

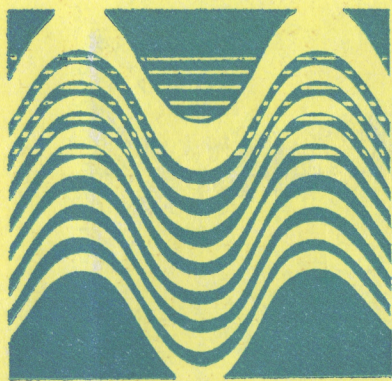
338
B62

1.115558

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

ВЫПУСК

5



Министерство высшего и среднего специального образования БССР
Белорусский ордена Трудового Красного Знамени
политехнический институт
РЕСПУБЛИКАНСКИЕ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЕ СБОРНИКИ

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

ВЫПУСК 5

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫШЭЯШАЯ ШКОЛА»
МИНСК 1975

338
В 62

Главный редактор
кандидат технических наук, доцент К.И. Шимко

Редакционный совет:

Г.В. Васильченко, Ф.П. Винокуров, П.А. Запольс-
кий, В.Н. Заяц, И.Г. Лазаревич, М.П. Лапицкая,
И.М. Лившиц

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ. ВЫПУСК 5

Редактор Н.М. Латышева
Худож.редактор И.Е. Беленькая
Техн.редактор Л.И. Жук
Корректоры З.Б. Боборыко, С.И. Михайлова
Операторы Т.Б. Хохлова, И.В. Прохорова
График Н.В. Журавлева

АТ 11673 Подписано к печати 25.IV.1975 г. Бумага 60x90 1/16
офсет. Печ.л. 14,5. Уч.-изд.л. 13,37 Изд. № 74-84. Тип.зак. 5427
Тираж 400 экз. Цена 1 р. 34 к.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета
Совета Министров БССР по делам издательств, полиграфии и
книжной торговли. Редакция межведомственных сборников и за-
казной литературы. 220600. Минск, ул. Кирова, 24.

Типография "Победа" Государственного комитета Совета
Министров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной
торговли. Молодечно, Привокзальный пер., 11.

В 30100 - 087 51 - 75
М 304 (05) - 75

© Издательство "Вышэйшая школа", 1975.

К МЕТОДИКЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ МЕЛКОПОРИСТЫХ ТРУБОФИЛЬТРОВ

В последнее время при устройстве дренажей для защиты территорий от затопления и подтопления все более широкое применение находят трубы из пористого бетона (трубофильтры), которые имеют ряд существенных преимуществ по сравнению с другими конструкциями дренажей [1—4]. Основной характеристикой, по которой осуществляется подбор трубофильтров при проектировании дренажей, является их коэффициент фильтрации; правильное определение последнего является важной задачей.

На рис. 1 представлена схема опытной установки для определения коэффициента фильтрации трубофильтров. В резервуар горизонтально устанавливается исследуемый трубофильтр с торцами, закрытыми резиновыми пробками и промазанными пластилином. В пробках имеются отверстия с металлическими патрубками. Один из них служит для сброса профильтровавшейся воды, расход которой может изменяться при помощи регулирующего крана. Ко второму посредством резинового шланга присоединяется пьезометр для определения давления внутри трубофильтра. Давление в резервуаре измеряется вторым пьезометром. Пьезометры оборудованы шкалой с ценой деления 0,1 мм. Постоянный уровень воды в резервуаре поддерживается с помощью сливного ребра.

Определение коэффициента фильтрации трубофильтров с помощью опытной установки (рис. 1) возможно двумя методами [4,5], отличающимися друг от друга только способами подачи воды.

По первому методу вода подается в резервуар и, профильтровавшись внутрь трубофильтра, сбрасывается через сливной патрубок. При установившемся режиме фильтрации (постоянный уровень воды в резервуаре и постоянный фильтрационный расход) объемным способом измеряется расход профильтровавшейся воды, ее температура и потери напора на стенках трубофильтра (разница между показаниями пьезометров, установленных в резервуаре и торцевом сечении трубофильтра).

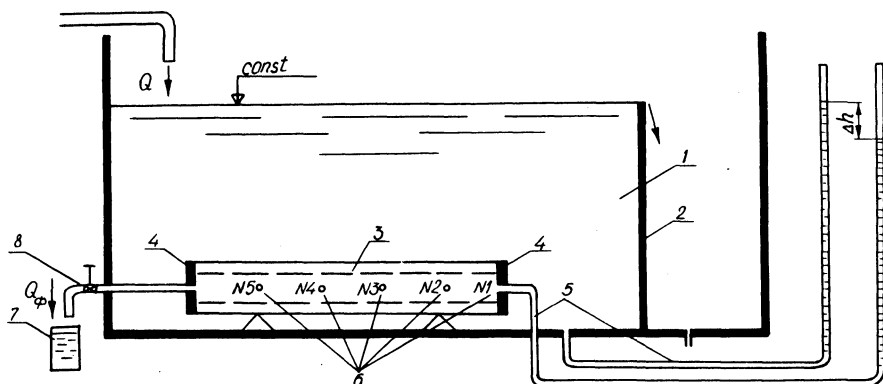


Рис. 1. Схема опытной установки:

1—резервуар; 2—водосливное ребро; 3—исследуемый трубо-
фильтр; 4—резиновые пробки; 5—пьезометры; 6—патрубки
для подключения пьезометров №1—5; 7—мерный сосуд, 8—
сливной патрубок.

По второму методу вода подается по патрубку внутрь тру-
бофильтра, а фильтрационный расход измеряется на сливе с
ребра. Измерения те же, что и в первом случае. Этот метод
менее приемлем, чем первый, так как направление движения
фильтрационного потока не соответствует схеме работы реаль-
ного дренажа и не позволяет исследовать степень кольмата-
ции трубофильтра после его работы в грунте. Кроме того, про-
веденные опыты показали, что при длительной работе опытной
установки, а также при невысокой температуре воды ($10-12^{\circ}\text{C}$)
происходит выделение на внутренней поверхности трубофильтра
пузырьков воздуха, что резко увеличивает потери напора.

В обоих методах коэффициент фильтрации трубофильтра рас-
считывается по закону Дарси

$$K = \frac{v}{I \delta_t}, \quad (1)$$

контроль за соблюдением которого в опыте осуществляется
построением графика $I/v = f(v)$.

Формула (1), преобразованная для условий эксперимента,
имеет вид

$$K = \frac{Q \Delta}{2 \pi r_{cp} \Delta h \delta_t l}, \quad (2)$$

где Q — фильтрационный расход, $\text{см}^3/\text{с}$; $r_{\text{ср}}$ — средний радиус трубофилтратра, см ; l — его длина, см ; Δ — толщина стенок, см ; Δh — потери напора на стенках трубофилтратра, см ; $\delta_t = 0,7 + 0,03 T^0$ — температурная поправка.

Эта методика предполагает постоянство по всей длине трубофилтратра расчетных параметров — скорости фильтрации и потерь напора Δh , что, однако, соблюдается не всегда. По мере движения по длине трубофилтратра от начального сечения к выходному фильтрационный расход нарастает. Так как живое сечение постоянное, то скорость движения воды в трубофилтратре с увеличением расхода возрастает, а следовательно, гидродинамическое давление внутри трубы будет в том же направлении уменьшаться. Давление в резервуаре остается постоянным, поэтому потери напора Δh возрастают в направлении от начального сечения к выходному.

При подаче воды внутрь трубы расход вследствие раздачи по длине уменьшается от максимального во входном сечении до минимального в конце трубофилтратра. Это при постоянном давлении в резервуаре ведет к увеличению потерь напора Δh по длине трубофилтратра.

Следовательно, в обоих методах потери напора Δh изменяются по длине исследуемого трубофилтратра, и, значит, определение коэффициента фильтрации по формуле (2) приведет к значительной погрешности.

Для проверки этого предположения оборудовали опытную установку по схеме, изображенной на рис. 1. В исследуемых трубофилтратрах (табл. 1) был просверлен ряд отверстий, в которые вставлялись патрубки для подключения пьезометров.

Трубофилтратры исследовались при нескольких различных значениях расхода, причем для каждого установившегося режима путем последовательного подключения снимались показания всех пьезометров.

В результате обработки опытных данных построены графики (рис. 2) изменения потерь напора по длине трубофилтратра

$$\Delta h = f \left(-\frac{1}{L} \right),$$

где L — полная длина трубофилтратра; l — расстояние от начального сечения до соответствующего пьезометра.

Как и предполагалось, в обоих методах потери напора изменяются по длине трубофилтратра. Амплитуда изменения зависит от скорости движения воды внутри трубофилтратра (табл. 2),

Таблица 1

Номер трубо- филъ- тра	Основные характеристики						номера устанавли- ваемых пьезомет- ров; расстояние до них от началь- ного сечения, см
	гранулометри- ческий состав заполнителя	D внутр, см	D внеш, см	l, см	тол- щина стен- нок Δ , см		
1	1--2 мм - 50%						№1--0; №2--10
	2--3 мм - 50%	2,0	5,2	45,5	1,6		№3--20
							№4--30
							№5--40
2	0,5--1 мм - 33,3%						№1--0; №2--11
	1--2 мм - 33,3%	2,0	5,2	44,6	1,6		№3--22
	2--3 мм - 33,3%						№4--33
3							№1--0; №2--10
							№3--20
	2--3 мм - 100%	3,5	6,8	49,5	1,65		№4--30
							№5--40
4	0,5--1,0 мм - 33,3%						№1--0; №2--10
	1--2 мм - 33,3%	5,0	7,9	42,5	1,45		№3--20
	2--3 мм - 33,3%						№4--30
							№5--35

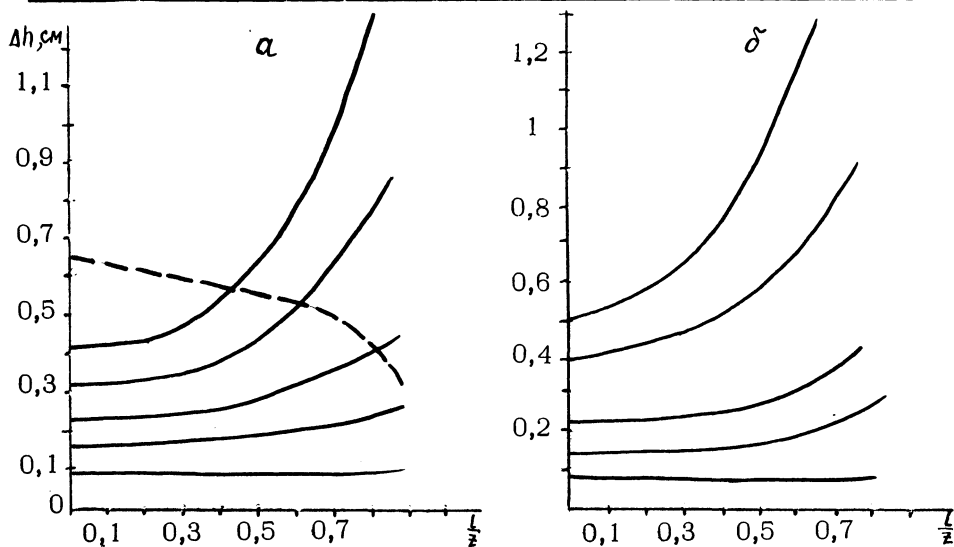


Рис. 2. Графики изменения потерь напора по длине трубофильтров при различных расходах (сплошные линии -- подача воды в резервуар, пунктирные -- внутрь трубофильтра): а-- трубофильтр №1; б-- №2; в-- №3; г-- №4.

Таблица 2

Номер трубо- филъ- тра	Q_3 , см/с	v , см/с	$\Delta h_{\max} - \Delta h_{\min}$, см	Q_3 , см/с	v , см/с	$\Delta h_{\max} - \Delta h_{\min}$, см	Q_3 , см/с	v , см/с	$\Delta h_{\max} - \Delta h_{\min}$, см
1	100	31,9	0,95	44,3	14,1	0,22	14,0	4,46	0,01
2	105,8	33,7	0,99	34,4	10,9	0,13	11,4	3,64	0
3	-	-	-	90,8	9,45	0,06	60	6,24	0
4	-	-	-	100	5,1	0,05	27,8	1,42	0

Примечание. Для трубофилътров №3 и 4 большие значения скорости и потерь напора не получены, так как максимальный расход ограничивался диаметром сливного патрубкa.

причем показания крайних пьезометров отличаются друг от друга более чем в три раза при скорости 30—40 см/с и почти не отличаются при скорости 4—6 см/с. Отсутствие разницы в показаниях пьезометров № 1 и 5 соответствовало во всех случаях потерям напора $\Delta h = 0,08 - 0,1$ см (рис. 2).

