примечание: значения M, Co и C приведены в течение t₃

Таблица 3

Смена	№ опыта	Дата (X 1967)	D, Ca Al ₂ O ₃ мг/л	Скорый фильтр						Ц, Цо	h _о ; H см	M кг/м ³
				v м/час	t _н час	t _з час	С _о мг/л	C мг/л	Ц Pt; Co			
I	1	03—04	8	6	14,0	11,5	21,5	1,1	13	0,46	46—383	0,63
	2	05—06	10	6	12,0	> t _н	24,0	0,5	16	0,44	36—383	0,75
	3	13	12	6	12,0	„	20,6	0,5	18	0,40	38—384	0,64
	4	16—17	8	8	15,0	14,0	20,2	1,0	19	0,47	51—369	0,96
	5	17	10	8	13,2	> t _н	23,1	0,9	15	0,40	50—375	1,04
	6	17—18	12	8	9,2	„	29,8	0,8	14	0,38	50—366	0,95
	7	25	8	10	11,8	9,2	14,5	0,8	25	0,53	87—339	0,56
	8	25—26	10	10	9,8	> t _н	17,0	1,0	23	0,49	77—335	0,70
	9	26	12	10	7,5	„	17,0	0,6	21	0,44	72—320	0,55
II	10	02—03	8	6	21,8	„	16,6	0,8	15	0,50	36—376	0,92
	11	04—05	10	6	15,0	„	25,2	0,5	15	0,43	50—381	0,99
	12	12	12	6	11,0	„	23,3	0,4	13	0,36	41—384	0,67
III	13	09—10	8	6	26,7	18,0	18,7	1,0	13	0,57	37—384	0,85
	14	10—11	10	6	17,7	> t _н	21,4	0,5	16	0,49	38—386	0,99
	15	11—12	12	6	15,5	„	22,7	0,6	13	0,42	38—379	0,92
	16	18—19	8	8	18,2	11,0	28,6	1,1	19	0,53	50—374	1,08
	17	19	10	8	15,5	11,0	31,0	0,8	21	0,51	48—368	1,18
	18	19—20	12	8	13,5	11,0	35,1	1,0	16	0,41	53—368	1,34

Фиг. 2. Зависимость остаточной цветности от дозы коагулянта:

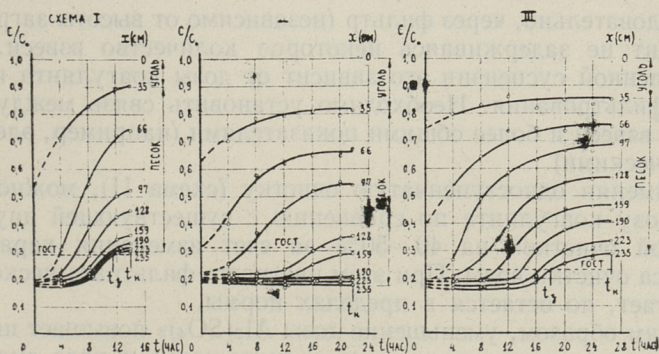
1 — нехлорированная вода;
2 — хлорированная вода (доза хлора 3—4 мг/л)



Сопоставление схем II и III показало, что применение хлора улучшает коагуляцию, благодаря чему уменьшается необходимая доза коагулянта. Хлор (3-4 мг/л) уменьшает цветность воды примерно на 10% (см. фиг. 2, где C_0 — начальная цветность воды и C — цветность после хлорирования и коагулирования). Применение хлора уменьшает продолжительность рабочего цикла на несколько часов (см. фиг. 1), но возрастает запас защитного действия скорого фильтра ($n=t_3/t_n$) и можно увеличить скорость фильтрования.

Следовательно, наилучшей схемой очистки является II схема, то есть озерную воду микрофильтруют, хлорируют, коагулируют и фильтруют через скорый крупнозернистый фильтр.

В ходе опытов исследовалась также кинетика фильтрации (фотоэлектрическим колориметром-нефелометром ФЭКН-57 при $\lambda=420\mu m$ определена оптическая плотность проб исходной воды (C_0), а также воды из семи промежуточных слоев и фильтра (C) через каждые 4 часа.

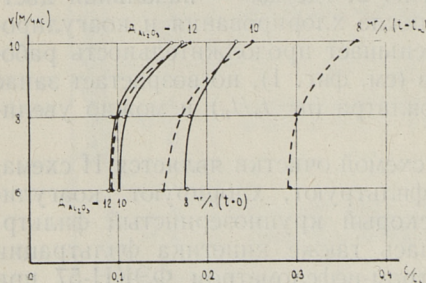


Фиг. 3. Степень очистки воды фильтрующими слоями разной толщины

На фиг. 3 изображена степень очистки воды при выходе из фильтрующих слоев разной толщины в зависимости от времени $C/C_0=f(x, t)$ для трех исследуемых схем ($v=6$ м/час, $D_{Al_2O_3} =$

$= 8 \text{ мг/л}$). По фиг. 3 легко заметить, что при I и III схеме очистки качество фильтрата ухудшается ($C > 2 \text{ мг/л}$) перед достижением предельной потери напора ($t_3 < t_n$). При II схеме продолжительность защитного действия больше продолжительности фильтроцикла ($t_3 > t_n$) и нижние слои загрузки еще не засорены, что позволяет увеличить скорость фильтрования.

Для I схемы очистки (количество проведенных опытов этой серии самое большое) получена зависимость степени очистки воды C/C_0 от дозы коагулянта и скорости фильтрования в начале и в конце опыта (фиг. 4).



Фиг. 4 Зависимость степени очистки воды от дозы коагулянта и скорости фильтрования: — в начале опыта ($t=0$); - - - в конце опыта ($t=t_n$)

Следовательно, через фильтр (независимо от высоты загрузки) проходит не задерживаясь некоторое количество взвеси. При определенной суспензии это зависит от дозы коагулянта и скорости фильтрования. Необходимо установить связь между этой частью взвеси и более общими показателями (например, электрокинетическими).

Применяя одноступенчатую очистку (схема II), можно снижать дозу коагулянта по сравнению с существующей двухступенчатой очисткой на 40—50% за счет изменения характера процесса очистки воды. При этом цветность фильтрата несколько возрастает, но остается в пределах нормы.

Таким образом, уменьшение дозы $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ повышает щелочность воды, а также уменьшает и содержание в воде сульфат-ионов, что важно при обеспечении стабильности воды и уменьшении биокоррозии в открытой системе горячего водоснабжения.

Исследование одноступенчатой схемы очистки продолжается. Будет изучено влияние круглогодичного изменения характера воды на ход процесса фильтрации и усовершенствована схема очистки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Х. Я. Лонд. Исследование микрофльтрации для предварительной очистки питьевой воды. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Таллин 1966.
2. А. Я. Кыйв, Х. Я. Лонд, Э. Р. Каар. Исследование защитного действия скорых фильтров (статья настоящего сборника). См. стр. 19.

A. Kõiv, E. Kaar, O. Käsper

Investigation into One-Stage Purification of the Water of Lake Ülemiste

Summary

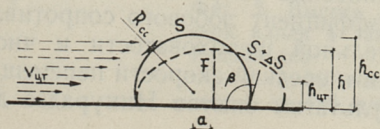
A water purification scheme is worked out and the reduction of coagulant dose to 40—50% in comparison with the existing purification scheme (up-flow coagulation tanks, rapid filters, necessary dose of Al_2O_3 is 12—26 mg. per litre) is obtained. Raw water is microstrained, chlorinated, coagulated and filtered by means of coarse-grained rapid filters. As a result of the kinetic research of filtration, the connection between coagulant dose, rate of filtration and purification stage of water is ascertained.

ПОТЕРИ ДАВЛЕНИЯ ТРЕНИЮ В ВОЗДУХОВОДАХ, ПЕРЕМещаЮЩИХ НАСЫЩЕННЫЙ ВЛАГОЙ ВОЗДУХ В НЕИЗОТЕРМИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Опыт эксплуатации многих аспирационных систем, перемещающих насыщенный влагой воздух в неизотермических условиях, показывает, что они работают неудовлетворительно, то есть действительные потери давления в указанных системах превышают расчетные. Причиной такого положения является выпадение конденсата на внутренней поверхности воздухопроводов. Образовавшаяся таким образом новая, искусственная шероховатость гораздо больше естественной (расчетной) шероховатости, свойственной материалу упомянутых воздухопроводов, которые изготовляются из жести или винипласта.

Хотя возникновение, рост и скатывание (исчезание) отдельной капли происходит циклично, можно процесс капельной конденсации на рассматриваемой поверхности считать квазистационарным благодаря большому числу отдельных капелек, расположенных на упомянутой поверхности и находящихся в разных стадиях цикла развития. Следовательно, вполне допустима замена действительной, непрерывно изменяющейся картины распределения капелек упрощенной математической моделью, состоящей из одинаковых так называемых средних статистических капелек, размеры которых во времени не изменяются.

Так как капли не жесткие, то под действием наружной силы, которая в данном случае является динамическим давлением перемещаемого потока, они деформируются. Ввиду постоянства объема средней статистической капли высота ее уменьшается, боковая поверхность увеличивается на ΔS и центр тяжести перемещается вдоль воздухопровода на отрезок a , как это видно из фиг. 1.



Фиг. 1. Деформирование капли конденсата динамическим давлением перемещаемого потока

Из вышеизложенного следует, что абсолютная величина шероховатости воздуховода, по которому перемещается насыщенный влагой воздух в неизотермических условиях, уменьшается с увеличением скорости потока. Так как воздуховоды аспирационных систем работают в докватратичной области, где коэффициент сопротивления трения зависит как от скорости, так и от относительной шероховатости, то ниже даны зависимости для определения упомянутых величин в случае изменяющейся шероховатости.

Исходя из баланса энергии существует для каждой капли закон: работа наружных сил (A_{nc}) должна быть равна работе внутренних сил ($A_{вс}$).

$$A_{nc} = A_{вс}. \quad (1)$$

Работа внутренних сил зависит от увеличения боковой поверхности капли и поверхностного натяжения, т.е. определяются работой когезии

$$A_{вс} = A_{ког} = \Delta S \sigma. \quad (2)$$

Что касается работы адгезии, то в данном случае она не учитывается, так как край капли, обращенный в сторону действия наружных сил, зафиксирован (см. фиг. 1).

Наружная сила, действующая на каплю, определяется коэффициентом лобового сопротивления (C_F), площадью мидлевого сечения (F) и динамическим давлением потока на уровне центра тяжести (ρ) мидлевого сечения.

$$P = C_F F v_{ит}^2 \frac{\rho}{2}. \quad (3)$$

Так как все упомянутые величины, кроме плотности, изменяются при деформации капли и их можно представить как функции от a , то, следовательно, $P = P(a)$, и работа наружных сил выражается интегралом

$$A_{nc} = \frac{\rho}{2} \int_a^u C_F(\sigma) F(\sigma) v_{ит}^2(\sigma) d\sigma. \quad (4)$$

При деформации капля превращается из шара с отрезанным сегментом в эллипсоид с отрезанным сегментом. Геометрические параметры такого эллипсоида определяются исходя из условия постоянства объема и предположения, что направленная по периметру воздуховода ось эллипсоида сохраняет свою первоначальную величину ($2R_{cc}$). Коэффициент лобового сопротивления в зависимости от относительной шероховатости и числа Рейнольдса, т.е. от высоты капли и средней скорости перемещаемого потока, рассчитан по результатам опытов Никурадзе для

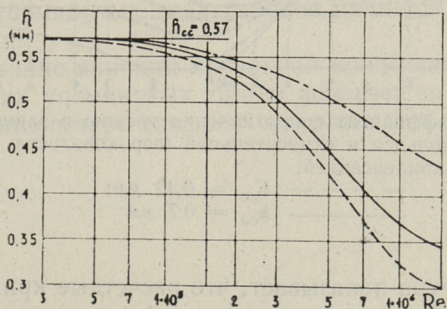
зернистой шероховатости. Скорость на уровне центра тяжести мидлевого сечения была определена по закону «одной семерки» о распределении скоростей при турбулентном течении в трубах.