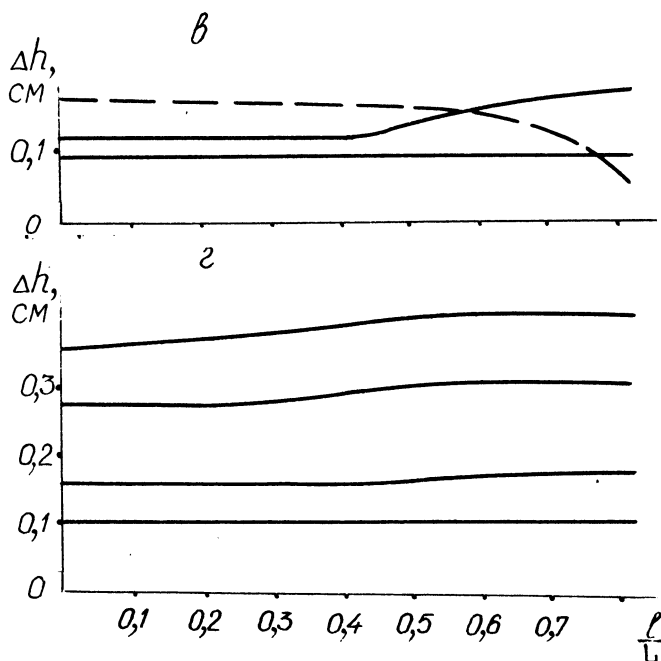


Рис. 2. Окончание.

Таблица 3

Номер трубо- филт- ра	Характеристики заполнителя		Основные параметры трубофилт- ра		
	крупность фракций, мм; содержание %	D_{10} , мм	l , см	Δ , см	r_{cp} , см
1			50,5	1,6	1,8
2			50,0	1,65	2,575
3	2--3 100	2,1	50	1,65	2,575
4			48,5	1,45	3,225
5			49	1,45	3,225
6			50	1,65	2,575
7	1--2 50		50,5	1,65	2,575
8	2--3 50	1,18	48,5	1,45	3,225
9			48,5	1,45	3,225
10			49,3	1,6	1,8
11	1--2 100	1,02	50,0	1,65	2,575
12			50	1,65	2,575
13			48,3	1,45	3,225
14			44,6	1,6	1,8
15	0,5--1 33,3		49,5	1,6	1,8
16	1--2 33,3	0,62	50	1,65	2,575
17	2--3 33,3		49,5	1,65	2,575
18			47	1,45	3,225
19			47,5	1,45	3,225

Так как определение коэффициента фильтрации трубофилт-
ра без учета неравномерности распределения потерь напора по его
длине может давать большую погрешность, то существующая
методика нуждается в уточнении. Избежать погрешности, как
показали опыты, можно в том случае, если потери напора не
превышают величину 0,08—0,1 см, что соответствует градиенту
 $I = 0,06—0,07$.

С учетом полученных рекомендаций были проведены иссле-
дования по определению коэффициентов фильтрации мелкопорис-
тых трубофилт-
ров. Трубофилт-
ры были изготовлены на песча-
ном заполнителе и портланд-цементе марки 300. Состав бето-
на во всех случаях принимался постоянным (1:6). Водоцемент-
ное отношение принято оптимальное и для заполнителей различной
крупности изменялось в пределах 0,44—0,46. Уплотнение бетонной
смеси осуществлялось на виброплощадке общей продолжитель-
ностью 30 с.

Результаты опытов приведены в табл. 3.

Диапазоны измеряемых величин			Коэффициент фильтрации K_{Φ} , см/с	$\bar{K}_{\Phi}$, см/с
расход Q , см ³ /с	градиент $I = \frac{\Delta h}{\Delta}$;	T , °C		
23,4—67,3	0,025—0,0563		1,535	
61,8—89,9	0,0485—0,0667		1,305	
60,0—88,1	0,0425—0,0606		1,43	1,317
68,3—94,7	0,0483—0,076		1,093	
69,3—97,3	0,0483—0,0621		1,222	
20,5—36,7	0,0303—0,0606		0,64	
27,5—52,5	0,0364—0,0606		0,802	
37,1—63,1	0,0413—0,069	18	0,746	0,730
30,6—61,3	0,0345—0,069		0,730	
29,6—37,2	0,05—0,0626		0,858	
15,6—25,3	0,0364—0,0606		0,423	0,602
20,2—35,8	0,0364—0,0606		0,572	
25,7—54,7	0,0413—0,076		0,553	
11,4	0,05		0,365	
13,9—19	0,0438—0,0626		0,448	
13,6—21,8	0,0364—0,0606		0,367	
15,6—18,8	0,0485—0,0606		0,318	0,376
22,1—33,5	0,0483—0,076		0,380	
20,9—32,8	0,0483—0,069		0,380	

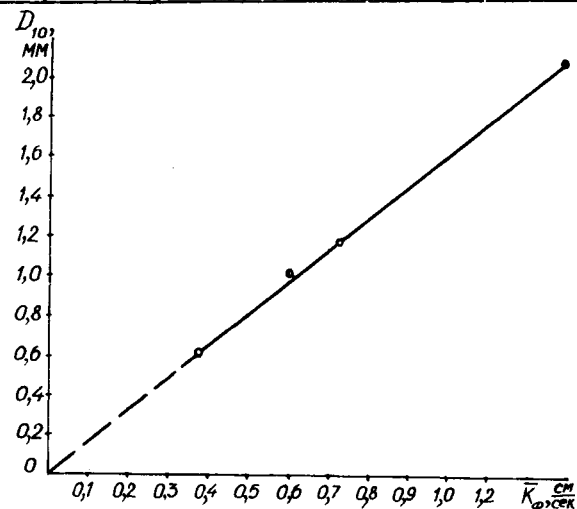


Рис. 3. Зависимость между действующим
диаметром заполнителя и средним коэф-
фициентом фильтрации трубофилт-
ров.

Оказалось, что коэффициент фильтрации мелкопористых трубофильтров, при всех перечисленных равных условиях, прямо пропорционален величине действующего диаметра (D_{10} , мм) заполнителя. На рис. 3 представлен график зависимости среднего для каждого состава заполнителя коэффициента фильтрации от действующего диаметра, который описывается выражением

$$K_{\phi} = 0,61 D_{10}. \quad (3)$$

В ы в о д ы

1. Для определения коэффициента фильтрации мелкопористых трубофильтров более целесообразно использовать методику, рекомендующую подачу воды в резервуар.

2. Во избежание существенных погрешностей при определении коэффициента фильтрации по этой методике градиенты напора не должны превышать величину $I = 0,06--0,07$. Минимальное значение I зависит от толщины стенок трубофильтров и цены деления шкалы пьезометров.

3. Коэффициент фильтрации мелкопористых трубофильтров, изготовленных в одинаковых условиях, зависит от действующего диаметра заполнителя и для параметров, аналогичных приведенным в табл. 3, может определяться по зависимости (3).

Л и т е р а т у р а

1. Осипов А.Д. и др. Дренажи и фильтры из пористого бетона. М., 1972. 2. Восканян В.А. Индустриальное устройство дренажа с помощью трубофильтров. Л.—М., 1963. 3. Канарский В.Ф., Миц И.С. Горизонтальный дренаж из пористого бетона земляной плотины Киевской ГЭС. — В сб.: Гидравлика и гидротехника. Вып. 13. Киев, 1971. 4. Жуковский М.П. Исследование пористых труб для устройства горизонтального дренажа в мелиоративном строительстве. Автореф. дис. Минск, 1972. 5. Барекян А.Ш., Никулин М.Д., Челышев А.К. Дренажные трубы с пористыми стенками. — "Гидротехника и мелиорация", 1967, №2.

ИССЛЕДОВАНИЕ ОСУШИТЕЛЬНОГО ДЕЙСТВИЯ ДРЕНАЖА НА ПЕРИОДИЧЕСКИ ПЕРЕУВЛАЖНЯЕМЫХ МИНЕРАЛЬНЫХ ПОЧВАХ

Изучение осушительного действия дренажа проводится нами с 1969 г на двух опытных участках (в совхозе "Шарковщинский" и в колхозе "Красная Армия" Витебской области). На первом участке исследуется влияние параметров дренажа на водный режим почв тяжелого механического состава, а на втором — влияние уклона поверхности на осушительное действие дренажа. Характеристика этих участков приводится в работах [1, 2].

Результаты изучения стока на тяжелых минеральных почвах. Для изучения поверхностного стока было построено пять колодцев. Располагались колодцы в понижениях у бровки дороги, идущей вдоль канала К-1. Приток воды с прилегающих территорий исключался, так как участок с трех сторон был огражден каналами, а с четвертой — водоразделом и полевой дорогой.

Для изучения дренажного стока в зависимости от интенсивности дренирования закладывались одиночные дрены на глубину 0,8–1,0 м с расстояниями между ними 2,5; 5,0; 7,5; 10,0; 12,5; 15,0; 20,0 м (в трехкратной повторности). Засыпка траншей производилась смесью пахотного слоя и вынутого грунта.

Для характеристики действия отдельных вариантов дренажа рассмотрим данные по объемам дренажного стока, приведенные в табл. 1. В основном за четыре года наблюдалась определенная зависимость между объемом стока и интенсивностью дренирования, т.е. с уменьшением расстояний между дренами объем дренажного стока увеличивался. Следует заметить, что наиболее отчетливо эта зависимость проявлялась в интервале расстояний между дренами 2,5–10 м, хотя в отдельные годы этот интервал расширялся до 15 м. Некоторое увеличение стока при расстоянии между дренами 20 м объясняется тем, что они пересекают местное микропонижение, где собирается поверхностная вода. Несмотря на то, что в отдельные годы большая часть стока проходит в осенне-зимний период, самым неблагоприятным сезоном в отношении переувлажнения в наших условиях является весна. Это обусловлено тем, что тяжелые почвы достаточно увлажняются с осени. Весной же избыток влаги, об-

Таблица 1

Гидрологический год	Сезон	Осадки, мм	Слой стока, мм	
			2,5	5,0
1969/70	осень	143	4,8	6,0
	зима	112	9,0	4,7
	весна	157	48,5	41,8
	лето	278	0	0
	всего	690	62,3	52,5
1970/71	осень	105	19,2	22,9
	зима	90	1,4	0,9
	весна	60	14,0	12,2
	лето	257	0	0
	всего	512	34,6	36,0
1971/72	осень	69	0	0
	зима	60	—	—
	весна	163	17,7	11,7
	лето	202	0	0
	всего	494	17,7	11,7
1972/73	осень	186	17,5	9,0
	зима	79	2,6	10,9
	весна	141	7,9	3,9
	лето	246	0	0
	всего	651	28,0	23,8
Среднее	осень	123	10,4	9,5
1969/73	зима	85	3,2	4,1
	весна	133	22,0	17,4
	лето	246	0	0
	всего	587	35,6	31,0

разующийся за счет запасов воды в снеге, а также осадков этого периода, необходимо отнести в сравнительно короткий срок (до начала полевых работ).

Важным показателем эффективности гидрологического действия дренажа являются модули стока. При одинаковой интенсивности дренирования значения модулей стока меняются в зависимости от количества выпавших осадков (табл. 2). Самые высокие модули наблюдались весной 1970 г. При $E=2,5$ м максимальный модуль стока составил 1,038 л/с /га. Четкая зависимость максимальных модулей от расстояния между дренами нами не обнаружена, хотя в отдельные сезоны наблюдалось их возрастание с уменьшением междренних расстояний. Более от-

при расстоянии между дренами, м				
7,5	10,0	12,5	15,0	20,0
1,3	1,6	1,8	1,9	2,7
3,9	4,5	3,6	5,0	5,4
20,7	15,7	9,9	6,0	7,7
0	0	0	0	0
25,9	21,8	15,3	12,9	15,8
20,0	17,0	15,7	15,9	16,0
0,6	0,8	0,8	0,6	1,1
7,6	8,0	6,2	5,0	6,6
0	0	0	0	0
28,2	25,8	22,7	21,7	23,7
0	0	0	0	0
1,8	1,5	1,9	2,8	8,6
10,9	6,9	10,1	8,6	10,7
0	0	0	0	0
12,7	8,4	12,0	11,4	19,3
8,6	10,3	12,3	8,6	12,5
13,0	10,4	13,1	9,3	9,4
3,3	2,2	3,0	3,0	3,2
0	0	0	0	0
24,9	22,9	28,4	20,9	25,1
7,5	7,2	7,5	6,6	7,8
4,8	4,3	4,9	4,4	6,2
10,6	8,2	7,3	5,7	7,0
0	0	0	0	0
22,9	19,7	19,7	16,7	21,0

четливо проявляется такая закономерность для средних модулей стока. Наиболее средние значения модулей стока имели место преимущественно весной. В отдельные годы, например в 1970 г., в некоторых вариантах весенние модули превышали осенние в 1,5--2 раза.

Характеристика зависимости модулей стока различной обеспеченности (для влажной весны 1970 г. и сухой 1971 г.) от расстояний между дренами дана в табл. 3. Как видно, с увеличением интенсивности дренирования значения одинаково обеспеченных модулей стока возрастают, исключение составляют дренаи с расстояниями между ними 20 м. Эти дренаи расположены в пониженных местах.

Таблица 2

Гидрологический год	Сезон	Модули стока, л/с / га,					
		2,5		5,0		7,5	
		средн.	макс.	средн.	макс.	средн.	макс.
1969/70	осень	0,123	0,175	0,133	0,252	0,049	0,100
	зима	0,200	0,415	0,111	0,183	0,102	0,162
	весна	0,290	1,038	0,290	0,830	0,135	0,461
1970/71	осень	0,120	0,235	0,097	0,341	0,082	0,313
	зима	0,027	0,050	0,017	0,035	0,007	0,014
	весна	0,115	0,248	0,085	0,216	0,065	0,177
1971/72	осень	0	0	0	0	0	0
	зима	-	-	-	-	0,105	0,162
	весна	0,350	0,500	0,140	0,410	0,100	0,375
1972/73	осень	0,320	0,500	0,190	0,360	0,142	0,268
	зима	0,120	0,250	0,150	0,175	0,110	0,133
	весна	0,220	0,320	0,100	0,200	0,067	0,133

Необходимо отметить, что местоположение дрен оказывает влияние не только на модули, но и на объем, а также продолжительность стока. Например, пятая система коллектора, расположенная в понижении, отвела в 1969/70 и 1970/71 гидрологических годах в 2--3 раза больше воды, чем седьмая система с такими же расстояниями между дренами, расположенная вне местных микропонижений (табл. 4). Однако в первом случае почва была переувлажнена значительно больше, чем во втором. В этой связи следует заметить, что при оценке работы дренажа следует учитывать и характер микрорельефа, поскольку в пониженных местах основная масса дренажного стока формируется за счет поступления поверхностных вод через пахотный слой и засыпку. Это является одним из признаков не-удовлетворительного водного режима. Небольшой сток по подпахотному слою более важен, чем большой по пахотному, поскольку он намного сокращает переувлажнение почвы [3].

Из табл. 4 видно, что существенное различие в стоке из дренажных систем, расположенных в понижении и на выровненном участке, относится к весне. В этот период имеет место формирование поверхностного стока, которое происходит преимущественно ранней весной по мерзлой почве за счет снеготаяния. Талая вода стекает в замкнутые понижения (при их

при расстоянии между дренами, м							
10,0		12,5		15,0		20,0	
средн.	макс.	средн.	макс.	средн.	макс.	средн.	макс.
0,043	0,108	0,052	0,065	0,068	0,146	0,078	0,133
0,101	0,167	0,061	0,098	0,095	0,210	0,073	0,189
0,095	0,234	0,060	0,250	0,040	0,108	0,056	0,224
0,064	0,253	0,066	0,225	0,058	0,212	0,058	0,175
0,009	0,230	0,008	0,030	0,007	0,012	0,006	0,015
0,058	0,248	0,062	0,122	0,041	0,114	0,130	0,633
0	0	0	0	0	0	0	0
0,042	0,104	0,044	0,100	0,030	0,141	0,078	0,368
0,062	0,200	0,085	0,320	0,063	0,236	0,047	0,260
0,100	0,262	0,110	0,295	0,116	0,282	0,131	0,364
0,094	0,131	0,110	0,185	0,088	0,145	0,066	0,156
0,050	0,113	0,045	0,115	0,050	0,116	0,044	0,131

Таблица 3

Расстояние между дренами, м	Годы	Обеспеченность, %					
		1	3	5	10	25	50
		модуль стока, л/с / га					
2,5	1970	1,12	0,88	0,78	0,64	0,44	0,27
	1971	0,360	0,28	0,24	0,20	0,14	0,09
5,0	1970	1,16	0,91	0,79	0,62	0,41	0,21
	1971	0,31	0,24	0,21	0,17	0,12	0,07
7,5	1970	0,60	0,45	0,38	0,30	0,19	0,09
	1971	0,25	0,19	0,17	0,13	0,09	0,05
10,0	1970	0,41	0,32	0,27	0,21	0,13	0,07
	1971	-	-	-	-	-	-
12,5	1970	0,25	0,19	0,14	0,11	0,08	0,05
	1971	0,24	0,17	0,16	0,12	0,08	0,05
15,0	1970	0,24	0,18	0,16	0,13	0,08	0,04
	1971	0,18	0,14	0,12	0,09	0,06	0,03
20,0	1970	0,30	0,22	0,19	0,14	0,08	0,04
	1971	0,67	0,48	0,40	0,28	0,014	0,05

Таблица 4

Номер системы	Место-положение	Периоды	Слой стока, мм		Продолжительность стока, сут	
			1969/70	1970/71	1969/70	1970/71
5	в пони- жении	осенне- зимний	34,6	20,6	28	35
		весен- ний	58,6	28,3	35	28
		всего	93,2	48,9	63	63
7	на рав- нинном участке	осенне- зимний	30,5	16,7	28	34
		весен- ний	13,5	7,3	27	15
		всего	44,0	14,4	55	49

Таблица 5

Период	Годы	Слой стока, мм			Отноше- ние по- верхност- ного к суммар- ному, %
		дренажный	поверхност- ный	суммар- ный	
Осенний	1969	27,0	0,8	27,8	2,9
	1970	16,4	1,4	17,8	7,9
	1971	4,2	0,4	4,6	9,5
	1972	47,9	0,6	48,5	1,2
Весенний	1972	13,5	4,5	18,0	25,1
	1973	11,7	10,0	21,7	46,0

наличии), где застаивается, а впоследствии трансформируется в дренажный сток. Как видно из табл. 5, в весенний период поверхностный сток достигал 25—46% от суммарного. Осенью сток по поверхности был ничтожно мал (0,6—1,4 мм), а летом отсутствовал.

Анализ гидрографов стока, один из которых представлен на рис. 1, показывает, что поверхностный сток практически заканчивается после оттаивания почвы на глубину 20—40 см. К этому моменту относится и начало интенсивной работы гончарного дренажа. Стеkanie талой воды в микропонижении с одной стороны способствует увеличению дренажного стока, а с дру-

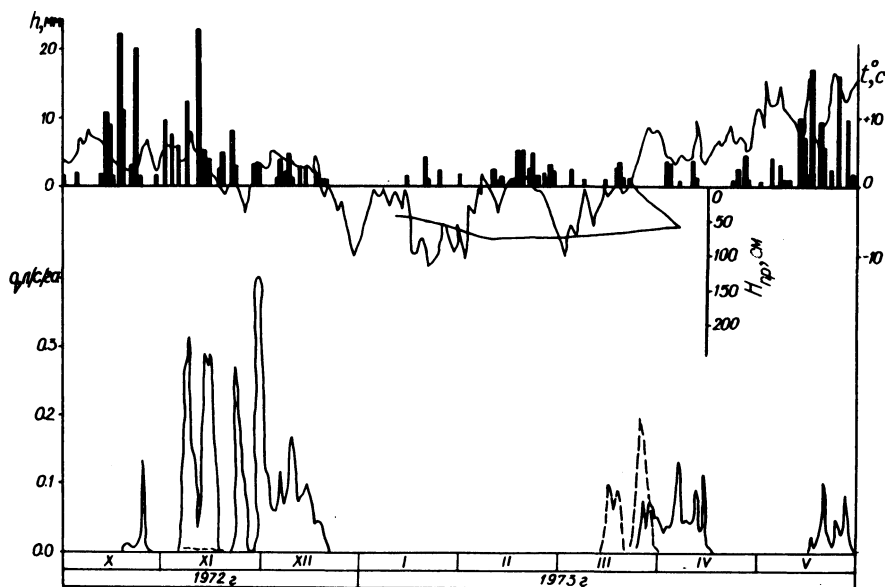


Рис. 1. Гидрографы дренажного (сплошные линии) и поверхностного (пунктирные) стоков на опытном участке "Шарковшинский":

h — осадки, q — модуль стока; $H_{пр}$ — глубина промерзания.

гой приводит к более продолжительному переувлажнению почвы. Это обстоятельство следует учитывать при осушении глинистых почв. Кроме дренажа, целесообразно осуществлять планировку поверхности и другие мероприятия, направленные на ускорение поверхностного стока и перераспределение его по почвенному профилю. При этом планировку следует проводить не только при строительстве осушительных систем, но и регулярно в процессе эксплуатации, поскольку за одну и даже две планировки, как показали наши исследования (рис. 2), не всегда удается достичь желаемого результата.

С замкнутых понижений, которые нельзя ликвидировать планировкой, избыточную воду отводят с помощью колодцев-поглотителей, которые увеличивают объем дренажного стока. Однако при этом продолжительность последнего не изменяется по сравнению с дренажем, заложенным на выровненных элементах рельефа (табл. 6).

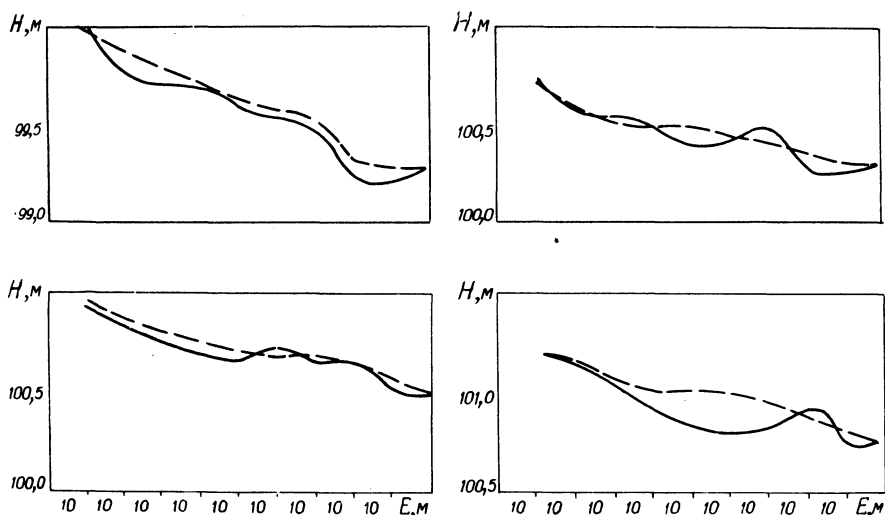


Рис. 2. Поперечные профили поверхности до (сплошные линии) и после двукратной планировки (пунктирные):

Е — расстояние; Н — уклон поверхности, м.

Таблица 6

Расстояние между дренажами, м	Модуль стока, л/с / га		Слой стока, мм		Продолжительность стока, сут	
	с колодцем	без колодца	с колодцем	без колодца	с колодцем	без колодца
5	1,04	0,87	73,0	63,3	30	31
10	3,7	0,38	106,8	40,1	33	33

Влияние уклона поверхности земли на осушительное действие дренажа на супесчаных почвах. В практике осушения периодически переувлажняемых земель довольно часто приходится сталкиваться с вопросами размещения дренажных линий в зависимости от уклона поверхности. По данным исследований при уклонах поверхности 0,02—0,05 междренные расстояния можно разрезать на 20—40% по сравнению с расстояниями на поверхности почвы без уклонов.

В работах [4—6] не освещен вопрос размещения дренажа на отдельных элементах склонов. Для решения этой проблемы нами изучался режим работы отдельных дрен, расположенных по длине склона.

Наблюдения за дренажным стоком показали (табл. 7), что на системе, защищенной от притока воды извне нагорно-ловчим каналом (К-2), значительный сток имел место с дрен, расположенных в нижней части склона, несмотря на то, что расстояние между дренами в нижней части склона составляет 40 м, а выше по склону уменьшается до 10 м. Среднегодовой сток с дрен, расположенных в нижней части склона, при расстояниях между дренами 40 м составил 69 мм, а выше по склону 10 мм при расстояниях 30 м, при 20 м — 8 мм и при 10 м — 18 мм.

Несколько иная картина наблюдалась на втором участке (К-4), где нагорно-ловчий канал располагается на расстоянии 150 м от крайней дрены и на участок имеется доступ воды с недренированной территории. Здесь дренажный сток с верхних дрен превышал сток с нижних дрен. Так, средний годовой сток с дрен, расположенных в нижней части склона ($E=40$ м), составил 49 мм, а в верхней части осушенного склона ($E=10$ м) на контакте с недренированной территорией — 78 мм. В средней части склона сток был гораздо меньший (13—33 мм). Сток с дренажных систем при сравнительно безуклонном рельефе увеличивается с уменьшением расстояний между дренами. Средний годовой слой стока при расстояниях между дренами 10, 20, 30 и 40 м составил соответственно 57, 42, 32 и 23 мм.