Подставив полученные зависимости в формулу (4), проинтегрировав ее, заменив переменную a на h и сопоставив уравнения (2) и (4), была получена после соответствующих математических преобразований формула (5) для определения высоты деформированной капли в зависимости от радиуса воздуховода (r), от скорости и физических параметров перемещаемого воздуха $\left(Re, \frac{\sigma}{\rho v^2} \right)$.

$$\Delta s \frac{\sigma}{\rho v^2} r = Re^2 \left(\frac{R_{cc}}{r} \right)^{1,29} \left[B - \left(\frac{h}{R_{cc}} \right)^b \right] C - \frac{Re^{1,19}}{\sqrt{0,221 + 0,0032 Re^{0,237}}} \left(\frac{R_{cc}}{r} \right)^{0,29} \cdot \left[\left(\frac{h}{R_{cc}} \right)^k - K \right] G + \frac{Re^{0,24}}{0,221 + 0,0032 Re^{0,237}} \left(\frac{R_{cc}}{r} \right)^{-0,71} \left[\left(\frac{h}{R_{cc}} \right)^n - N \right] M. \quad (5)$$

Постоянные $B, b, C, G, K, k, M, N, n$ в формуле (5) зависят от угла смачивания β . Радиус средней статистической недеформированной капли (R_{cc}) определялся путем математического моделирования процесса капельной конденсации в круглых воздуховодах аспирационных систем.

Расчеты, проделанные на электронно-вычислительной машине «Минск-22», показали, что при принятой схеме моделирования изменение физических параметров перемещаемого насыщенного воздуха, конденсата и окружающей среды в наиболее часто встречающихся пределах (температура перемещаемого воздуха от 35°C до 50°C , температура окружающей среды от 15°C до 30°C) практически не влияют на величину R_{cc} . В реальных



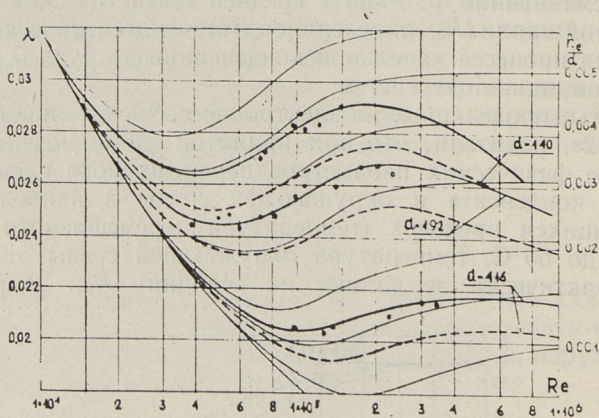
Фиг. 2. Высота средней статистической капли в зависимости от числа Рейнольдса:

--- $d = 140$ мм; — $d = 192$ мм;
- · - $d = 416$ мм

условиях на внутренней поверхности воздуховода всегда встречаются соединения жирных кислот, вследствие чего $\beta \cong 106^\circ$. В таком случае $R_{cc} = 0,45$ мм и высота недеформированной капли $h_{cc} = 0,57$ мм.

Итоги расчетов, проведенных по формуле (5) для воздухопроводов диаметром 140, 192 и 416 мм при вышеуказанных параметрах, представлены на фиг. 2, из которой видно, что капли деформируются в основном в диапазоне $Re = 1 \cdot 10^5 \div 1 \cdot 10^6$. С другой стороны, что и можно было предположить, деформации в воздуховодах меньшего диаметра больше, так как центр тяжести мидлевого сечения капли в них при одинаковой средней скорости ближе и максимальной скорости потока.

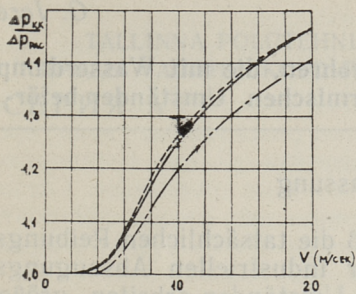
Для определения коэффициента сопротивления трению (λ) в зависимости от скорости перемещаемого воздуха рассчитанные по формуле (5) кривые были переведены в масштаб относительной шероховатости ($\frac{h}{d}$) и наложены на номограмму Никурадза для равномерной зернистой шероховатости (см. фиг. 3).



Фиг. 3. Коэффициент сопротивления трению в зависимости от числа Рейнольдса и относительной шероховатости, вызванной капельной конденсацией:

— — — — — $h_{cc} = 0,42$ мм;
 ————— $h_{cc} = 0,7$ мм

Данная фигура показывает, что расчетные кривые дают заниженные величины λ в сравнении с опытными данными. Расхождение объясняется тем, что капельки конденсата отличаются как по форме, так и по расположению от песка, применяемого Никурадза. Чтобы опытные данные совпадали с теоретическими кривыми, при определении требуется ввести в расчет высоты неде-



Фиг. 4. Соотношение действительных потерь давления на трение воздухопроводов, перемещающих насыщенный воздух в неизотермических условиях ($\Delta P_{акт}$), к расчетным, не учитывающим влияние капельной конденсации ($\Delta P_{рас}$), в зависимости от средней скорости перемещения:

--- $d = 140$ мм;
 — $d = 192$ мм;
 - · - · - $d = 416$ мм

формированной средней статистической капли при $\beta = 106^0$ поправочный коэффициент 1,2.

Для сравнения потерь давления на трение воздухопроводов, перемещающих насыщенный влагой воздух в неизотермических условиях, были проделаны расчеты как по вышеприведенной, так по существующей методике, не учитывающей влияния капельной конденсации. Итоги расчетов, представленные на фиг. 4, показывают, что при скорости потока 10 м/сек увеличение потерь давления составляет 26% при $d = 140$ мм и 20% — при $d = 416$ мм.

Выводы

1. Повышенные потери давления в аспирационных системах, перемещающих насыщенный влагой воздух в неизотермических условиях, вызваны выпадением конденсата в виде капелек на внутренней поверхности воздухопроводов.

2. Под действием динамического давления перемещаемого потока капли деформируются и, следовательно, относительная шероховатость упомянутых воздухопроводов является функцией от скорости воздуха.

3. Игнорирование влияния капельной конденсации в гидравлических расчетах упомянутых систем повлечет за собой значительное увеличение потерь давления по сравнению с расчетными.

Der Reibungsdruckverlust in Luftrohren, die mit Wasserdampf gesättigte Luft unter nichtisothermischen Umständen befördern

Zusammenfassung

Aus Erfahrungen ist bewußt, daß die tatsächlichen Reibungsdruckverluste in Saugleitungen der industriellen Absaugungsanlagen, die unter obengenannten Umständen arbeiten, größer als rechnerische sind. Die Zunahme ist durch die neue künstliche Rauheit hervorgerufen, weil der Wasserdampf auf die Innenfläche der Luftrohre tropfenförmig kondensiert. Der dynamische Druck der Strömung deformiert die Tropfen und deswegen wird die Steigerung der Förderungsgeschwindigkeit von der Abnahme der neuen relativen Rauigkeit begleitet.

Die Formel für die Bestimmung der Abhängigkeit der relativen Rauigkeit von dem Exploitationsregime der Luftrohre wurde durch die Gegenüberstellung der Arbeit der inneren und äußeren Kräfte, die an der Deformierung der Tropfen teilnehmen, ermittelt.

Die Berechnungen, die auf Grund dieser Formel realisiert wurden, zeigten, daß der Reibungsdruckverlust bei der Tropfenkondensation für die Förderungsgeschwindigkeit 10 m/sec rund 25% höher ist.

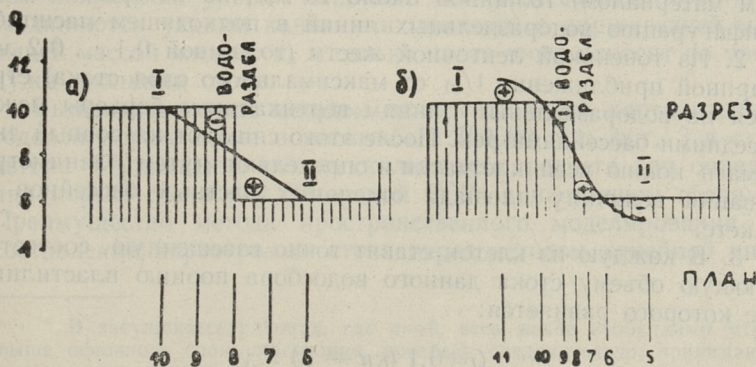
УДК 551. 480

А. Г. Каск

ПРОСТРАНСТВЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИАЛЬНОГО РАСПРЕДЕЛЕНИЯ СТОКА

В практике гидрологических исследований часто пользуются картами, составленными по различным гидрологическим характеристикам. При составлении карты величины стока по данным наблюдений в каком-либо пункте реки обычно сток считается равномерно распределенным по всей площади бассейна, поэтому наблюдаемый в этом пункте сток условно относится к центру бассейна. При этом геометрические центры тяжести замкнутого водосбора реки, как правило, определяются приближенно, на глаз (Воскресенский, 1962). Далее изолинии величины стока наносят на карту путем линейной интерполяции между этими пунктами.

Такая методика построения карты территориального распределения стока принципиально неправильна, так как по существу она связана с перемещением объема стока из одного бассейна к другому, что, по нашему мнению, недопустимо.



Фиг. 1. Схема построения изолиний стока: а) при линейной интерполяции б) при пространственном моделировании.

Нами разработана методика составления карты стока при помощи пространственной модели.

Величина стока (обычно q , Q), как известно, выражается и через слой стока (y), или же как объем стока (W) за период времени по всей площади бассейна водотока. Между величинами (q , Q , y , W) существуют простые линейные отношения. Следовательно, нет принципиальных трудностей сперва построить пространственную модель распределения объема стока, а потом перейти на слой или модуль стока.

На фиг. 1 изображен схематично принцип построения изолиний стока методом линейной интерполяции и пространственного моделирования. Как видно из чертежа, при линейной интерполяции практически происходит перемещение объема стока из I-го бассейна (с более высоким значением q) ко II бассейну (где значение q меньше). В то же время при пространственном моделировании перемещение объема стока происходит только внутри рассматриваемого водосбора. Благодаря этому коренным образом изменяется плановое распределение изолиний стока и, как правило, увеличивается амплитуда стока, т.е. значение экстремальных величин. Это и естественно, так как сток с какой-либо площади является интегральной величиной, а пространственное моделирование есть не что иное, как попытка нахождения решения этого интеграла.

Рекомендуемый порядок практического выполнения работы следующий:

1. Жесткая, ровная металлическая или стеклянная пластинка (толщиной не менее 5 мм) покрывается абсолютно ровным основным слоем пластилина (или каким-либо другим пластичным материалом) толщиной около 10 мм, на который наносят конфигурацию водораздельных линий в подходящем масштабе.

2. Из тоненькой ленточной жести (толщиной 0,1... 0,2 мм, шириной приблизительно $1/10$ от максимального слоя стока) строятся по водораздельным линиям вертикальные барьеры между соседними бассейнами рек. После этого снимают на ровный лист бумаги копию всей клетчатки и определяют путем планиметрирования величину площади отдельных частных бассейнов на макете.

3. В каждую из клеток ставят точно взвешенную, соответствующую объему стока данного водосбора порцию пластилина, вес которого равняется:

$$G=0,1 (\kappa y - h) F' \gamma,$$

где G — вес материала, в граммах;

y — слой стока, в мм;

h — высота основного слоя пластилина на пластинке в мм*);

F' — величина площади данного водосбора на макете, в см²;

γ — удельный вес пластилина, в г/см³;

k — вертикальный масштаб макета (рекомендуется взять 1:10).

4. Пластилин разглаживается внутри каждого бассейна так, чтобы:

а) у обеих сторон барьера, разделяющего соседние водосборы (на водораздельных линиях), высота слоя пластилина была бы одинаковая;

б) общий рельеф как внутри каждого водосбора, так и на макете в целом был бы плавный, без резких уступов и переломов**.

5. Осторожно вытаскиваются из макета жестяные элементы барьера. Обнаруженные дефекты (деформация рельефа в макете) исправляются.

6. Устанавливается основание макета (пластинка) в строго горизонтальное положение и заливается жидкостью (водой) до полного потопления. Регулирование горизонтальности макета целесообразно провести при помощи закрепленных по углам макета миниатюрных реек, на которые нанесены деления в миллиметрах (в случае, когда предполагается карту стока составить по слоям стока) или через каждые 3,15 мм (соответственно при вертикальном масштабе 1:10 на величину единицы модуля стока через 1 л/сек.км²).

7. При постоянном понижении уровня жидкости через желаемые интервалы по линиям уреза жидкости наносят на макет изолинии стока. В случае, когда на макете при последовательном понижении уровня жидкости остаются озера (лужи), они соединяются узкими канавками (щелями) с окружающей макет общей массой жидкости, и только после этого наносят по урезам лужи изолинии стока.

Вышеизложенным методом нами составлена карта изолиний годовой нормы стока в масштабе 1:750000 (см. фиг. 3 в статье автора «Применение метода скользящего среднего для определения нормы стока рек Эстонской ССР» в настоящем сборнике). Преимущество метода пространственного моделирования при составлении картограммы стока перед методом линейной интер-

* В засушливых районах, где $y \rightarrow 0$, весь макет необходимо строить выше основного слоя пластилина, который, следовательно, принимают за нулевую площадь ($h=0$).

** При моделировании рельефа следует учитывать имеющиеся данные о региональных особенностях в распределении стока внутри бассейна реки.

поляции, нам кажется, беспорное. Точность построения карты значительно повышается именно для таких территорий, где ввиду региональных особенностей распределение стока весьма сложное.

Отметим, что один раз изготовленные элементы ограды для пространственного моделирования стока пригодны для многократного использования, и, следовательно, затраты на их изготовление быстро окупаются.

ЛИТЕРАТУРА

1. К. П. Воскресенский. Норма и изменчивость годового стока рек Советского Союза. Л. 1962.

A. Kask

Space Design of Territorial Distribution of Runoff

Summary

Compiling charts of runoff the obtained size of the flow measured at some spots of the river is transferred to the centre of the water body, while the isogam of runoff size is plotted by linear interpolation between these centres. The defects and errors of this method are pointed out (fig. 1, scheme a), and a method for drawing runoff charts by a space model based on the data of runoff volume is presented, the latter being concerned within the limits of the water body (fig. 1, scheme b). Application of the proposed method allows greater correctness in compiling runoff charts.

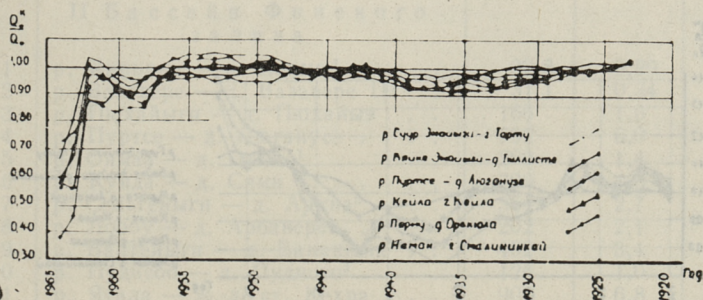
УДК 551.482.4

А. Г. Каск

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДА СКОльзяЩЕГО СРЕДНЕГО ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМЫ СТОКА РЕК ЭСТОНСКОЙ ССР

Первые систематизированные данные о норме стока по 9 основным рекам республики даны проф. А. А. Вельнером на основании характерного периода наблюдений за 1929... 1938 гг. (А. А. Вельнер, 1957).

Впоследствии, в процессе накопления материалов наблюдений, значения нормы стока рек Эстонии определялись многими авторами (Б. Д. Зайков, 1946 [5]; В. А. Ионат, 1955 [6]; К. П. Воскресенский, 1962 [4]; Т. Ф. Эйпре, 1965, 1966, 1967 [8]; К. Т. Хоммик, 1966 [7]; Ю. Кальюмяэ и др., 1967 [1]). На сегодняшний день имеются опубликованные данные о норме стока приблизительно по 50 гидрологическим постам. Исключая более резкие расхождения (результаты Б. Д. Зайкова по сравнению с другими намного выше), согласованность в определении норм стока отдельными авторами для рек с более длинными рядами наблюдений можно считать удовлетворительной (отклонения в пределах $\pm 5...10\%$). Однако для рек с короткими рядами расхождения существенны (до 40%).



Фиг. 1. Хронологический график отклонения от единицы отношения среднего стока постепенно удлиняющегося ряда к норме стока

Для установления единой, более надежной нормы стока сделана попытка применить метод скользящего среднего к одинаковым по длительности рядам наблюдений.

Первым этапом работы было изучение цикличности колебания стока опорных рек с более длинными рядами наблюдений. Для этой цели вычислены отклонения от норм средних величин постоянно удлиняющегося ряда стока и составлен соответствующий график (фиг. 1).

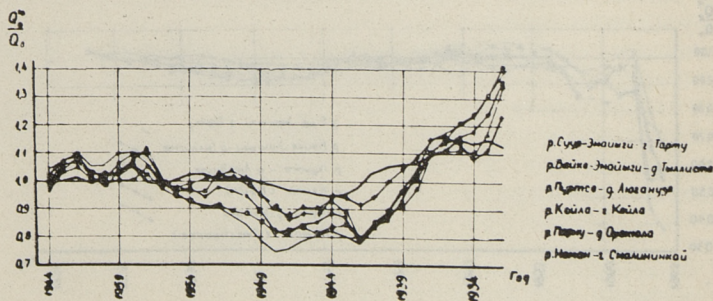
Базовыми наблюдениями для установления нормы стока для опорных рек была принята р. Неман у г. Смалининкай с периодом 1812... 1964 гг. (153 года). Поправочный коэффициент для ряда наблюдений 1923... 1964 (42 года) оказался равным 0,97. Из графика (фиг. 1) видно, что при превышении ряда наблюдений по длительности 8 лет (в данном случае 1957... 1964 гг.), взаимное расхождение между отдельными постами (включая и Смалининкай) не превышает $\pm 5\%$, причем в таких же пределах колеблется систематическое отклонение, вызванное цикличным изменением водности рек.

Следовательно, при наличии ряда наблюдений продолжительностью не менее 8 лет можно с определенной точностью установить норму стока при условии, что в результате будет введена соответствующая поправка за счет цикличного колебания стока.

Нами принят для установления единой нормы стока ряд наблюдений продолжительностью в 10 лет.

Вторым этапом работы явилось изучение цикличного колебания стока методом скользящего среднего. Для этой цели по материалам стоковых наблюдений опорных постов были установлены средние величины стока по скользящим десятилетиям (1955... 1964, 1954... 1963 и т.д.) и вычислены отклонения этих величин от нормы (фиг. 2).

Анализ графика скользящих десятилеток позволяет сделать некоторые выводы. Прежде всего бросается в глаза хорошая



Фиг. 2. Хронологический график отношения среднего расхода скользящих десятилеток к норме стока

Годовая норма стока рек Эстонской ССР
(по наблюдениям 1955. . . 1964 гг.)

№	Река — пост	Площадь водосбора (к.м ²)	Расход воды Q ₀ (м ³ /сек)	Модуль стока q ₀ (л/сек. к.м ²)
1	2	3	4	5
I Бассейн Чудского озера				
1	р. Пиуза — ж. д. ст. Петсери . .	624	4,1	6,4
2	р. Выханду — х. Мууга ¹	265	2,3	8,7
3	р. Выханду — д. Химмисте	796	5,9	7,4
4	р. Выханду — р.п. Ряпина ¹	1100	8,0	7,3
5	р. Суур-Эмайыги — д. Ранну-Йыэсуу ¹	3380	23	6,9
6	р. Суур-Эмайыги — г. Тарту	7850	58	7,4
7	р. Педья — д. Тырве	792	6,1	7,7
8	р. Паала — г. Пыльтсамаа	1000	10	10,0
9	р. Мустйыги — 1,5 км в. устья	37,5	0,24	6,4
10	р. Мустйыги — д. Ао ¹	259	2,2	8,5
11	р. Нымме — д. Яранику ¹	50,0	0,32	6,4
12	р. Куртна — д. Кярса ¹	25,2	0,25	9,9
13	р. Эльва — г. Эльва	246	2,1	8,6
14	р. Амме — д. Хаава	336	2,6	7,7
15	р. Ахья — д. Коорвере	286	2,4	8,4
16	руч. Пийгасте — д. Пийгасте	14,3	0,10	7,0
17	р. Кяэпа — д. Кяэпа	286	1,9	6,7
18	р. Авийыги — х. Мульги	341	2,9	8,5
19	р. Роостоя — д. Роостоя	363	3,0	8,2
20	р. Тагайыги — с. Тудулинна	270	2,1	7,7
21	р. Вяйке-Эмайыги — д. Тыллисте	1070	8,6	8,0
22	р. Ыхне — г. Тырва	270	2,2	8,1
23	р. Тянассильма — д. Тянассильма	309	2,5	8,1
II Бассейн Финского залива				
1	р. Кирьяку — д. Нымме ¹	30,8	0,29	9,4
2	р. Вазавере — д. Вазавере II ²	31,1	0,34	10,9
3	р. Пюхайыги — д. Пюхайыэ	166	1,6	9,7
4	р. Пуртсе — д. Люганусе	792	6,0	7,6
5	р. Оямаа — д. Оямаа ¹	200	1,4	7,0
6	р. Кунда — д. Сями	390	4,3	11,0
7	р. Сельгейыги — д. Аркна ²	364	2,7	7,4
8	р. Лообу — д. Арбавере	202	2,1	10,4
9	р. Валгейыги — д. Ванакюла	402	3,4	8,5
10	р. Пудисоо — д. Пудисоо ¹	126	1,0	7,9
11	р. Ягала — ж.-д. ст. Кехра	904	6,8	7,5
12	руч. Аавоя — х. Маапаю	31,5	0,30	9,5
13	р. Соодла — д. Кырве ¹	197	1,8	9,1
14	р. Йыэляхтме — свх. Костивере ¹	317	2,3	7,3