На участке с разными глубинами дренирования, где мелкие дренажи (0,6 м) расположены в нижней части склона, а глубокие (1,5 м) — в верхней (К-6), заметной разницы в стоке (независимо от расположения дрен относительно склона и глубины дрен) не обнаружено (табл. 8). Объясняется это тем, что дренажи глубиной 0,6 м находятся в зоне промерзания и в весенний период начинают работать гораздо позже глубоких дрен. Весной 1972 г на системах К-2, К-4 и К-6 сток наблюдался только с дрен, расположенных в нижней части склона, поскольку при таянии снега инфильтрация влаги в почву была затруднена из-за большой глубины промерзания почвы (до 140 см) и вода по склону стекала вниз. На участке К-8, где глубокие дренажи размещаются в нижней части склона, а мелкие в верхней проявляется зависимость дренажного стока от глубины дренирования и элемента склона. Так, при глубине 0,6; 0,8; 1,0; 1,2 и 1,5 м средний годовой сток составил соответственно 9; 18; 28; 41 и 121 мм.

Наблюдения за уровнями грунтовых вод показали (табл. 9), что в летний и зимний периоды они находились на глубине

Таблица 7

Расстояние между дренажами, м	Слой дренажного стока, мм,							
	1969			1970			1971	
	весна	осень	за год	весна	осень	за год	весна	за год
Участок, огражденный от притока								
40	14	5	19	157	10	167	18	18
30	0	1	1	12	4	16	6	6
20	0	0	0	4	0	4	14	14
10	0	0	0	12	4	16	-	-
Участок, имеющий приток								
40	8	3	11	124	5	129	20	20
30	0	1	1	18	6	24	14	14
20	7	4	11	57	19	76	41	41
10	24	8	32	134	34	168	98	98
Дренажные системы								
40	-	6	6	23	11	34	16	16
30	-	10	10	35	15	50	22	22
20	-	11	11	47	16	63	28	28
10	-	12	12	68	20	88	36	36

по годам						
1972			1973			средний годовой сток
весна	лето	за год	весна	лето	за год	
воды извне (К-2)						
60	48	108	27	7	34	69
0	9	9	11	7	18	10
0	10	10	7	7	14	8
0	18	18	10	8	18	13
воды извне (К-4)						
21	34	55	20	8	28	49
0	11	11	9	8	17	13
0	13	13	16	9	25	33
0	33	33	49	12	61	78
(безуклонный участок)						
15	7	22	30	6	36	23
21	12	33	37	8	45	32
35	15	50	46	11	57	42
50	20	70	62	15	77	57

Таблица 8

Глубина закладки дрен	Слой дренажного стока, мм							
	1969			1970			1971	
	весна	осень	за год	весна	осень	за год	весна	за год
Участок К-6 (глубокие дрены)								
0,6	2	0	2	15	9	24	17	17
0,8	0	1	1	27	13	40	47	47
1,0	0	1	1	24	8	32	25	25
1,2	0	1	1	27	2	29	18	18
1,5	0	1	1	25	1	26	81	81
Участок К-8 (глубокие дрены)								
0,6	-	0	0	13	0	13	14	14
0,8	-	0	0	22	2	24	15	15
1,0	-	0	0	69	0	69	24	24
1,2	-	1	1	68	12	80	28	28
1,5	-	18	18	212	46	258	69	69

по годам					Средний за 5 лет	
1972			1973			
весна	лето	осень	за год	весна		
наверху склона, мелкие - внизу)						
54	26	12	92	12	14	32
0	11	8	19	10	9	25
0	9	9	18	10	7	19
0	6	7	13	11	5	15
0	8	10	18	9	3	28
внизу склона, мелкие - вверху)						
0	3	3	6	7	5	9
22	5	4	31	13	6	18
3	8	7	18	21	8	28
14	26	9	49	35	12	41
35	74	16	125	120	17	121

Таблица 9

Варианты дренажа	Расстояние между дренажами, м	Глубина закладки дренажа, м	УГВ на глубине, см			
			0--20	20--50	50--100	>100
Система К-2	40	1,0	5	15	63	282
	30	1,0	2	10	51	302
	20	1,0	2	15	50	298
	10	1,0	5	20	58	282
Система К-4	40	1,0	5	12	65	284
	30	1,0	4	12	42	307
	20	1,0	4	16	61	284
	10	1,0	6	29	60	270
Дренажные системы	40	1,0	5	21	60	279
	30	1,0	4	19	53	289
	20	1,0	3	18	51	293
	10	1,0	2	15	47	297
Система К-6	20	0,6	9	35	48	273
	20	0,8	4	13	40	308
	20	1,0	3	13	35	314
	20	1,2	2	14	31	318
	20	1,5	4	14	37	310
Система К-8	20	0,8	5	15	28	317
	20	1,0	7	21	21	316
	20	1,2	6	13	36	310
	20	1,5	4	18	43	300
Контроль	—	—	10	50	55	250
До осушения	—	—	39	45	50	231

100 см и более. До пахотного горизонта УГВ поднимались на продолжительное время лишь в весенний и осенний периоды. В среднем продолжительность стояния УГВ в пахотном слое почвы не превышала 8 суток за год. Более продолжительное время уровни держались в нижней части склона, там, где имеет место приток воды извне, и в верхней части. В средней части склона продолжительность стояния УГВ в пахотном слое составляла 1--3 суток. На контроле (без дренажа) уровни грунтовых вод в пахотном горизонте держались 10 суток, хотя он и располагается в верхней части склона.

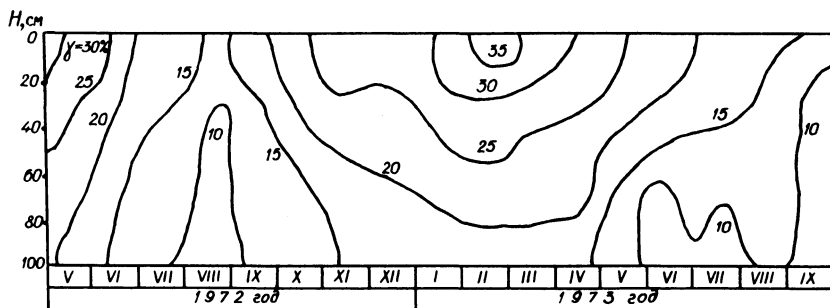
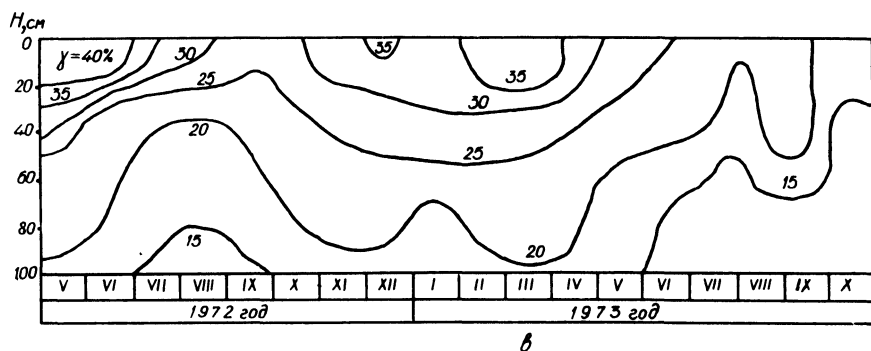
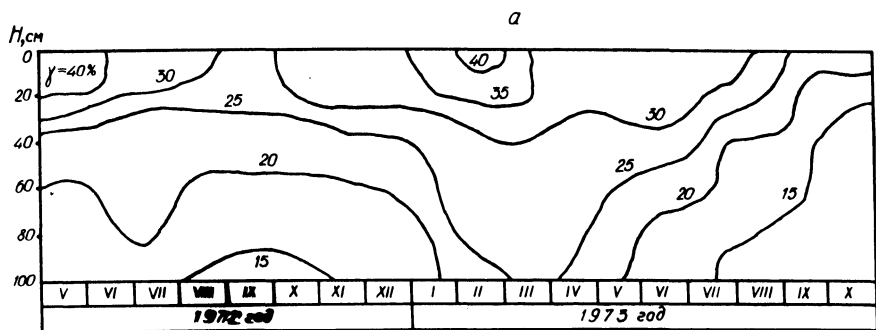


Рис. 3. Влажность (γ) почвы в нижней (а), средней (б) и верхней (в) частях склона:

H — глубина определения влажности.

Анализ показывает, что на одну и ту же дату кривые депрессии в нижней части склона, как правило, располагаются ближе к поверхности, чем в верхней части.

Влажность почвы также зависит от степени дренирования и элемента склона. Так, на дренажных системах со сравнительно

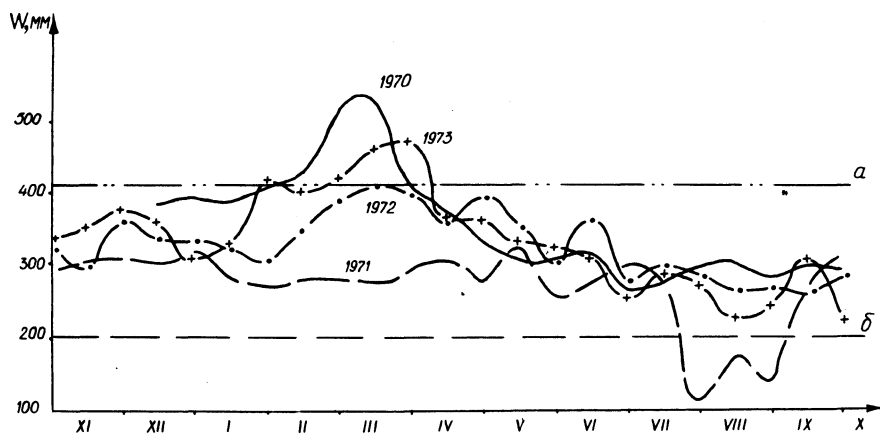


Рис. 4. Влагозапасы (W) в метровом слое почвы по годам:

а — полная влагоемкость; б — нижняя граница оптимальных влагозапасов.

одинаковым микрорельефом влажность почвы возрастает с увеличением междренных расстояний. На склонах влажность почвы в нижних частях, как правило, более высокая, чем в его средней и верхней частях (рис. 3). На глубоком дренаже влажность ниже, чем на мелком.

Влагозапасы (рис. 4) в основном держались в пределах между полной влагоемкостью и нижней границей оптимальных влагозапасов, но весной 1970 г. и 1973 г. они поднимались выше полной влагоемкости, а в августе — сентябре 1971 г. опускались ниже границы оптимальных влагозапасов.

В ы в о д ы

1. На тяжелых минеральных почвах с уклоном поверхности до 1—1,5% основная масса избыточной воды в осенний период отводится дренажем. Весной преимущественно по мерзлой почве до 50% стока проходит по поверхности почвы. Следовательно, в критический период (весной) дренаж без дополнительных мероприятий по организации поверхностного стока (планировка поверхности, колодцы-водопоглотители и т.п.) не обеспечивает своевременного отвода избыточных вод.

2. Междренные расстояния при осушении минеральных почв с пересеченным рельефом необходимо устанавливать в зависимости от уклона поверхности и типа водного питания. Верхнюю часть склонов следует ограждать от притока воды извне нагорно-ловчими каналами или густой дренажной сетью. Нижняя часть склона также требует интенсивного осушения. В средней части склона расстояние между дренами можно увеличивать в 2—3 раза.

Л и т е р а т у р а

1. Рудой А.У., Брусиловский Ш.И. Исследование влияния параметров гончарного дренажа на водный режим почв тяжелого механического состава. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Т.20. Минск, 1972. 2. Брусиловский Ш.И., Козлов Е.М. Осушительное действие дренажа на участках с различными уклонами поверхности. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Т.20. Минск, 1972. 3. Писарьков Х.А. Анализ действия осушительных систем на минеральных почвах. — "Труды СевНИИГиМ", 1963, вып. 20. 4. Зиберкас И.Л. Исследование водного режима и плодородия суглинистых почв, осушенных разреженным систематическим дренажем. Автореф. канд.дис. Каунас, 1963. 5. Кубышкин В.П. Об учете уклона местности при проектировании горизонтального дренажа на избыточно увлажненных землях. — В сб.: Мелиорация и водное хозяйство. Вып. 19. Киев, 1971. 6. Бальчунас А., Лукянас А. Влияние уклона поверхности земли на гидрологическое действие дренажа. — "Труды ЛитНИИГиМ", 1968, т. 6.

А.И. Михальцевич

РАСЧЕТ КАПИЛЛЯРНОГО ПОДПИТЫВАНИЯ ПОЧВЫ ОТ ГРУНТОВЫХ ВОД

Проектирование и эксплуатация современных осушительно-увлажнительных и оросительных систем связаны с воднобалансовыми расчетами корнеобитаемого слоя почвы. Основными составляющими водного баланса этого слоя в течение вегетационного периода обычно являются атмосферные осадки, сум-

марное испарение и исходные (весенние) влагозапасы. При близком залегании грунтовых вод в уравнение водного баланса входит также капиллярное подпитывание корнеобитаемого слоя снизу. Это в настоящее время наименее изученное слагаемое указанного баланса.