1	2	3	4	5
15	р. Пирита — д. Паункюла	119	0,91	7,6
16	р. Пирита — д. Нехату	709	6,7	9,4
17	р. Лейвайыги — д. Суурсоо ²	20,6	0,19	9,2
18	р. Лейвайыги — д. Паюба	84,3	0,81	9,6
19	руч. Курна — х. Катку ¹	30,7	0,25	8,2
20	р. Тьдва — д. Хюйру	287	2,3	8,0
21	р. Кейла — д. Арди ¹	467	4,0	8,6
22	р. Кейла — г. Кейла	665	5,9	8,9
23	р. Атла — д. Пиргу ¹	140	1,1	7,8
24	р. Вазалемма — х. Урба ²	383	3,5	9,2
25	р. Вихтерпалу — д. Вихтерпалу	469	4,0	8,5
III Бассейн Рижского залива				
1	р. Казари — д. Теэнузе	649	6,0	9,2
2	р. Казари — д. Казари	2660	22	8,3
3	р. Вигала — р. п. Рапла	53,2	0,57	10,7
4	р. Вигала — д. Коновере	558	5,4	9,7
5	р. ВелIZE — д. Вянгла	746	6,1	8,2
6	р. Энге — д. Ядивере ²	132	1,0	7,6
7	руч. Рийза — д. Валусте ¹	34,1	0,26	7,6
8	р. Паадремаа — мост Мытсусилла	216	1,8	8,4
9	р. Пярну — х. Кюкита	62,0	0,85	13,7
10	р. Пярну — д. Тахкузе	2120	19	8,9
11	р. Пярну — д. Орекюла	5180	46	8,9
12	руч. Водья — д. Водья ¹	45,1	0,44	9,8
13	р. Пранди — д. Тори	268	2,6	9,7
14	р. Кяру — р. п. Кяру ¹	180	1,4	7,8
15	р. Вяндра — д. Кийза	243	2,1	8,6
16	р. Навести — д. Ялевере	556	5,0	9,0
17	р. Навести — д. Аэсоо	990	8,8	8,9
18	р. Халлисте — д. Типу ¹	666	5,2	7,8
19	р. Халлисте — д. Рийза	1920	17	8,8
20	руч. Пээгле — д. Куустле	44,8	0,38	8,5
21	р. Раудна — д. Солгут ¹	719	5,9	8,3
22	р. Кыпу — д. Римму	265	2,2	8,3
23	р. Леммйыги — х. Сандра ²	211	1,9	9,0
24	руч. Йыхве — д. Йыхве	25,4	0,20	7,9
25	р. Рейу — д. Сурью	349	2,8	8,1
26	р. Сауга — д. Эльби ²	93,0	0,93	10,0
27	р. Мустйыги — д. Коннувере ²	1220	9,8	8,0
28	р. Пунапеа — д. Метскюла	101	0,75	7,5
29	р. Ууэ-Лыве — д. Ууэ-Лыве	158	1,2	7,6

1) Кратковременный ряд переведен на ряд 1955 . . . 1964 гг.

2) Использован ряд 1952 . . . 61, 1951 . . . 60 или 1947 . . . 56 гг.

согласованность хода кривых Q_0^{10}/Q_0 , начиная с десятилетки 1946... 1955. Если до этого расхождения в величинах Q_0^{10}/Q_0 , между отдельными постами достигали до 15... 20%, то за послевоенные годы расхождения не превышали 6... 8%. Это говорит о значительном улучшении качества стоковых данных за последние 20... 25 лет. Хорошо согласуются периоды 1927... 1936 и 1928... 1937. Объясняется это относительно большим количеством измеренных расходов воды за годы 1930... 1936 (в сравнении с периодами до и после этих лет) и, следовательно, более надежным подсчетом стока.

Интересно отметить, что выбранный проф. А. А. Вельнером [3] период (1929... 1938) для установления нормы стока является действительно единым десятилетием за период наблюдений с 1923 по 1956 год, который соответствует (с точностью —4... +8%) многолетней норме.

На основании графика скользящих десятилеток не трудно установить те десятилетние периоды, при которых величина среднего стока за десятилетие на всех опорных постах (с принятой точностью) совпала с нормой стока. При пределах отклонения не более $\pm 0,05$ удовлетворяют установленным условиям следующие ряды наблюдений:

1955... 1964

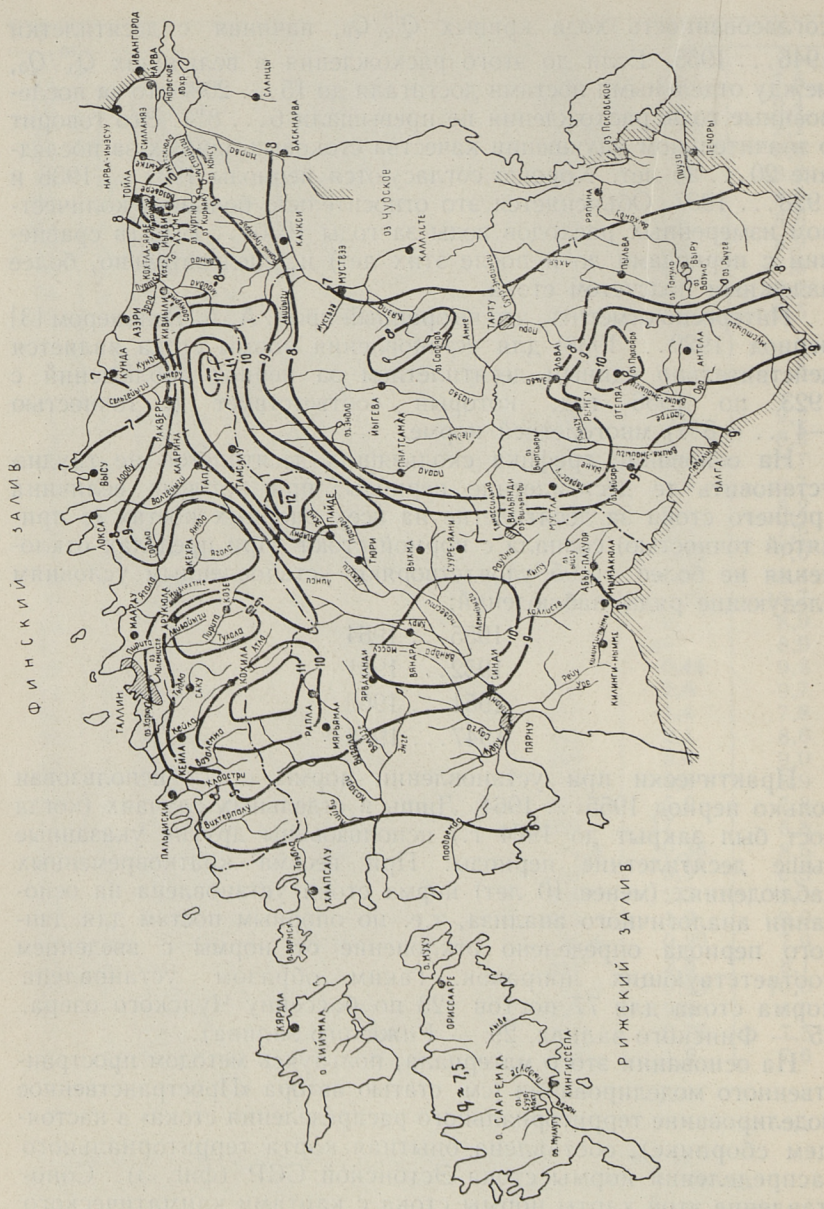
1952... 1961

1951... 1960

1947... 1956

Практически при установлении нормы стока использован только период 1955... 1964. Лишь в отдельных случаях (когда пост был закрыт до 1964 г.) использованы другие указанные выше десятилетние периоды. При весьма кратковременных наблюдениях (менее 10 лет) норма стока установлена на основании аналогичного анализа, т.е. по опорным постам для данного периода определено отклонение от нормы с введением соответствующих поправок. Таким образом установлена норма стока для 77 постов (23 по бассейну Чудского озера, 25 — Финского залива, 29 — Рижского залива).

На основании этого материала, пользуясь методом пространственного моделирования (см. статью автора «Пространственное моделирование территориального распределения стока» в настоящем сборнике), составлена опытная карта территориального распределения нормы стока Эстонской ССР (фиг. 3). Сопоставление этой карты нормы стока с картами климатического стока [2, 7] показывает, что климатический сток отличается от естественного речного стока не более чем на $\pm 10... 20\%$. Наибольшее расхождение наблюдается в районе Пандиверской



Фиг. 3. Годовая норма стока рек Эстонской ССР (в $л/сек. км^2$) по наблюдениям 1955—1964 гг. Опытная карта составлена по пространственной модели распределения стока

возвышенности, где климатический сток заметно занижен. Что касается составленных некоторыми авторами карт распределения нормы стока для территории Европейской части СССР, включая и территорию Эстонской ССР [5] (ГГИ 1961), то, ввиду мелкого масштаба (1:5000000) и использования материалов лишь по более крупным рекам республики, они не могут правильно отображать все региональные особенности в распределении нормы стока республики.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. J. Kaljumäe jt. Veekogude kaitse — kaasaja aktuaalsemaid probleeme. Tallinn 1967.
2. Sisevete uurimise aastaraamat 1930—1932.
3. A. Velner. Aravool Eesti NSV vesikonnist 1929—1933. TPI Toimetised, seeria A, nr. 26. Tallinn 1957.
4. К. П. Воскресенский. Норма и изменчивость годового стока рек Советского Союза. Л. 1962.
5. Б. Д. Зайков. Средний сток и его распределение в году на территории СССР. Л. 1946.
6. В. А. Ионат. Норма стока рек Эстонской ССР. Изв. АН Эст. ССР, вып. 2, 1955.
7. К. Т. Хоммик. Влияние осушения на режим стока в условиях Эстонской ССР. Таллин 1958.
8. Т. Ф. Эйпре. Гидрология. Гидрогеология СССР, том XXX, Эстонская ССР. М. 1966.

A. Kask

Application of the Method of Consecutive Means for Determining the Flow of the Rivers in the Estonian S.S.R.

Summary

A summary of determinations of the flow standards of the rivers in the Estonian S.S.R. by various authors is presented. Analyzing the data of the flow by consecutive means, it was established that the flow standard of the small rivers could be determined with an accuracy of ± 5 per cent of the average value of the flow in the decades.

On the data of the decade 1955—1964 the flow was determined at 77 gauges, and a chart of territorial distribution of the flow was drawn up.

УДК 628.3

Р. В. Платс

**О ВЛИЯНИИ СКОРОСТИ ТЕЧЕНИЯ ВОДЫ НА
ОКИСЛЕНИЕ ОРГАНИЧЕСКОГО ВЕЩЕСТВА**

Скорость окисления органического вещества характеризуется коэффициентом скорости окисления K_1 , определяемым стандартными скляночными опытами. Наблюдениями на реках доказано [4], что процессы превращения органического вещества в природных условиях проходят в 5—10 раз быстрее, чем в стандартных скляночных условиях. При определении концентрации органического вещества ниже спуска сточных вод необходимо применять обобщенные коэффициенты скорости биохимического окисления, которые учитывают все факторы, действующие на коэффициент скорости окисления в водотоках. Согласно исследованиям Х. А. Вельнера эта зависимость представляется в виде

$$K = K_1 + K_d, \quad (1)$$

где K — коэффициент скорости биохимического окисления органического вещества в водотоке;

K_1 — стандартный коэффициент скорости биохимического окисления;

K_d — динамический коэффициент скорости биохимического окисления, который учитывает влияния скорости течения воды, донных отложений, внутриводной растительности и адсорбции органического вещества.

Некоторые авторы [1, 2, 3] предлагают формулу

$$K = K_1 + \frac{V}{H} \eta, \quad (2)$$

где V — средняя скорость течения воды;

H — средняя глубина водотока;

η — коэффициент, который является функцией от числа Фруда или Рейнольдса.

Согласно [1]

$$K_d = f \left(Re_v, Re_{D, \frac{B}{H}}, \frac{\Delta}{H}, \frac{V}{H} \right), \quad (3)$$

где B — ширина русла;

Δ — линейный размер шероховатости русла.

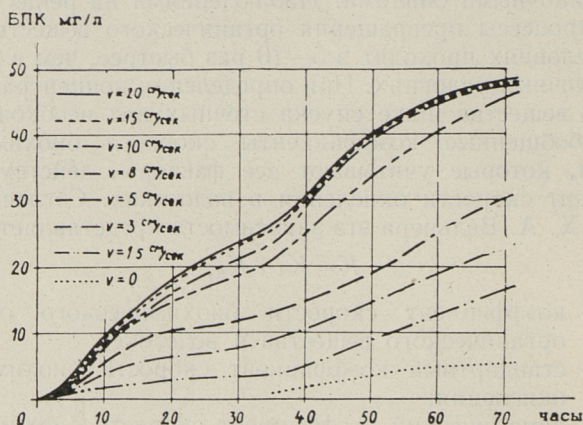
Одним из основных факторов, влияющих на процесс, является скорость потока, и динамический коэффициент скорости определяется как

$$K_d = K_{дв} + K'_d, \quad (4)$$

где $K_{дв}$ — коэффициент скорости биохимического окисления, который учитывает только влияние продольной скорости течения воды;

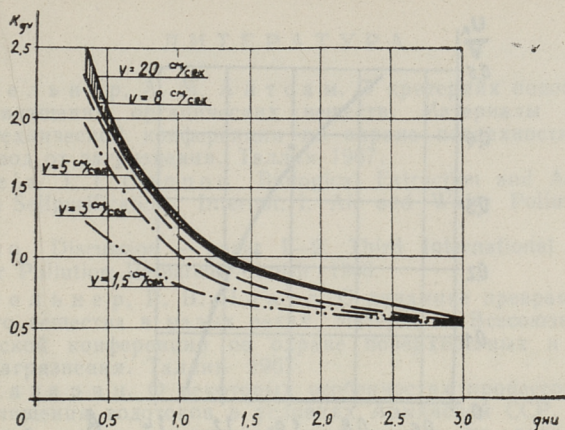
K'_d — коэффициент скорости, который учитывает все остальные факторы, ускоряющие биохимическое окисление органических веществ в водотоке.

Для определения влияния скорости течения воды на скорость биохимического окисления органического вещества в водотоке нами была построена специальная динамическая модель, описанная в статье [4]. На этой модели проведен ряд опытов при



Фиг. 1. Потребление кислорода в зависимости от продольных скоростей течения воды

поступательных скоростях течения воды в 1,5; 3; 5; 8; 10; 15 и 20 см/сек. В качестве модельного вещества загрязнения использован раствор сахарозы в речной воде концентрацией 50 мг/л с добавлением сапрофитных микробов. Применение сахарозы в качестве модельного вещества обосновано предварительными лабораторными опытами. На фиг. 1 представлены кривые потребления кислорода при всех указанных скоростях течения воды. Как видно, увеличение скорости биохимического окисления органического вещества практически прекращается при продольной скорости течения 15 см/сек. Это следует также из кривых изменения коэффициента $K_{дв}$ (фиг. 2). Коэффициент скорости $K_{дв}$ уменьшается при увеличении времени течения исследуемой воды (согласно [4]) по закону

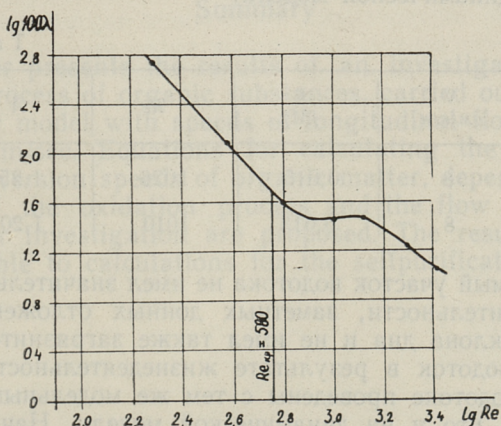


Фиг. 2. Кривые изменения коэффициента $K_{дв}$

$$K_{дв} = A t^{-b}, \quad (4)$$

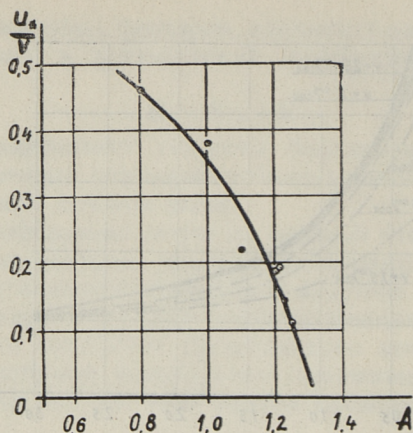
где t — время окисления органического вещества в водотоке;

A и b — безразмерные коэффициенты, зависящие от продольной скорости течения воды и характера водотока.



Фиг. 3. Диапазоны скоростей проведенных опытов

Проведенные при малых скоростях (1,5 и 3 см/сек) опыты практического значения не имеют, так как они находятся в диапазоне скоростей ламинарного течения (фиг. 3). Начиная от критического числа Рейнольдса коэффициент A увеличивается от 1,1 до 1,3, а коэффициент b остается постоянным и равным



Фиг. 4. Пределы изменения коэффициента A .

0,66. Из фиг. 4 видно, что дальнейшее увеличение продольных скоростей не увеличивает коэффициента A .

В натуральных опытах на маленьком водотоке р. Лейвайыги получены результаты, близкие к результатам на динамической модели [4]. В таблице 1 приведены сравнительные данные по водотоку и динамической модели.

Т а б л и ц а 1

	V [см/сек]	R [М]	Re	A	v
Водоток	8	0,015	1026	1,25	0,60
Динамическая модель	8	0,013	1010	1,20	0,66

Исследуемый участок водотока не имел значительной внутриводной растительности, заметных донных отложений, резких изменений уклона дна и не имел также загрязнителей, поступающих в водоток в результате жизнедеятельности человека. Опыты на водотоке проведены с тем же модельным веществом загрязнения, что и на динамической модели. Начальная концентрация загрязнения на водотоке и динамической модели была одинаковая.

Результаты опытов, проведенных на типичной горной реке Раздан Армянской ССР [5], почти совпадают с результатами, полученными на динамической модели и реке Лейвайыги.

Это показывает, что полученные нами результаты могут быть использованы в условиях небольших рек.

ЛИТЕРАТУРА

1. Х. А. Вельнер, А. М. Айтсам. О критериях подобия процессов превращения органических веществ. Материалы Всесоюзной научно-технической конференции по охране поверхностных и подземных вод от загрязнения. Таллин 1967.
2. C. I. Velz, I. I. Cannon. Biological Extraction and Accumulation in Stream Selfpurification. Internat. J. Air and Water Pollut. Nr. 6—7. 1963.
3. K. Boško. Discussion — paper I—2. Third International Conference on Water Pollution Research. Munich 1966.
4. Х. А. Вельнер, Р. В. Платс. О динамике превращения органического вещества в малых реках. Материалы Всесоюзной научно-технической конференции по охране поверхностных и подземных вод от загрязнения. Таллин 1967.
5. Б. Г. Казарян. О некоторых особенностях процессов смешения и самоочищения водотоков в условиях Армянской ССР. Материалы Всесоюзной научно-технической конференции по охране поверхностных и подземных вод от загрязнения. Таллин 1967.

R. Plats

Influence of Flow Speed on the Oxidation Process of Organic Substance

Summary

This paper presents the results of an investigation on the oxidation process of organic substances, carried out in a circular dynamic model with speeds of longitudinal flow from zero up to 20 cm/sec. Equations for calculating the constant of various conversion speeds of organic matter, depending on the duration of the oxidation process and the flow speed of the water under investigation are proposed. The results obtained are applicable to calculations for the selfpurification of small rivers.

М.-Л. В. Хяяль, Л. А. Тенакс

ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ В РУСЛАХ С НЕОДНОРОДНОЙ ШЕРОХОВАТОСТЬЮ ПО ПЕРИМЕТРУ

В практике довольно часто встречаются русла, стенки которых имеют неоднородную шероховатость в поперечном сечении.

О вопросе расчета русел с неоднородной шероховатостью по периметру в литературе имеется довольно много материалов.

Методика гидравлического расчета открытых русел с неоднородной шероховатостью была предложена впервые Н. Н. Павловским [1], а позднее — Г. К. Лоттером [2], Х. А. Эйнштейном [4], П. Н. Белоконом [3], А. М. Ясином [5], Е. Э. Шиперко [7], И. Д. Денисенко [10], С. Хынгю [11] и другими.

Почти все авторы используют при решении задачи один и тот же прием — они делят поперечное сечение потока на части, каждая из которых соответствует какой-либо одной шероховатости. Решая задачу для простейшего случая (при наличии двух шероховатостей), сечение разбивается на два потока. Одному из этих потоков соответствуют коэффициент шероховатости n_1 , смоченный периметр ψ_1 , площадь живого сечения ω_1 , гидравлический радиус R_1 , а другому соответствуют те же гидравлические величины, но с другими индексами, а именно: n_2 , ψ_2 , ω_2 , R_2 . Расход обеих частей рассчитывается отдельно по общепринятой формуле Шези.

Метод Н. Н. Павловского основан на двух допущениях:

- 1) средние скорости в отдельных частях живого сечения v_1 и v_2 равны средней скорости всего потока v ;
- 2) площади ω_1 и ω_2 принимаются пропорциональными длине части смоченного периметра ψ_1 и ψ_2 , откуда следует равенство гидравлических радиусов $R_1=R_2=R$.

Некоторые авторы показали, что значение осредненного коэффициента шероховатости может быть определено и без принятия указанных выше допущений, но использовали одно из предложений Н. Н. Павловского.

Е. Э. Шиперко [6] и В. Б. Дульнев [9] считали возможным принимать гидравлические радиусы равными, т.е. $R_1=R_2=R$.

Допущение, что $v_1 = v_2 = v$, использовали И. Д. Денисенко, Х. А. Эйнштейн, П. Н. Белоконь, Э. П. Коваленко [8].