Для количественной оценки подпитывания корнеобитаемого слоя от грунтовых вод в условиях глубокозалежных торфяных почв известны формулы В.Ф. Шебеко [1,2] и Б.С. Маслова [3]. Для минеральных почв используются поправочные коэффициенты к нормам полива в зависимости от типа почвы и глубины грунтовых вод, разработанные В.П. Остапчиком [4], а также формула С.Ф. Аверьянова [5]. В эти зависимости прямые параметры влагопроводности почвогрунта не входят, они в определенной мере осредненно учитываются эмпирическими константами, установленными по данным наблюдений в натуре.

В последние годы лабораторией агрофизики мелиорированных почв БелНИИМиВХ разработаны необходимые предпосылки к использованию потенциальной теории движения влаги в зоне неполного насыщения грунта с включением прямых параметров влагопроводности для разных слоев почвенного профиля. Эти разработки включают методику определения влагопроводности ненасыщенной почвы, экспериментальные параметры влагопроводности по горизонтам ряда почвенных разностей, количественные зависимости коэффициента влагопроводности от капиллярного потенциала влаги и от влагосодержания почвы, дифференциальное уравнение влагообмена в корнеобитаемом слое, решения этого уравнения для ряда частных случаев [6--10].

Применение потенциальной теории влагопереноса в зоне неполного насыщения грунта дает возможность получить теоретически более строгие формулы для расчета капиллярного подпитывания почвы от грунтовых вод. Разработка таких формул особенно актуальна для неоднородного по влагопроводности почвенного профиля, имеющего горизонтальную слоистость.

Приведем формулы для расчета установившегося капиллярного подпитывания корнеобитаемого слоя от грунтовых вод в трехслойной, двухслойной и однородной среде. Эти формулы выведены нами с использованием решений дифференциального уравнения влагопереноса, полученных Г.И. Афанасиком.

В основу вывода положены следующие зависимости.

1. Для любого слоя грунта с незначительным количеством корней в зоне аэрации при установившемся капиллярном питании снизу [10]

$$K_B = (K_H + i) \exp(-Bh) - i, \quad (1)$$

где K_B — коэффициент влагопроводности у верхней границы слоя, см/сут; K_H — то же у нижней границы слоя, см/сут; i — установившееся капиллярное подпитывание, см/сут; h — мощность слоя, см; B — экспериментальный параметр для данного слоя, характеризующий уменьшение влагопроводности по пути подпитывания, см⁻¹.

2. На границе раздела двух слоев грунта соблюдается условие [6,8,10]

$$\left. \begin{aligned} K_{H,B} &= K_{OH} \exp(B_H \Phi), \\ K_{B,H} &= K_{OB} \exp(B_B \Phi), \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где $K_{H,B}$ — коэффициент влагопроводности нижнего слоя грунта у верхней его границы, см/сут; $K_{B,H}$ — то же верхнего слоя грунта у нижней его границы, см/сут; K_{OH} , K_{OB} — коэффициенты влагопроводности соответственно нижнего и верхнего слоев при полном насыщении грунта водой, полученные экстраполяцией прямой $\lg K = f(\psi)$ при увеличении ψ до ψ_{Π} (ψ — влажность почвы от ее объема, %; ψ_{Π} — объемная влажность, соответствующая полной влагоемкости); Φ — капиллярный потенциал, определяющий всасывающую силу не полностью насыщенную водой почвы, см вод. ст.; B_H , B_B — экспериментальные параметры соответственно для нижнего и верхнего слоев грунта, характеризующие уменьшение влагопроводности с увеличением Φ , см⁻¹.

Из системы уравнений (2) вытекают соотношения

$$K_{H,B} = K_{OH} \left(\frac{K_{B,H}}{K_{OB}} \right)^{\frac{B_H}{B_B}}, \quad (3)$$

$$K_{B,H} = K_{OB} \left(\frac{K_{H,B}}{K_{OH}} \right)^{\frac{B_B}{B_H}}. \quad (4)$$

3. В пределах активной влажности (наличие капиллярно-подвижной влаги) практически приемлема закономерность [9]

$$K = 0,001 \exp [\beta(\psi - \psi_n)] , \quad (5)$$

где K — коэффициент влагопроводности почвы, см/сут; ψ — влажность почвы, % от объема; ψ_n — влажность почвы, соответствующая нижнему пределу капиллярно-подвижного влаго-содержания, % от объема почвы; β — экспериментальный параметр, характеризующий интенсивность увеличения влагопроводности почвы с увеличением влажности.

Допускается, что весьма сложный забор воды корневой системой растений и испарение с поверхности почвы могут быть заменены эквивалентным расходом влаги с поверхности на глубине h_k (глубина распространения основной массы корней).

Если над уровнем грунтовых вод (ниже h_k) — трехслойная среда неполного насыщения (рис. 1, а), а влажность почвы

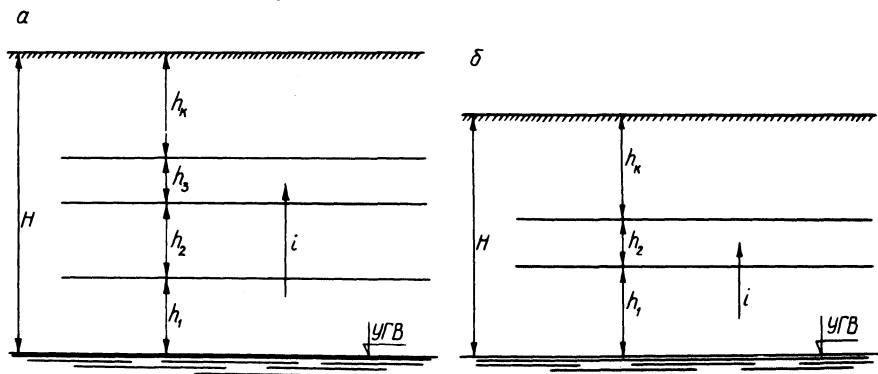


Рис. 1. Расчетная схема для уравнений по определению капиллярного подпитывания от грунтовых вод в трехслойной (а) и двухслойной (б) средах (УГВ — уровень грунтовых вод).

на глубине h_k равна ψ , то капиллярная подпитка в корне-обитаемый слой снизу из зависимостей (1) — (5) выразится уравнениями:

1) для $B_1 > B_2 > B_3$

$$i = i_3 \left[\frac{i_2}{K_{o2} + i_2} \left(\frac{i_1 - i}{K_{o1} + i_1} \right) \frac{B_2}{B_1} - \frac{i}{K_{o2} + i_2} \right] \frac{B_3}{B_2} -$$

$$- \frac{K_o + i_3}{K_{o3}} K_{3в} ; \quad (6)$$

2) для $B_1 > B_2 < B_3$

$$i = i_2 \left(\frac{i_1 - i}{K_{o1} + i_1} \right) \frac{B_2}{B_1} - (K_{o2} + i_2) \left[\frac{K_{3в}}{i_3} + \frac{K_{3в}}{K_{o3}} + \frac{i}{i_3} \right] \frac{B_2}{B_3} ; \quad (7)$$

3) для $B_1 < B_2 < B_3$

$$i = i_1 - (K_{o1} + i_1) \left(\frac{i}{i_2} \right) \frac{B_1}{B_2} - (K_{o2} + i_2) \left[\frac{K_{3в}}{i_1} + \frac{K_{3в}}{K_{o3}} + \frac{i}{i_3} \right] \frac{B_2}{B_3} ; \quad (8)$$

4) для $B_1 < B_2 > B_3$

$$i = i_3 \left[\frac{i_1 - (K_{o1} + i_1) \left(\frac{i}{i_2} \right) \frac{B_1}{B_2} - i}{K_{o2} + i_2} \right] \frac{B_3}{B_2} - \frac{K_{o3} + i_3}{K_{o3}} K_{3в} \quad (9)$$

Здесь i — искомое капиллярное подпитывание от грунтовых вод, см/сут; K_{o1}, K_{o2}, K_{o3} — коэффициенты влагопроводности соответственно первого, второго и третьего слоев почвы при $\psi = \psi_{II}$, определяемые по экстраполяции экспериментальной зависимости $\lg K = f(\Phi)$; B_1, B_2, B_3 — параметры влагопроводности для соответствующих слоев почвы, определяемые из экспериментальных зависимостей $\lg K = f(\Phi)$; $K_{3в}$ — коэффициент влагопроводности у верхней границы третьего слоя (на глубине h_k от поверхности почвы), см/сут; вычисляется в зависимости от известной влажности почвы ψ по формуле (5). При этом коэффициент β определяется из экспериментальной зависимости

$$\lg K = f(\psi - \psi_H) ,$$

i_1, i_2, i_3 — вспомогательные характеристики влагопроводности слоев (см/сут), определяемые по формулам:

$$i_1 = \frac{K_{o1}}{\exp(B_1 h_1) - 1}, \quad (10)$$

$$i_2 = \frac{K_{o2}}{\exp(B_2 h_2) - 1}, \quad (11)$$

$$i_3 = \frac{K_{o3}}{\exp(B_3 h_3) - 1}. \quad (12)$$

Здесь h_1, h_2, h_3 — мощность первого, второго и третьего слоев грунта при возрастании порядкового номера их от уровня грунтовых вод, см.

Величины K_o и B для ряда грунтов приведены в табл. 1, а β — в табл. 2.

По формулам (6)—(9) искомое i определяется путем подбора. Эти формулы являются идентичными, они записаны в разной форме с расчетом сокращения процесса подбора.

Для двухслойной среды (рис. 1,б) при влажности на глубине h_k $\psi > \psi_n$ получены следующие расчетные уравнения:

1) при $B_1 > B_2$

$$i = i_2 \left(\frac{i_1 - i}{K_{o1} + i_1} \right) \frac{B_2}{B_1} - \frac{K_{o2} + i_2}{K_{o2}} K_{2B}; \quad (13)$$

2) при $B_1 < B_2$

$$i = i_1 - (K_{o1} + i_1) \left(\frac{K_{2B}}{i_2} + \frac{K_{2B}}{K_{o2}} + \frac{i}{i_2} \right) \frac{B_1}{B_2}. \quad (14)$$

Здесь K_{2B} — коэффициент влагопроводности на верхней границе второго слоя, определяемый по формуле (5).

Таблица 1. Параметры влагопроводности грунтов ненарушенной структуры [6 - 10]

Грунт	Объемный вес твердой фазы, кг/м ³	Степень разложения, %	Зольность, %	K ₀ см/сут	B, см ⁻¹
1	2	3	4	5	6
Торф гипново-осоковый	150	25--30	8--10	0,70	0,0282
тростниково-осоковый	140	40--45	8--12	0,40	0,0204
осоково-тростниковый	180	45--50	8--12	0,23	0,026
тростниково-древесный	160	55	8--12	0,062	0,022
Гумусированный переходный песчаный слой	700		92,5	0,23	0,020
То же	1100			0,56	0,041
Песок мелкозернистый	1780			820	0,118
Супесь	1900			0,174	0,0105
Суглинок пылеватый, оглеенный				0,12	0,026
Суглинок тяжелый				0,063	0,0173
Глина				0,14	0,046

Таблица 2. Ориентировочные значения коэффициента β для формулы (5) [9]

Почва	ψ_n	ψ'_n	β
Торф, пахотный слой	86	45--50	0,30
подпахотный слой	90	50--55	0,22
придонный слой	75	47	0,20
Переходный слой	59	39	0,30
Песок мелкозернистый	36	10	0,36

Расчет по уравнениям (13) и (14) ведется также путем последовательных приближений.

Для однородной среды при $\psi > \psi'_n$

$$i = i_1 - \frac{K_0 + i_1}{K_0} K_B, \quad (15)$$

где K_B — коэффициент влагопроводности на глубине h_K , определяемый по формуле (5).

При $\psi = \psi_n$ и $K_B \approx 0$

$$i_{\max} = \frac{K_0}{\exp[B(H - h_K)] - 1}. \quad (16)$$

Формула (16) выражает максимально возможный установившийся поток влаги при глубине грунтовых вод H [6, 8, 10].

Укажем, что в БССР в засушливые периоды с высоким водопотреблением растений величину i можно определять по формулам максимально возможного капиллярного подпитывания (табл. 3). Во влажные периоды, а также при обильном дождевании предпочтительнее формулы (6) — (15).

Если необходимо определить положение уровня грунтовых вод, при котором в установившемся режиме передвижения влаги обеспечивается на глубине h_K заданная влажность почвы ψ и подпитывание i , то из уравнения (1) для однородного грунта получается формула

$$h = H - h_K = \frac{2,3}{B} \lg \frac{K_0 + i}{K_B + i}. \quad (17)$$

Для двухслойной среды из (1) — (4) следует

$$h_1 = H - h_K - h_2 = \frac{2,3}{B_1} \lg \frac{K_{01} + i}{K_{1B} + i}, \quad (18)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{где} \\ K_{1B} = K_{01} \left[\frac{(K_{2B} + i) \exp(B_2 h_2) - i}{K_{02}} \right] \frac{B_1}{B_2}, \\ K_{2B} = 0,001 \exp[\beta_2(\psi - \psi_n)]. \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Для трехслойной среды h_1 и K_{1B} определяются по формулам (18) и (19). Далее

Таблица 3. Замеренная и рассчитанная плотность капиллярного подпитывания торфяной почвы под ячменем на Коссовской болотной станции при $K_o = 0,4$ см/сут, $B = 0,0204$ см⁻¹ [7].