В работе А. М. Яссина, кроме сопротивления русла, исследовалось распределение скоростей в поперечном сечении, а также распределение касательных напряжений по периметру в прямоугольном лотке. А. М. Яссин предложил для определения гидравлического сопротивления в руслах с неоднородной шероховатостью по периметру эмпирическую формулу

$$\lambda = \frac{\psi_1 \lambda_1 + \psi_2 \lambda_2}{\psi} \quad (1)$$

По мнению А. М. Яссина и авторов данной статьи, при изучении гидравлического сопротивления русел с неоднородной шероховатостью необходимо исследовать распределение скоростей в поперечном сечении и распределение касательных напряжений по периметру. По непосредственно измеренным у стенок скоростям u для совершенно гладкой и полностью шероховатой поверхности можно из логарифмической формулы распределения скоростей Прандтля—Никурадзе получить зависимости $u = f(u_*)$ и определить касательное напряжение τ_0 на стенке. По этой методике нами обработаны опыты А. М. Яссина.

В наших опытах эта зависимость получена непосредственно по измеренной у стенки скорости и гидравлическому уклону в совершенно гладкой и полностью шероховатой трубе круглого сечения.

Эта зависимость позволяет по измеренной у стенок скорости u определить динамическую скорость u_* и касательное напряжение τ_0 также и в случае трубы с неоднородной шероховатостью, где одна половина гладкая, а другая шероховатая [12]. Касательные напряжения являются сравнительно однородными по обеим половинам трубы. Касательные напряжения гладкой и шероховатой половины трубы между собой резко различаются.

Среднее касательное напряжение по всему периметру

$$\tau_0 = \gamma R I,$$

где I — гидравлический уклон потока.

Для отдельных частей периметра, на которые влияет разная шероховатость, касательные напряжения выражаются в виде $\tau_1 = \gamma R_1 I$ и $\tau_2 = \gamma R_2 I$.

Обработка опытов А. М. Яссина и наших показывает, что

$$\tau_1 \neq \tau_2,$$

вследствие чего без сомнения ясно, что $R_1 \neq R_2 \neq R$. Определив R_1 и R_2 по замеренным касательным напряжениям, можно высчитать скорости v_1 и v_2 . Расчетами доказано, что средние скорости v_1 и v_2 в отдельных частях потока между собой не равны, т.е. $v_1 \neq v_2 \neq v$, и отличаются от средней скорости всего

потока примерно на 10%. Однако анализ опытных данных показывает, что ошибка в расчетах гидравлического сопротивления в руслах с неоднородной шероховатостью при предположении $v_1 = v_2 = v$ небольшая.

Форма изотак, полученных после обработки наших опытов [12], а также опытов А. М. Яссина [5], свидетельствует о наличии вторичных течений в потоке. По этой причине вызывает сомнение, можно ли рассматривать отдельно обе части потока и определять их расход самостоятельно.

Таким образом можно заключить, что все допущения, принятые за основу разных формул, неправильны, а все предложенные формулы — приближенные.

Обширный экспериментальный материал ряда авторов (А. М. Яссин, Е. Э. Шиперко, И. Д. Денисенко), который мы использовали, получен по лабораторным исследованиям, в основном в прямоугольных лотках с неоднородной шероховатостью.

В практике часто встречаются случаи, когда русло имеет трапецеидальное поперечное сечение.

В связи с этим на экспериментальной установке научно-исследовательской лаборатории ТПИ были проведены соответствующие исследования.

Опыты выполнялись в трапецеидальном гидравлическом лотке с откосами 1:1, длиной 54 м.

Для создания искусственной шероховатости был использован щебень размером 10—15 мм, приклеенный цементом.

Опыты проводились в различных комбинациях шероховатости стенок по периметрам:

- 1) гладкое бетонное русло,
- 2) полностью шероховатое русло,
- 3) дно гладкое, откосы шероховатые,
- 4) дно шероховатое, откосы гладкие.

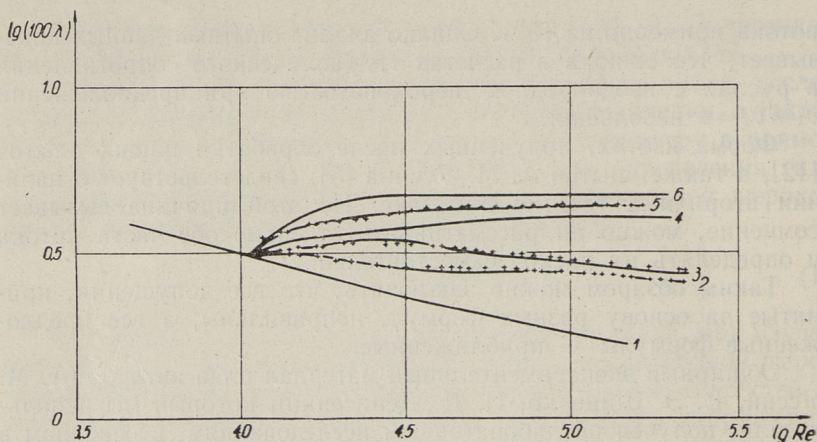
Анализ гидравлического сопротивления движения жидкостей производился по методике построения безразмерного графика универсальной зависимости коэффициента сопротивления от числа Рейнольдса.

Обработка наших опытных данных, а также данных А. М. Яссина, С. Хынгу, Е. Э. Шиперко и И. Д. Денисенко позволила получить для определения гидравлического сопротивления в руслах с неоднородной шероховатостью по периметру простую эмпирическую формулу

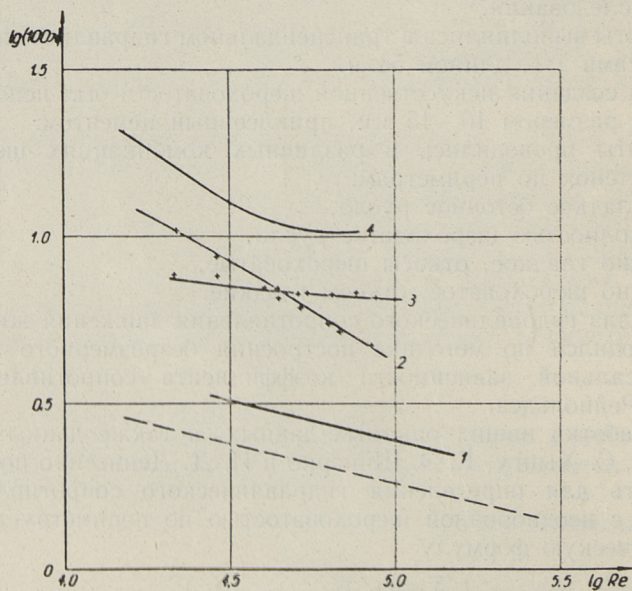
$$\sqrt{\lambda} = x\sqrt{\lambda_1} + (1-x)\sqrt{\lambda_2}, \quad (2)$$

где $x = \frac{\psi_1}{\psi}$ и $1-x = \frac{\psi_2}{\psi}$,

ψ — смоченный периметр,



Фиг. 1. Зависимость $lg(100\lambda) = f(lg Re)$ для круглой трубы: 1 — гладкая труба, 2 — полугладкая труба (шероховатость II) 3 — полугладкая труба (шероховатость I), 4 — шероховатая труба (шероховатость II), 5 — труба с неоднородной шероховатостью, 6 — шероховатая труба (шероховатость I), + по формуле $\sqrt{\lambda} = x\sqrt{\lambda_1} + (1-x)\sqrt{\lambda_2}$.



Фиг. 2. Зависимости $lg(100\lambda) = f(lg Re)$ для трапецидального лотка: 1 — гладкое русло, 2 — дно шероховатое, стенки гладкие — 3 дно гладкое, стенки шероховатые 4 — шероховатое русло, + по формуле $\sqrt{\lambda} = x\sqrt{\lambda_1} + (1-x)\sqrt{\lambda_2}$.

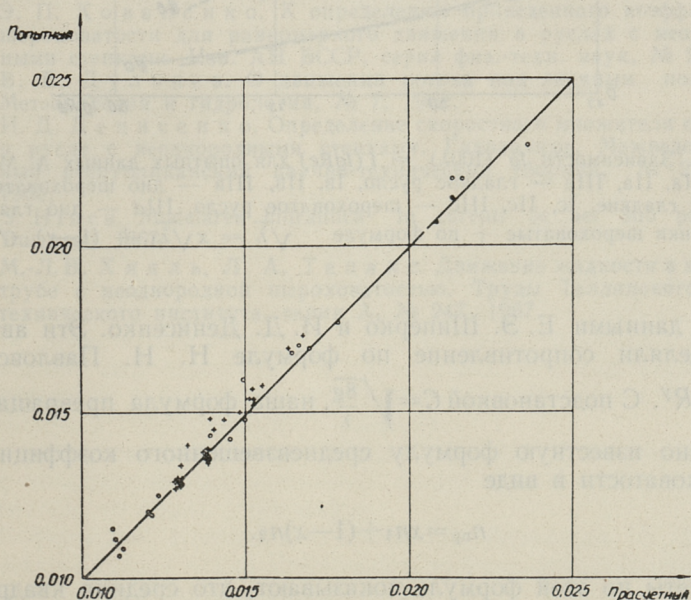
λ_1, λ_2 — коэффициенты гидравлического сопротивления, которые отвечают одной и другой шероховатостям при равных уклонах, коэффициентах вязкости и гидравлических радиусах, отвечающих полному сечению.

Формула действительна и тогда, когда одна часть периметра является гладкой и сопротивление зависит от вязкости. Формула проверена также и в случае сопротивлений в доквадратичной области.

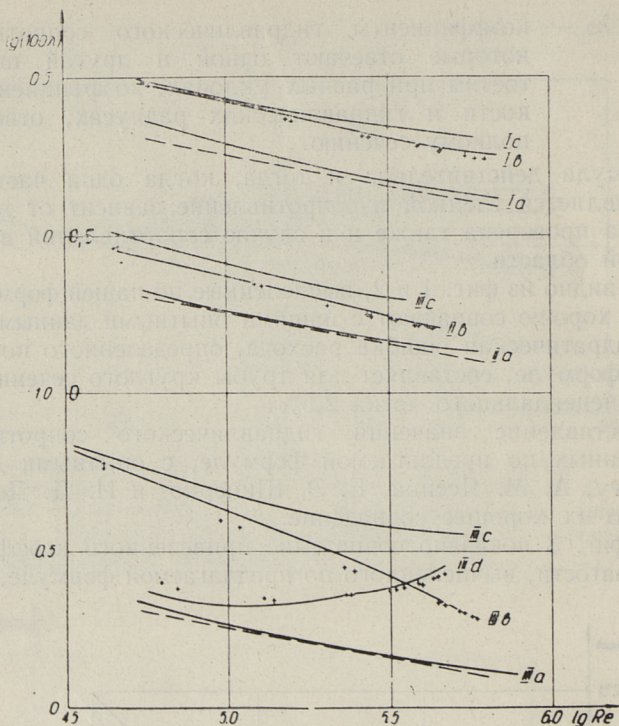
Как видно из фиг. 1 и 2, вычисленные по нашей формуле значения λ хорошо совпадают с нашими опытными данными. Средняя квадратическая ошибка расхода, определенного по предлагаемой формуле, составляет для трубы круглого сечения 1,4%, для трапецеидального лотка 2,6%.

Сопоставление значений гидравлического сопротивления, вычисленных по предлагаемой формуле, с опытными данными С. Хыngu, А. М. Яссина, Е. Э. Шиперко и И. Д. Денисенко показало их хорошее совпадение.

На фиг. 3 показано совпадение приведенного коэффициента шероховатости, вычисленного по предлагаемой формуле, с опыт-



Фиг. 3. Сравнение приведенных коэффициентов шероховатости: о — опытные данные Е. Э. Шиперко, + — опытные данные И. Д. Денисенко



Фиг. 4. Зависимости $I_g (100\lambda) = f(I_g Re)$ для опытных данных А. М. Ясина: Ia, IIa, IIIa — гладкое русло, Ib, IIb, IIIb — дно шероховатое, стенки гладкие, Ic, IIc, IIIc — шероховатое русло, IIId — дно гладкое, стенки шероховатые + по формуле $\sqrt{\lambda} = x\sqrt{\lambda_1} + (1-x)\sqrt{\lambda_2}$.

ными данными Е. Э. Шиперко и И. Д. Денисенко. Эти авторы определяли сопротивление по формуле Н. Н. Павловского $C = \frac{1}{n} R^y$. С подстановкой $C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$, наша формула превращается в давно известную формулу средневзвешенного коэффициента шероховатости в виде

$$n_{np} = xn_1 + (1-x)n_2. \quad (3)$$

Подсчеты по этой формуле показывают, что средняя квадратическая ошибка приведенного коэффициента шероховатости, а также расхода, по опытным данным Е. Э. Шиперко составляет 2,2% и по опытным данным И. Д. Денисенко — 2,6%.

Средняя квадратическая ошибка расхода, определенного по предлагаемой формуле (2), для опытных данных А. М. Яссина (фиг. 4) — 2,8% и для опытных данных С. Хыngu — 1,4%.

Полученная точность, а также очень простой вид нашей формулы позволяет рекомендовать ее для гидравлических расчетов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Н. Н. Павловский. К вопросу о расчетной формуле для равномерного движения в водотоках с неоднородными стенками. Изв. НИИГ, том III. Ленинград 1931.
2. Г. К. Лоттер. Изменение режима водотоков вследствие воздействия на них гидротехнических сооружений. Ленинград 1933.
3. П. Н. Белоконь. Инженерная гидравлика потока под ледяным покровом. Госэнергоиздат, 1940.
4. H. A. Einstein. Der hydraulische oder Profil-Radius. Schweizerische Bauzeitung, 1934, Bd. 103, Nr. 8.
5. A. M. Yassin. Mean Roughness Coefficient in Open Channels with Different Roughnesses of Bed and Side Walls. Zürich 1953.
6. Е. Э. Шиперко. Гидравлический расчет русел с неоднородной шероховатостью. Изв. высших уч. заведений. Горный журнал, № 7, 1961.
7. Е. Э. Шиперко. Движение воды в руслах с разнородной шероховатостью. Днепропетровск 1963.
8. Э. П. Коваленко. К определению приведенного коэффициента шероховатости для равномерного движения в руслах с неоднородными стенками. Изв. АН БССР, серия физ.-техн. наук, № 2, 1962.
9. В. Б. Дульнев. О движении потока под ледяным покровом. Метеорология и гидрология, № 7, 1962.
10. И. Д. Денисенко. Определение скоростного множителя с потока в русле с неоднородными стенками. Гидравлика. Межведомственный республиканский научно-технический сборник, № 2, Киев 1966.
11. S. Hincu. Modelarea hidraulica in curenti de aer sub presiune. Bucuresti 1967.
12. М.-Л. В. Хяляль, Л. А. Тепакс. Движение жидкости в круглой трубе с неоднородной шероховатостью. Труды Таллинского политехнического института, серия А, № 247, 1967.

Hydraulic Resistance in Channels with Different Roughnesses along the Perimeter

Summary

The hydraulic resistance to the perimeter, depending on velocity distribution and shearing stress has been studied in this work. Based on experimental data the equation for calculating hydraulic resistance in channels with different roughness is presented. The formula act satisfactorily with experimental results of different authors.

УДК 532.543 628. 2

К. Р. Хяяль, Л. А. Тенакс

О ГИДРАВЛИЧЕСКОМ СОПРОТИВЛЕНИИ ПРИ БЕЗНАПОРНОМ ДВИЖЕНИИ ЖИДКОСТИ В ТРУБАХ КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ

Гидравлические сопротивления являются предметом исследования многих авторов в течение длительного периода.

До последнего времени общепринятой считалась точка зрения, что гидравлические сопротивления при равномерном течении в открытых руслах мало отличаются от сопротивлений в напорных трубах (при одном и том же значении гидравлического радиуса) и в обоих случаях можно пользоваться одними и теми же формулами для определения коэффициента гидравлического сопротивления.

Для определения этого коэффициента при движении воды в каналах пользовались квадратичными формулами, полученными чисто эмпирическим путем. В состав этих формул входит один коэффициент — коэффициент шероховатости (формулы Маннинга, Павловского, Базена, Куттера, Штриклера, Горбачева и т.д.). Подробный анализ 130 важнейших из этих формул дает профессор Горбачев [2]. Более совершенными считаются формулы, полученные путем преобразования логарифмической формулы Прандтля—Никурадзе для вполне шероховатых труб (формула Агроскина), в которую также входит один коэффициент, учитывающий шероховатость. В соответствии с этими формулами коэффициент гидравлического трения зависит только от шероховатости и гидравлического радиуса.

С развитием гидравлики выяснилось, что в некоторых случаях коэффициент сопротивления может зависеть также от вязкости, т.е. от числа Рейнольдса.

В формулах Кольбука—Уайта [3], Альтшуля [4, 5] учитывается влияние числа Рейнольдса, причем шероховатость учитывается одним коэффициентом.

Позднее исследования Н. Ф. Федорова доказали еще необходимость введения дополнительного параметра (a_2) в формулу гидравлического сопротивления [6, 7, 8].

Исходя из полуэмпирической теории турбулентности Н. Ф. Федоров предложил формулу, одинаково справедливую для всех областей сопротивления турбулентного режима.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left[\frac{\Delta_3}{13,68R} + \frac{a_2}{Re} \right], \quad (1)$$

где λ — коэффициент гидравлического сопротивления;
 a_2 — безразмерный коэффициент, который учитывает характер шероховатости труб, характер и структуру потока жидкости со взвесью;

$\frac{\Delta_3}{R}$ — относительная шероховатость;

Re — число Рейнольдса.

Основной областью расчетных скоростей является переходная от шероховатых труб к гидравлически гладким, так как согласно формуле (1) область гладкой трубы имеет место только при $\Delta_3=0$, а квадратичная область — при $a_2=0$ или $Re=\infty$.

Из формулы (1), а также из обобщенных формул А. Д. Альтшуля [4, 5] и А. А. Карпинского, С. В. Яковлева [14] следует, что при больших скоростях коэффициент сопротивления стремится к постоянной величине для заданного значения относительной шероховатости $\frac{\Delta_3}{R}$.

$$\lambda = f \left(Re; \frac{\Delta_3}{R} \right).$$

Обработка опытных данных согласно формуле (1) по напорному режиму дает хорошие результаты и наблюдается малая разбросанность опытных точек. При безнапорном режиме движения разбросанность опытных точек резко увеличивается. Повидимому, в этом случае требуется ввести дополнительные параметры в формулу гидравлического сопротивления.

За последние годы неоднократно высказывалась точка зрения (А. А. Маастик [9], Р. Пауэл [10], М. Чен-Че-Пен [12], М. А. Мостков [13] и др.), что в ряде случаев особенности движения в открытых руслах (влияние формы сечения и свободной поверхности) проявляют себя достаточно сильно и простой пересчет формул для напорных труб является недопустимым.

По опытам некоторых исследователей (Р. Пауэл, А. А. Маастик, О. М. Айвазян, М. Чен-Че-Пен, В. Н. Козин и др.) следует, что при увеличении скорости течения коэффициент сопротивления изменяется. В соответствии с этими опытными данными при больших скоростях в открытых руслах квадратичный закон сопротивления не наблюдается, хотя он имеет место при течении в напорных трубопроводах в равных условиях.

Отклонения от квадратичного закона сопротивления свидетельствуют о том, что влияние некоторых факторов в общепри-

нятых формулах не учтено. Некоторые отклонения в области гидравлически гладких труб и доквадратичной области также свидетельствуют о влиянии, которое полностью не изучено.

На основе изложенного можно предположить, что закон сопротивления для безнапорного движения имеет вид

$$\lambda = f\left(Re; \frac{\Delta_0}{R}; Fr; \psi\right),$$

где Fr — число Фруда;

ψ — параметр, учитывающий влияние формы поперечного сечения.

Обычно при переходе от напорного движения в круглой трубе к безнапорному диаметр заменяют четырехкратным значением гидравлического радиуса. Эта замена означает допущение идентичности сопротивлений в сечениях произвольной формы и в круглой трубе, которые имеют один и тот же гидравлический радиус, т.е. допускается, что гидравлический радиус полностью и правильно учитывает влияние формы сечения на сопротивление. Результаты опытов не всегда согласуются с этим представлением.

Некоторые авторы высказывают мнение о нехарактерности гидравлического радиуса в качестве параметра формы сечения (Б. И. Блажис [17, 18], К. В. Вудворд С. М. Ярнелл [28], Э. Р. Вилькоккс [19], Я. А. Л. Малайка [20], К. В. Козенс [21] и др.).

По исследованиям Малайки при напорных режимах в зависимости от формы поперечного сечения русел расход изменяется в пределах до 35% при шероховатых трубах и 19% при гладких трубах.

При безнапорном движении можно отметить, что по данным Базена пропускная способность канала полукруглого поперечного сечения на 5—10% больше пропускной способности прямоугольного сечения в равных прочих условиях.

Возможность влияния числа Фруда на величину гидравлических сопротивлений отмечалась С. А. Егоровым [22], И. И. Агроскиным, В. Сантри [23], Р. Пауэлом [10], О. М. Айвазяном [16], Н. С. Рао [24], А. А. Маастиком [9].

А. П. Зегжда при обработке опытов Базена обнаружил влияние числа Фруда на коэффициент гидравлического трения, но количественно его не учитывает. О. М. Айвазян, сравнивая свои опыты с опытами других авторов, приходит к выводу, что с увеличением числа Фруда сопротивление возрастает. По выводам А. Маастика при бурном режиме движения коэффициент Дарси уменьшается с возрастанием числа Фруда. Этим объясняется уменьшение сопротивления в квадратичной области в призматических руслах. Ю. Л. Титов [25] утверждает, что минимальная величина

коэффициента сопротивления соответствует критическому числу Фруда. По опытам Чен-Че-Пен [12], Сантри [23], Козина [26], Раджаратнама [27] сопротивление постоянно возрастает с увеличением числа Фруда. По опытам Фазуллина [29] зависимость коэффициента сопротивления от числа Фруда очень сложная и имеет максимальное значение в пределах бурного режима движения.