Год	Период	H, см	h_k , см	i , мм/сут	
				по экс-перименту	по формуле (16)
1964	30 мая — 5 июня	108	30	0,83	1,0
	5 — 10 июня	112	38	1,0	1,1
	10 — 15 июня	114	45	1,15	1,3
	15 — 20 июня	114	50	1,36	1,5
	20 — 25 июня	117	55	1,50	1,6
	25 — 30 июня	120	60	1,8	1,7
	1 — 6 июля	120	65	2,3	1,9
	6 — 15 июля	125	70	2,6	2,0
	15 — 22 июля	119	70	2,6	2,3
1965	20 — 25 мая	101	25	1,0	1,1
	25 — 29 мая	103	28	1,3	1,1
	5 — 10 июля	87	45	2,8	3,0
	10 — 15 июля	90	45	2,6	2,7
	15 — 21 июля	96	50	2,6	2,6
	21 — 30 июля	100	55	3,0	2,7
1966	21 — 25 мая	86	25	1,5	1,6
	25 — 27 мая	90	27	1,6	1,5
	27 мая — 1 июня	88	28	1,5	1,7
	1 — 5 июня	90	30	1,7	1,7
	5 — 10 июня	92	38	2,0	2,0
	10 — 16 июня	93	45	2,3	2,4
	16 — 20 июня	95	50	2,8	2,7
	20 — 25 июня	97	55	3,2	3,0
	25 июня — 1 июля	99	60	3,2	3,3
	1 — 6 июля	102	60	3,2	3,0
	6 — 21 июля	98	60	3,2	3,4

$$K_{2B} = K_{O2} \left\{ \left[\frac{(K_{3B} + i) \exp(B_3 h_3) - i}{K_{O3}} \right] \frac{B_2}{B_3} \right\} \quad (20)$$

$$K_{3B} = 0,001 \exp[\beta_3(v - v_H)]$$

При заданных значениях ψ и i величины h и h_1 находят по формулам (17)—(20) прямым расчетом. Перерасчет делается лишь при получении $K_{1B} > K_{01}$ и $h_1 < 0$. В таком случае уровень грунтовых вод должен располагаться во втором снизу слое, т.е. первоначальная расчетная схема для двухслойной среды превращается в схему для однородного грунта а трехслойная среда неполного насыщения — в двухслойную.

В условиях нечерноземной зоны для культурных пастбищ с травостоем посева прошлых лет величина h_k может приниматься постоянной по значению и равной 20 см. Для сеяных сенокосов (на сено) в первый месяц отрастания трав после укоса $h_k = 20$ см, а в последующие месяцы $h_k = 30$ см. Для зерновых культур, семенников трав и корнеклубнеплодов величина h_k принимается в течение вегетационного периода переменной, постепенно увеличиваясь от 10—30 см в начале вегетации до 50—70 см к ее середине, оставаясь в период созревания без изменений. При этом следует учитывать, что должно соблюдаться условие $h_k \leq H - 20$ см, т.е. близкий

уровень грунтовых вод может уменьшить указанные значения h_k .

Приблизительно считаем, что влажность ψ на глубине h_k равна средней влажности корнеобитаемого слоя, мощность которого в 1,3—2 раза больше h_k . Пополнение влагозапасов корнеобитаемого слоя атмосферными осадками, капиллярным подпитыванием и дождеванием корректируется при воднобалансовых расчетах соотношением

$$W_k = W_n + O_p + it + m - E \leq W_{п.в.}, \quad (21)$$

где W_n — влагозапасы корнеобитаемого слоя в начале рассматриваемого периода времени t (декада, пятидневка); W_k — влагозапасы слоя на конец этого периода времени; O_p , E_k — соответственно расчетные осадки и суммарное испарение за рассматриваемый период; m — слой искусственного дождевания; $W_{п.в.}$ — полевая влагоемкость корнеобитаемого слоя.

Соотношение (21) показывает, что влагосодержание корнеобитаемого слоя не должно превышать полевой (равновесной) его влагоемкости при данной глубине грунтовых вод. Если $W_k > W_{п.в.}$, то принимается $W_k = W_{п.в.}$.

Пример 1. Под сеяным сенокосом осоково-тростниковый торф мощностью 0,7 м, для которого глубже 0,3 м $K_{02} = 0,4$ см/сут и $B_2 = 0,0204$ см⁻¹, подстилается мелкозер-

нистым песком с параметрами $K_{o1} = 820$ см/сут, $B_1 = 0,118$ см.⁻¹. Корнеобитаемый слой мощностью 0,5 м имеет влажность $\psi = 60\%$ при $\psi_H = 50\%$ от объема почвы. Определить подпитывание корнеобитаемого слоя от грунтовых вод при глубине их уровня 90 см и $h_K = 30$ см.

Решение. Имеем двухслойную среду, для которой $h_1 = 90 - 70 = 20$ см, $h_2 = 70 - 30 = 40$ см;

$$i_1 = \frac{K_{o1}}{\exp(B_1 h_1) - 1} = \frac{820}{\exp(0,118 \cdot 20) - 1} = 85,3 \text{ см/сут,}$$

$$i_2 = \frac{K_{o2}}{\exp(B_2 h_2) - 1} = \frac{0,4}{\exp(0,0204 \cdot 40) - 1} = 0,32 \text{ см/сут,}$$

$$K_{2B} = 0,001 \exp[\beta(\psi - \psi_H)] = 0,001 \exp[0,22(60 - 50)] = 0,009 \text{ см/сут.}$$

Поскольку $B_1 > B_2$, расчет подпитывания ведется по формуле (13). Для первого приближения можно принять $i = 0,3$ см/сут, т.е. несколько меньше i .

Тогда

$$i = i_2 \left(\frac{i_1 - i}{K_{o1} + i_1} \right)^{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{K_{o2} + i_2}{K_{o2}} K_{2B} = 0,173$$

$$= 0,32 \left(\frac{85,3 - 0,3}{820 + 85,3} \right)^{0,173} - \frac{0,4 + 0,32}{0,4} \cdot 0,009 = 0,20 \text{ см/сут.}$$

Для второго приближения принимаем $i = 0,20$ см/сут, в этом случае

$$i = 0,32 \left(\frac{85,3 - 0,2}{820 + 85,3} \right)^{0,173} - 0,016 = 0,20.$$

Окончательно принимаем $i = 0,20$ см/сут.

Пример 2. Для условий примера 1 определить глубину грунтовых вод, при которой $i = 0,4$ см/сут.

Решение. Поскольку $i_2 < 0,4$ см/сут, для $i = 0,4$ см/сут уровень грунтовых вод должен быть в пределах торфа.

В таком случае по формуле (17)

$$h = H - h_k = -\frac{2,3}{B_2} \lg \frac{K_{02} + i}{K_{2B} + i} =$$

$$= \frac{2,3}{0,0204} \lg \frac{0,4 + 0,4}{0,009 + 0,4} = 33 \text{ см},$$

$$H = h + h_k = 33 + 30 = 63 \text{ см}.$$

Если принять $i = 0,25$ см/сут, то при $i < i_2$ уровень грунтовых вод расположится в пределах песка и определять h_1 следует по формулам (18) и (19), т.е.

$$K_{1B} = 820 \left[\frac{(0,009 + 0,25) \exp(0,0204 \cdot 40) - 0,25}{0,4} \right] \frac{0,118}{0,0204}$$

$$= 298 \text{ см/сут},$$

$$h_1 = \frac{2,3}{0,118} \lg \frac{820 + 0,25}{298 + 0,25} = 9 \text{ см},$$

$$H = h_1 + h_2 + h_k = 9 + 40 + 30 = 79 \text{ см}.$$

Предлагаемые уравнения для расчета капиллярного подпитывания почвы разрешают учесть глубину грунтовых вод, влагопроводность почвенного профиля, глубину распространения основной массы корневой системы и влажность корнеобитаемого слоя. Их целесообразно использовать для воднобалансовых расчетов режима орошения земель при близком уровне грунтовых вод.

Л и т е р а т у р а

1. Шебеко В.Ф. Испарение с болот и баланс почвенной влаги. Минск, 1965. 2. Шебеко В.Ф. Методические указания по гидрологическим расчетам при проектировании осушительно-увлажнительных систем Полесья. Минск, 1972. 3. Маслов Б.С. Режим грунтовых вод переувлажненных земель и его регули-

рование. М., 1970. 4. Рекомендации по орошению долголетних культурных пастбищ в нечерноземной полосе РСФСР. Л., 1970. 5. Аверьянов С.Ф. Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод. — В сб.: Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод. М., 1956. 6. Афанасик Г.И., Финский А.И. Подпитывание корнеобитаемого слоя от уровня грунтовых вод. — В сб.: Проблемы мелиорации Полесья. Ч.2. Минск, 1970. 7. Финский А.И. Исследование капиллярного подпитывания торфяной почвы. — В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Минск, 1970. 8. Афанасик Г.И. О возможностях использования приближенных решений дифференциального уравнения влагопереноса для прогноза водного режима корнеобитаемого слоя почвы. — В сб.: Мелиорация мелкозалежных торфяников Белорусского Полесья. Минск, 1972. 9. Лундин К.П., Гончарик В.М., Папкевич И.А. Исследование влагопроводности ненасыщенной почвы. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, 1973. 10. Афанасик Г.И. Тепло- и влагообмен в системе открытая почва — атмосфера. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, 1973.

Т.П. Горезко

ИССЛЕДОВАНИЕ РЕЖИМОВ ВАКУУМИРОВАНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ДРЕН (ПО МАТЕРИАЛАМ ПОЛЕВЫХ ОПЫТОВ В СОВХОЗЕ "ШАРКОВЩИНСКИЙ" ВИТЕБСКОЙ ОБЛАСТИ)

Целесообразность применения закрытого дренажа для осушения тяжелых минеральных переувлажненных почв в настоящее время научно обоснована и подтверждается практикой мелиоративного строительства. Однако недостаточная водопроницаемость пахотного и совершенно незначительная водопроницаемость подпахотного горизонтов приводит к тому, что дрены, даже при малых расстояниях между ними (15 и 10 м), не обеспечивают своевременного отвода избыточной воды [1,2].

Для интенсификации работы горизонтального сельскохозяйственного дренажа в условиях малой водоотдачи грунтов предложено вакуумирование дрен. Известны результаты лабораторных исследований осушительного действия горизонтальной дре-

ны с сифонным оголовком [3], выявлены некоторые закономерности влияния вакуумирования на водно-физические свойства грунтов. Предприняты попытки вакуумирования дренажа в опытно-производственных условиях [4, 5].

На кафедре гидротехнического и гидромелиоративного строительства Белорусского политехнического института разработана конструкция оголовка вакуумированного дренажа, обеспечивающая возможность поддержания вакуума на протяжении необходимого времени и регулирования величины вакуума в зависимости от условий влажности, интенсивности стока и т.д. [6]. Проведены стендовые испытания производственной модели воздухоотборника и лабораторные опыты по изучению работы горизонтальной вакуумированной дрены в тяжелых грунтах в условиях неполного насыщения [7].

Весной 1971 г. предложенная конструкция оголовка и воздухоотборника опробована в полевых условиях на тяжелых минеральных почвах совхоза "Шарковщинский" Витебской области.

План опытного участка представлен на рис. 1. Общая площадь участка 7,2 га. Вакуумный коллектор обслуживает часть площади опытного поля, равную 4,84 га (участки №1, 2, 3, 4, 6 на рис. 1). С участка №7 площадью 1,3 га сток поступает в безвакуумный коллектор. Оба коллектора (вакуумный и безвакуумный) подключены к оголовку (2) специальной конструкции [6]. Участок №5 отключен от дренажной сети и является контрольным бессточным участком. Дренажная сеть выполнена из перфорированных полиэтиленовых труб диаметром 4 см.

Программа полевых экспериментов включала вопросы исследования влияния вакуумирования на режим дренажного стока и режим влажности в различных условиях опытов.

Опыты 1971 г. подтвердили принципиальную возможность создания и поддержания вакуума в системе на протяжении необходимого времени с помощью оголовка предложенной конструкции. Наибольшая величина вакуума, которую можно создать в оголовке, зависит от вертикальных размеров камеры и составляет в данном случае 80 см вод. ст.

Установлено, что при любых значениях влажности почвы модули вакуумного стока зависят от величины вакуума в оголовке. Величина вакуума (при неизменном режиме работы воздухоотборного оборудования) меняется в зависимости от "экранирующей способности грунта" [3], обусловленной степенью и характером его увлажнения.

Для внедрения способа вакуумирования в практику сельскохозяйственной мелиорации необходимо изучение и совершенст-



Таблица 1. Таблица сравнения характерных значений модулей

Группа опыта	Номер сеанса	Дата	Время включения вакуума	Продолжительность сеанса, час, мин	Модуль естественного стока перед сеансом, л/с /га
I	I	14.IV.72	13-05	0-25	0,103
	II	-	16-40	1-00	0,103
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
	III	15.IV.72	13-37	0-48	0,055
	IV	-	16-05	0-50	0,052
	V	16.IV.72	9-30	1-45	0,038
	-	-	-	-	через
	VI	-	14-00	1-00	0,033
II	VI	20.V.72	10-15	1-10	0,118
	VII	-	14-30	1-15	0,118
	VIII	21.V.72	9-35	1-55	0,087
	-	-	-	-	-
	X	-	14-30	2-00	0,078
III	XI	29.V.72	10-30	1-15	0,0099
	XII	-	15-10	2-05	0,0087
	-	-	-	-	через
	-	-	-	-	через
	-	-	-	-	через
	XIII	30.V.72	10-30	1-00	0,00703

Примечание. Во втором сеансе в качестве "максимально-режиссура" в момент изменения режима вакуума "характерный" модуль во втором сеансе не возрос, так как вновь увеличили вакуум до

Для наблюдений над распространением вакуума устанавливались водяные вакуумметры на коллекторе 91 в колодце СК-2, на дрене участка №1 в точке ВД-1. Кроме того, производились замеры вакуума в грунте по показаниям семи датчиков, установленных в грунтовом сечении ВГ-1 в радиусе до 35 см в стороны и вверх от дрены.

стока на опытном участке "Шарковщина" (апрель—май 1972 г.).

Модуль стока при вакуумировании, л/с /га			Вакуум в камере	Относительное увеличение модуля стока при вакуумировании	
максимальный	характерный	к концу сеанса		максимального	характерного
0,183	0,138	-	30	1,78	1,34
0,151	прим.1	-	20	1,49	-
0,183	прим.1	-	30-35	1,80	-
0,275	прим.1	-	40	2,7	-
0,165	0,118	-	20	1,63	1,16
0,183	-	(0,165)	35	1,80	(1,63)
0,165	0,083	0,066	25	3,0	1,5
0,103	0,072	0,066	25	2,0	1,39
0,165	0,055	0,044	20	4,3	1,45
1 ч 45 мин	0,038	0,038	18	-	-
0,138	0,041	0,037	18	4,2	1,25
0,207	0,151	0,138	10-12	1,75	1,28
0,207	0,138	0,127	10	1,75	1,17
0,165	0,103	0,092	18	1,9	1,18
через 1 ч 20 мин	-	0,087	14	-	-
0,165	0,098	0,087	17-14	2,1	1,25
через 1 ч 40 мин	-	0,078	11	-	-
0,075	0,0167	0,01	9-8	7,6	1,7
0,055	см. инже	-	30	6,4	-
30 мин	0,0254	-	14	-	2,9
35 мин	0,0275	-	20	-	3,17
40 мин	0,0194	0,0103	14	-	2,2
0,097	0,018	0,0093	14	13,3	2,45

го" отмечаем каждое новое значение модуля, которое регистрируется; величина вакуума не останется постоянной, поэтому может быть замерен. Модуль к концу сеанса (0,165 л/с /га) 35 см вод. ст.

Всего в 1972 г. проведено тринадцать сеансов вакуумирования продолжительностью 1—2 ч. Величина вакуума в камере менялась в зависимости от степени увлажнения грунта от 40 до 8 см вод. ст. (наибольший вакуум, который можно поддерживать при данных размерах оголовка без опасности подтопления устья коллектора, равен 80 см вод. ст.).

Влияние режима вакуумирования на изменение вакуумного стока. В табл. 1 приведены значения модулей естественного (безвакуумного) дренажного стока и стока при вакуумировании, замеренного в опытах 1972 г.

В апреле — мае условия проведения опытов по вакуумированию не оставались одинаковыми: менялись влагонасыщенность и воздухопроницаемость грунта. Целесообразно разделить сеансы вакуумирования на три группы; в пределах каждой группы условия проведения опытов весьма сходны по степени увлажнения грунта.

Первые шесть сеансов вакуумирования проведены с 14 по 16 апреля. Почва была перенасыщена влагой, вода стояла на поверхности, однако естественный дренажный сток начал уменьшаться: 10 апреля модуль стока равнялся 0,165 л/с /га, 14 апреля — 0,103 л/с /га.

Для оценки степени увеличения вакуумного стока в сравнении с безвакуумным рассмотрим в каждом сеансе три значения модуля вакуумного стока: максимальный модуль — сразу после включения вакуумной установки; "характерный" модуль — значения, замеренные через 5—10 минут и сохраняющиеся на протяжении примерно 20 мин; наименьший модуль — к концу первого часа вакуумирования.

Увеличение стока во время первых двух сеансов составило: по максимальным модулям — от 1,5 до 2,7 раза, по "характерным" — от 1,16 до 1,34 раза.

При неизменном режиме вакуумирования дренажный сток в пределах сеанса постепенно снижался, однако значения его оставались на протяжении первых двух часов выше значений безвакуумного стока. Последнее справедливо для условий наибольшего влагонасыщения грунта. При изменении условий влажности эффективная продолжительность сеансов уменьшалась до одного часа.

Постепенное увеличение отбора воздуха во время сеанса вакуумирования позволило не только не допустить снижения вакуумного стока на протяжении первого часа, но постепенно увеличивать его: в начале второго сеанса модуль стока равнялся 0,151 л/с /га при вакууме 20 см вод. ст., затем вакуум увеличили до 30, 35 и 40 см вод. ст. — модуль стока возрос до 0,165; 0,183 и 0,275 л/с /га соответственно.

Характер изменения модулей стока в пределах каждого из сеансов вакуумирования для трех групп опытов был различен и определялся в основном двумя факторами: степенью насыщения

грунта влагой и продолжительностью безвакуумных перерывов перед сеансами.

При недостаточно продолжительном перерыве максимальный модуль мог оказаться столь же высоким, как в предыдущем сеансе (например, в VIII сеансе после трехчасового перерыва); однако "характерный" модуль быстро уменьшался и эффективность сеанса в целом снижалась.

В качестве примера рассмотрим изменение стока в седьмом и восьмом сеансах второй группы опытов 20 и 21 мая. Поверхностный слой грунта был переувлажнен, модуль естественного стока равнялся 0,118 л/с /га. Небольшой вакуум (10 см вод. ст.) вызывал повышение модуля стока до 0,165 л/с /га; через 15 мин вакуум увеличили до 12 см вод.ст., модуль стока возрос до 0,207 л/с /га; через 40 мин после начала сеанса вакуумирования модуль стока составил 0,151 л/с /га при вакууме 10 см вод. ст., т.е. в пределах седьмого сеанса модуль вакуумного стока почти не снизился. После трехчасового перерыва естественный сток появился сразу после выключения вакуума и через 3 мин восстановил значение, предшествующее седьмому сеансу — 0,118 л/с /га. Таким образом, к началу восьмого сеанса условия опыта якобы аналогичны седьмому сеансу. Действительно, при вакууме 10 см вод. ст. в первые 5 мин восьмого сеанса был замерен модуль стока 0,207 л/с /га, но в последующие 15 мин модуль стока снизился до 0,127 л/с /га и сохранил это значение до конца сеанса. Исключив разовые максимальные отсчеты в начале восьмого сеанса, отмечаем постепенное снижение модуля стока по сравнению с зарегистрированными в предыдущем седьмом сеансе.

Безвакуумный перерыв (3 ч) оказался недостаточным для того, чтобы вновь сформировались условия, благоприятные для эффективного действия вакуума и восьмой сеанс следует считать продолжением седьмого сеанса.

Распространение вакуума в коллекторах и дренах. Установлено, что вакуум появляется в коллекторах, дренах и грунте при любых значениях влажности, но значения его тем меньше, чем ниже влажность. На рис.2 показано изменение вакуума в дрене (h_{BD-1}) и коллекторе (h_{CK-2}) в зависимости от величины вакуума в оголовке $h_{огол}$. Вакуум в дрене быстро реагирует на изменение вакуума в оголовке.

Соотношение величин вакуума в дрене и оголовке ($\frac{h_{BD-1}}{h_{огол}}$) назовем коэффициентом распространения вакуума ($K_{рас}$).

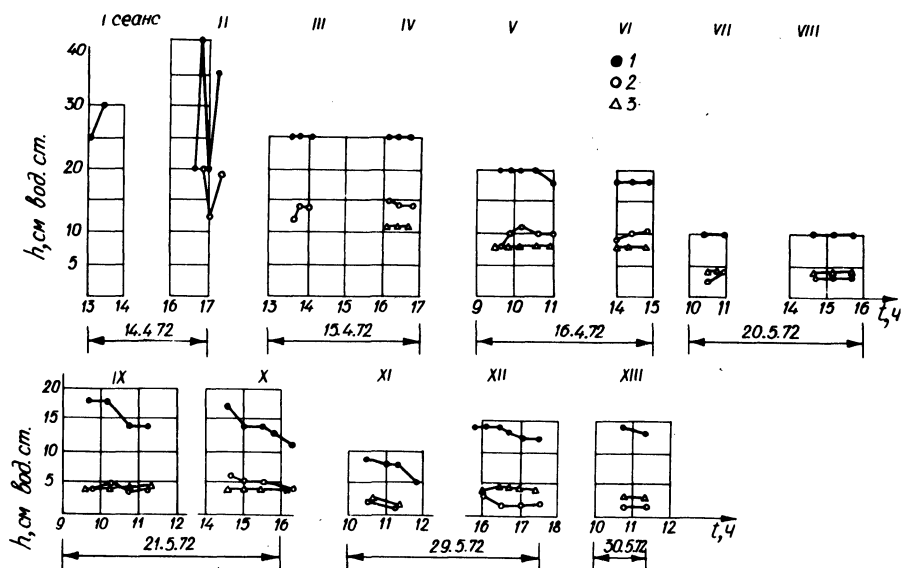


Рис. 2. Изменение вакуума в дрене и коллекторе в зависимости от вакуума в оголовке:

1—вакуум в оголовке — $h_{огол}$; 2—вакуум в дрене — $h_{ВД-1}$; 3—вакуум в коллекторе — $h_{СК-2}$.

По мере снижения влажности уменьшается "экранирующая способность" грунта [3]; изменение "экранирующей способности" грунта влияет на величину $K_{рас}$, следовательно, $K_{рас}$ зависит от влажности грунта. В апреле $K_{рас}$ был не менее 0,5, в мае уменьшился до 0,4—0,3; наименьшее значение $K_{рас}$ в десятом сеансе (0,22).

Значительный интерес представляет вопрос о характере изменения вакуума в системе дрен и коллекторов по мере удаления от насосной станции (оголовка).

Данные об изменении вакуума в точках ВД-1 и СК-2 в зависимости от величины вакуума в оголовке (рис. 2) свидетельствуют о том, что значения вакуума в указанных двух точках практически равны. Заметим, что к точке ВД-1 воздух поступает через толщу дренируемого грунта по длине дрены 105, к точке СК-2 — через все дрены участков № 2 и 6. Сопротивление грунта движению воздуха намного превышает величину сопротивления движению воздуха по длине трубопровода (т.е. дрен и коллекторов), вследствие чего давление в сети

выравнивается. Таким образом, значения вакуума могут быть малы или велики в зависимости от мощности воздухоотборного оборудования и объема притока воздуха, но они достаточно однородны на всей площади системы.

Определённой площади дренирования, обслуживаемой одним оголовком. Вследствие достаточно равномерного распространения вакуума в системе и сохранения однородных значений его во всех элементах сети при любых значениях влажности предел увеличения площади дренирования, обслуживаемой одним оголовком, не ограничивается удаленностью периферийных участков, но зависит от соотношения мощности воздухоотборных средств и величины притока воздуха в дренажную систему. Расход воздуха через толщу грунта меняется в зависимости от влажности и характеризуется удельным объемным расходом воздуха Q^0 , т.е. расходом, отнесенным к единице фильтрующей площади (в нашем случае — к единице площади дренажной засыпки).

Таким образом, для определенных условий влажности приток воздуха в систему зависит от суммарной протяженности дрен и ширины дренажных траншей. Один оголовок может обслуживать площадь требуемой величины с учетом двух ограничений: 1) сток с рассматриваемой площади должен поступать в один сборный коллектор; 2) мощность предусматриваемого проектом воздухоотборного оборудования должна соответствовать объему притока воздуха в систему.

При рассмотрении вопроса о наибольшей площади, обслуживаемой одним оголовком, следует оценивать, достаточно ли мощность воздухоотборного оборудования для создания во всей системе "эффективной величины" вакуума.