В 1963—1968 гг. нами были проведены натурные исследования движения жидкости на существующих канализационных коллекторах г. Таллина. Первоначальные исследования (1963—64 гг.) гидравлического сопротивления в круглых трубах [I] показали, что в узких пределах чисел Фруда (до $Fr = 0,2$) при соответствующем подборе характерных величин русла Δ_0 и α_2 формула (I) достаточно хорошо описывает изменения гидравлического сопротивления при безнапорном движении жидкости в трубах круглого поперечного сечения.

Опыты автора проводились на канализационном коллекторе из асбестоцементных труб $D=764$ мм. Данный трубопровод эксплуатируется недолго и донных отложений не имеет. На данном коллекторе для исследования были выбраны участки с различными уклонами дна ($i=0,000883 \div 0,00294$) с общей протяженностью до 750 м. Продольный профиль данного коллектора позволил непосредственно перед выбранным участком установить мерный водослив трапецеидального профиля, ранее протарированный в лабораторных условиях. Для повышения надежности расход измерялся параллельно еще электрохимическим методом. Регулирование расхода сточных вод в коллекторе осуществлялось в вышестоящем ливнеспуске, который для этой цели был перестроен. Боковой приток на протяжении исследуемого участка, как показало специальное исследование, был незначительным, что обеспечило достаточную точность измерений расхода. В смотровых колодцах были оборудованы измерительные посты-реперы, которые были между собой связаны точной нивелировкой.

Для установления закономерности движения жидкости в трубах при различном их наполнении использованы участки коллектора с различными уклонами дна от $i=0,000883$ до $i=0,00294$. Всего получено 316 экспериментальных точек.

Величина коэффициента гидравлического трения в трубе определялась по формуле

$$\lambda = \frac{8g Ri}{v^2} \quad (2)$$

Исследованный диапазон чисел Рейнольдса Re колебался от $2 \cdot 10^4$ до 10^6 , диапазон чисел Фруда Fr — от 0 до 1.

$$\left(Re = \frac{4Rv}{\nu}; Fr = \frac{\alpha B Q^2}{g\omega^3} \right)$$

Полученные опытные данные обработаны по специально подготовленным программам на электронно-вычислительной машине «Минск-22». Полученные после обработки опытных данных результаты нанесены на график в функции от числа Фруда при одинаковых формах поперечного сечения.

Аналогичным образом были обработаны данные опытов Блажиса [17, 18], Вудворда—Ярнелла [28], Вилькокса [19]. В этих опытах число Фруда изменяется в широких пределах.

Из результатов обработки опытов следует, что в опытах с трубами круглого сечения при безнапорном движении при постоянном уклоне дна варьируют расходами и одновременно частичным наполнением Н/Д. Изменяются также все параметры, входящие в комплекс исследования

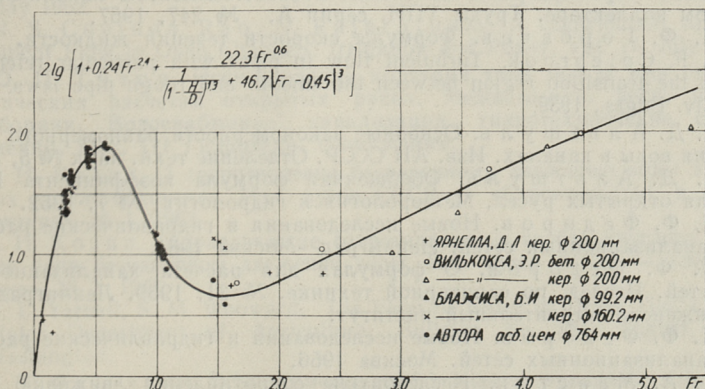
$$\frac{\Delta\vartheta}{R}, Re, Fr, \psi,$$

причем параметр формы ψ можно учесть соотношением Н/Д.

Обработка опытных данных позволила предложить новую расчетную зависимость, учитывающую все указанные параметры, в виде

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left\{ \left(\frac{\Delta_2}{13.68R} + \frac{Q_2}{Re} \right) \left[1 + 0.24 Fr^{2.4} + \frac{22.3 Fr^{0.6}}{\left(\frac{1 - \frac{H}{D}}{B} \right)^3 + 46.7 |Fr - 0.45|^3} \right] \right\} \quad (3)$$

В качестве примера на фиг. 1 изображена зависимость поправочного члена формулы (3) от числа Фруда для наполнения Н/Д = 0,4.



Фиг. 1

При спокойном режиме движения ($Fr < 1$) влияние числа Фруда резко дифференцируется в зависимости от формы поперечного сечения, т.е. от соотношения H/D , увеличивая сопротивление и достигая максимального значения при некоторой величине $Fr_{кр1} < 1$, а затем при дальнейшем увеличении числа Фруда сопротивление уменьшается до некоторого второго критического числа $Fr_{кр2}$ в пределах бурного режима движения.

При дальнейшем увеличении числа Фруда отмечается также увеличение гидравлического сопротивления. В области чисел Фруда $Fr > Fr_{кр2}$ отмечается ослабление влияния формы поперечного сечения на коэффициент гидравлического трения.

Качественная оценка метода учета влияния числа Фруда произведена сравнением среднеквадратичных отклонений при существующем методе расчета гидравлического сопротивления с вновь предложенным.

Параметры, характеризующие русла (Δ_0 и a_2), определены для всех различных опытов отдельно методом наименьших квадратов для формул (1) и (3). Параметры поправочного члена определены также методами математической статистики в широких пределах изменения функций.

Среднеквадратичное относительное отклонение величины $\frac{1}{\sqrt{\lambda}}$ опытных точек перечисленных авторов и наших составляет по формуле (1) в среднем 10 — 19%, а по формуле (3) — 3—5%. Таким образом, учет влияния числа Фруда и формы сечения увеличивает точность гидравлических расчетов более чем в два раза.

ЛИТЕРАТУРА

1. К. Р. Хяляль, Л. А. Тепакс. Некоторые данные по исследованию неравномерного движения в асбестоцементом канализационном коллекторе. Труды ТПИ, серия А, № 247, 1967.
2. П. Ф. Горбачев. Формулы скорости течения жидкости. 1936.
3. С. F. Colebrook. Turbulent flow in pipes with particular reference to the transition region between the smooth and rough pipe laws. Inst. Civ. Engrs., 1939.
4. А. Д. Альтшульт. Основные закономерности равномерного течения воды в каналах. Изв. АН СССР. Отделение техн. наук № 5, 1956.
5. А. Д. Альтшульт. Обобщенная формула коэффициента Шези для открытых русел. Метеорология и гидрология, № 7, 1952.
6. Н. Ф. Федоров. Новые исследования и гидравлические расчеты канализационных сетей. Ленинград—Москва 1964.
7. Н. Ф. Федоров. О формулах для расчета канализационных сетей. Исслед. по санитарной технике. № 31, 1959. Ленинградский инженерно-строительный институт.
8. Н. Ф. Федоров. Новые исследования и гидравлические расчеты канализационных сетей. Москва 1956.
9. А. А. Маастик. Исследование сопротивления движению воды в открытых призматических руслах. Изд. Аст. Сельскохозяй. Академии, Тарту 1959.

10. Ralph W. Powell. Flow in a channel of definite roughness. Proc. ASCE, 1944.
11. Г. Г. Шигорин. Образование осадков в канализационных сетях с малыми расходами сточных вод. Сб. статей «Водоснабжение и канализация». Изд. МХ РСФСР, 1958.
12. Chen Che-Pen. The difference between the head losses in a pipe with a circular cross-section and those in a shallow open channel. La Houille Blanche, 14-th year, No. 6, November 1959.
13. М. А. Мостков. О расчетной формуле гидравлических сопротивлений для открытых русел. «Гидротех. строительство», № 6, 1949.
14. А. А. Карпинский, С. В. Яковлев. Гидравлический расчет канализационной сети. Москва 1955.
15. А. П. Зегжда. Гидравлические потери на трение в каналах и трубопроводах. Стройиздат, М.—Л. 1957.
16. О. М. Айвазян. Современная теория гидравлического сопротивления русел и опытные данные. Изв. АН СССР. Механика и машиностроение № 4, 1964, стр. 190—194.
17. Б. И. Блажис. Новая формула для гидравлического расчета гончарных дренажных труб. Журнал „Гидротехника и мелиорация“ № 3, 1962.
18. Б. И. Блажис. Гидравлические потери напора в дренажных гончарных трубах и бетонных трубах при различном их наполнении. Информационный бюллетень Лит. НИИГиМ, № 4, 1962.
19. E. R. Wilcox. A Comparative Test of the Flow of Water in 8» Concrete and Vitrified Clay Sewer Pipe. Bulletin No. 27, U. S. Department of Agriculture, 1924.
20. J. Malaika. Flow in noncircular conduits. Journal of the Hydraulics Division. Vol. 88. No. HY6, Nov. 1962.
21. Kenneth W. Cosens. Sewer Pipe Roughness Coefficients. Sewage and Industrial Wastes. Vol. 26, January, 1954.
22. С. А. Егоров. Стремительное турбулентное движение жидкости в гладком открытом русле. Архангельский лесотехнический институт имени В. В. Куйбышева. Сб. работ института 1929—1939 гг., 1940.
23. I. W. Santry. Manning roughness factors for concrete sewer pipe. Journal of the Sanitary Eng. Div. Proc. of the ASCE, Vol. 88, No. SA3, May 1962.
24. N. S. Covinda Rao, N. Rajaratnam. A Contribution to Turbulent Flow in Open Channels. Irrigation and Power. Vol. 17, July 1960.
25. Ю. П. Титов. Использование критерия типа Фруда при гидравлических расчетах открытых русел. Межведомств. респ. научн. сборник. Водоснабжение, канализация, гидротехнические сооружения, вып. III Гидротехн. сооружения.
26. В. Н. Козин. О сопротивлении безнапорному движению воды в трубах круглого сечения. Изв. вузов СССР — «Строительство и архитектура», № 1, 1963.
27. В. Н. Козин. Гидравлические сопротивления в трубах круглого сечения при безнапорном движении воды. Изв. вузов СССР — «Энергетика», № 3, 1965.
28. D. L. Yarnell, S. M. Woodward. The Flow of water in Drain Tile. United States Department of Agriculture, Bulletin No. 854, August, 1920. Washington.
29. Н. Т. Фазуллин. О зависимости коэффициента гидравлического трения при течении воды в открытых руслах от числа Фруда. Сб. трудов МИСИ № 55, Вып. II. Москва 1968.

Hydraulic Resistance of Pipes Partially Filled Summary

This paper deals with the improvement of rational formulae for turbulent flow in pipes partially filled. Using the basic equation of turbulent flow in open channels as given by N. F. Fyodorov and the experimental results of many authors, a new criterion has been evolved for describing the hydraulic resistance of turbulent flow in open channels, taking into account the Froude Number and the shape of the cross section.



СБОРНИК СТАТЕЙ ПО САНИТАРНОЙ ТЕХНИКЕ VI

Таллинский политехнический институт

Редактор Л. Пааль

Технический редактор Я. Мыттус

Сборник утвержден коллегией Трудов ТПИ 27/V 1969 года.

Сдано в набор 10/VIII 1969. Подписано к печати 5/XI 1970. Бумага 60×90/16. Печатных листов 3,5+0,25. Уч. изд. листов 6,5. Тираж 400. МВ-08698. Заказ 2368. Типография «Пунане Тяхт», Таллин, ул. Пикк 54/58. Цена 65 коп.



Цена 65 коп.

80