"Эффективной" называем величину вакуума, достаточную для значительного увеличения модуля дренажного стока. Установлено, что в наиболее неблагоприятных условиях (переувлажнение почвы выпавшими в мае дождями на фоне усиленной фильтрации воздуха вследствие неравномерного промачивания грунта) вакуум 10 см вод. ст. вызывает увеличение модуля дренажного стока в среднем в 1,5 раза. В условиях наибольшего влагонасыщения грунтовой толщи в период весеннего снеготаяния вакуум 20 см вод. ст. увеличивает модуль стока в 4,3 раза по сравнению с безвакуумным.

Для расчета требуемой мощности воздухоотборного оборудования необходимо иметь экспериментальные данные о величине вакуума (рис. 3) в системе (h) при определенных зна-

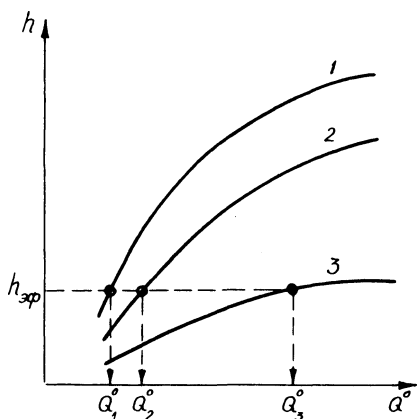


Рис. 3. График для определения объема откачки воздуха, необходимого для создания эффективной величины" вакуума в системе при различных влажностях грунта:

1—кривая $h = f_1(Q^0)$ при влажности W_1 ; 2—кривая $h = f_2(Q^0)$ при влажности W_2 ; 3—кривая $h = f_3(Q^0)$ при влажности W_3 ; h — вакуум в системе, см. вод. ст.; Q^0 — удельный объемный расход, $\text{см}^3 \cdot \text{с}^{-1} \cdot \text{см}^{-2}$; $h_{\text{эф}}$ — "эффективная величина" вакуума.

чениях удельного объемного расхода воздуха (Q^0) в различных условиях влажности (W).

Для расчетной влажности W по графику определяется значение удельного объемного расхода Q^0 и рассчитывается суммарный объем притока воздуха в систему

$$Q = F_3 Q^0,$$

где F_3 — площадь дренажной засыпки.

При отсутствии достаточного количества экспериментальных данных при проектировании объекта на аналогичных почвах нужно знать объемный расход Q^0 для критического периода и протяженность сети на проектируемом объекте L . Если густота сети и ширина дренажных траншей на проектируемом объекте приняты такими же, как на опытном участке, то объем притока воздуха в систему и, следовательно, мощность воздухоотборного оборудования приблизительно могут исчисляться по соотношению площадей проектируемого объекта и опробованного опытного участка.

Распределение вакуума в грунте. На протяжении всех сеансов вакуумирования осуществлялись замеры вакуума в грунте по показаниям семи датчиков, размещенных в стороны и вверх от дрены в радиусе до 35 см и соединенных с водяными вакуумметрами. Наблюдения за вакуумом в грунте проводились с целью определения области распространения его в поперечном сечении и изучения характера изменения градиен-

тов давления в грунтовом сечении в зависимости от условий опыта — степени увлажненности, режима вакуумирования.

Замеры вакуума осуществлялись в начале и в конце каждого сеанса вакуумирования и, кроме того, через 20—30 мин на протяжении сеанса. По данным измерений построены изолинии вакуума в грунтовом сечении (рис. 4).

В начале первого сеанса форма изолиний вакуума свидетельствует о достаточно равномерном снижении вакуума при удалении от дрены. Исключение составляет центральная часть сечения над дренажной, через которую усиленно фильтруется воздух.

К концу первого сеанса вакуум распространяется в стороны от дрены за пределы дренажной засыпки: вакуум в датчике, размещенном за пределами засыпки, равен 6 см вод.ст. Кроме расширения общей площади вакуумной зоны в грунтовом сечении, отмечаем значительное увеличение площади "зоны высоких вакуумов" (т.е. близких по значению к вакууму в дрене). Расширение "зоны высоких вакуумов", или выравнивание значений вакуума вокруг дрены, свидетельствует о значительном обезвоживании околосекционного пространства в радиусе около 20 см.

При сравнении изолиний вакуума в первом и втором сеансах замечаем, что в начале обоих сеансов границы "зоны высоких вакуумов" почти совпадают; общая площадь вакуумной зоны, ограниченная линией 1 см вод. ст., заметно уменьшается от первого сеанса ко второму и в пределах второго сеанса. Это происходит вследствие усиления притока воздуха через дренажную засыпку.

Расширение "зоны высоких вакуумов" в нижней части сечения, или уменьшение градиентов давления в вакуумной зоне, свидетельствует о выравнивании значений влажности в указанной области сечения.

Начиная с третьего сеанса, вакуум в дрене снижается, общая площадь вакуумной зоны уменьшается, но особенно заметно сокращается "зона высоких вакуумов". Изолинии размещаются более полого, перепад давлений в дрене и нижних датчиках почти отсутствует. Эффективность вакуумирования при тех же значениях вакуума в оголовке снижается.

В опытах второй группы 20—21 мая характеристики и очертания вакуумной зоны меняются. Очертания изолиний вакуума свидетельствуют о неравномерном распределении влаги в сечении засыпки: наибольшее количество воды скапливается в нижней части сечения у границы дренажной засыпки, причем сю-

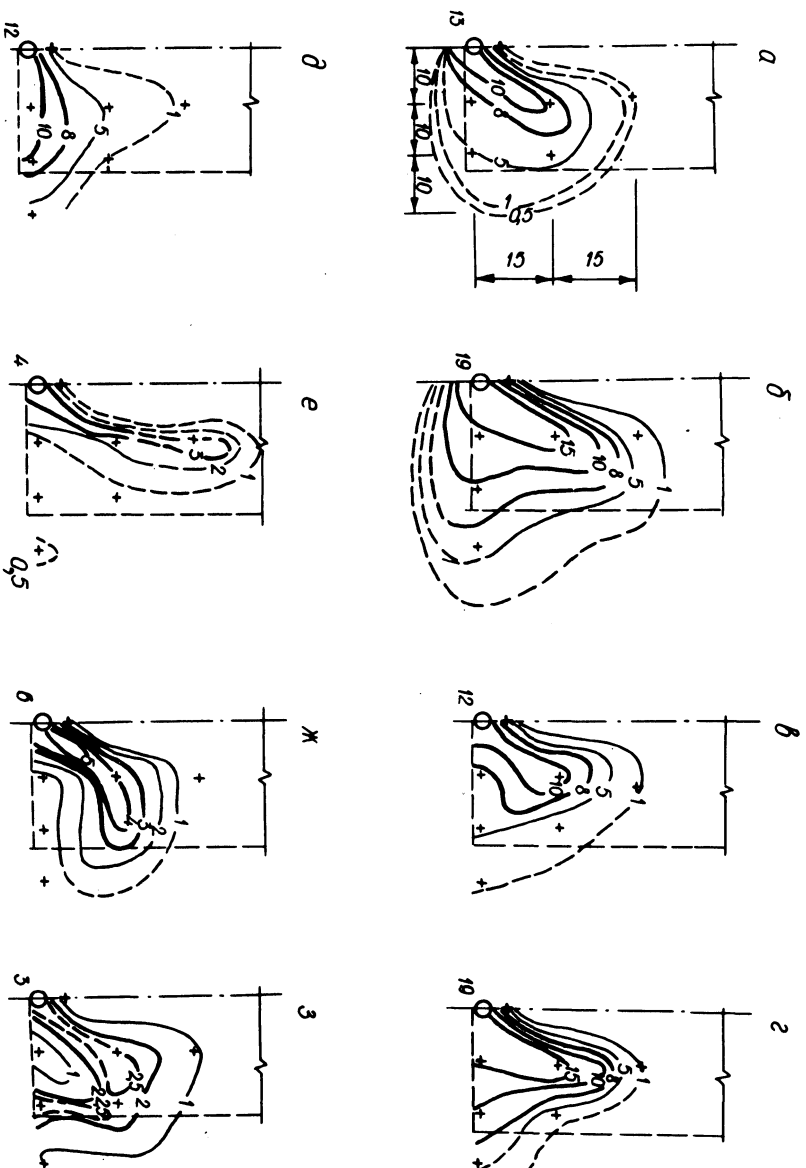


Рис. 4. Изогипсы вакуума в грунте: а,б — начало и конец первого сеяния; в,г — то же второго; д,е,ж,з — начало и конец третьего сеяния.

да поступают новые порции воды из междренья по пахотному слою [1,2]. Кроме того, вода к дрене поступает через среднюю часть сечения, являющуюся вакуумной зоной.

В третьей группе опытов 29—30 мая при включении вакуума в грунте образуется зона вакуума, по очертаниям и по площади почти не отличающаяся от вакуумной зоны в первых сеансах. Однако если в первых сеансах первой группы на той же площади вакуумной зоны перепад давлений между вакуумом в дрене и на границе вакуумной зоны составлял 20, 15 и 10 см вод. ст., то для третьей группы опытов перепад давлений в указанных точках не превышал 3,0 см вод. ст. Малые абсолютные значения вакуума являются следствием притока больших количеств воздуха через подсохший грунт, а отсутствие значительных перепадов давлений свидетельствует о выравнивании значений влажности в сечении дренажной засыпки.

В условиях влажности, сложившихся к концу мая, исследование влияния вакуумирования на усиление дренажного стока не представляет практического интереса, однако анализ результатов опытов третьей группы подтвердил следующее:

а) в случае достаточно равномерного увлажнения грунта вакуум в нем можно поддерживать и при весьма низких значениях влажности; б) по мере подсыхания грунта поступление в дренаж через обратную засыпку увеличенного расхода воздуха вызывает снижение значений вакуума в дрене, но зона распространения его в поперечном сечении грунта практически не уменьшается.

Последнее хорошо согласуется с высказанным ранее положением о том, что при поступлении в дренажную систему больших количеств воздуха (в связи с подсыханием грунта) снижение значений вакуума происходит во всех звеньях системы, но его значения остаются достаточно однородными, а область распространения практически не меняется.

Анализ изменения изолиний вакуума в зависимости от условий опыта и влияния характеристик вакуумной зоны на режим стока позволяет отметить следующее:

а) в условиях максимального влагонасыщения грунта действие вакуума аналогично увеличению действующего напора над дренажом; б) по мере обезвоживания грунта градиент давлений между дренажом и периферийными датчиками уменьшается, что свидетельствует о выравнивании снижающихся значений влажности дренажной засыпки. Вакуумирование способствует удалению заземленной в порах воды, увеличенный приток воздуха

усиливает внутрисочвенное испарение; в) вокруг дрены формируется "зона высоких вакуумов", площадь которой непосредственно определяет эффективность влияния вакуума на дренажный сток.

В ы в о д ы

1. В дренажной системе вакуум можно создавать и поддерживать на протяжении необходимого времени.

2. "Эффективная" величина вакуума зависит от степени и характера увлажнения грунта; наибольшая величина вакуума в системе определяется размерами оголовка.

3. Вакуум вокруг дрены распространяется почти до границы пахотного слоя, значительно увеличивая проницаемость дренажной засыпки.

4. Целесообразен прерывистый режим вакуумирования с сеансами длительностью от 1 до 2 ч. Оптимальная продолжительность перерывов (10—15 ч) при максимальном увлажнении грунта может быть уменьшена до 5 ч.

5. Прерывистый режим вакуумирования дает возможность использовать один оголовок поочередно для обслуживания нескольких дренажных систем, что повысит эффективность использования капитальных вложений при строительстве систем вакуумированного дренажа.

6. В целях повышения эффективности работы вакуумной установки ширину дренажной траншеи следует уменьшить до 20—25 см.

7. Для объектов на аналогичных почвах требуемая мощность воздухоотборного оборудования может приближенно исчисляться по соотношению протяженности дрен (без коллекторов) проектируемого объекта и опытного участка.

Л и т е р а т у р а

1. Ивицкий А.И. Осушительное действие закрытого дренажа в минеральных почвах. — В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Т. 17. Минск, 1968.
2. Брусиловский Ш.И., Рудой А.У. Исследование осушительного действия дренажа на тяжелых минеральных почвах. — В сб.: Мелиорация и использование осушенных земель. Т. 17. Минск, 1969.
3. Дегтярев Б.М. Вакуумирование горизонтальных дрен. —

"Гидротехника и мелиорация", 1968, №1, 4. Климко А.И. Об использовании вакуума при осушении сельскохозяйственных земель. — "Гидротехника и мелиорация", 1964, №12. 5. Калантаев В.А. Эффективность применения вакуума в закрытых горизонтальных дренажных системах в условиях орошения. Автореф. канд.дис.М., 1965. 6. Минаев И.В., Майорчик А.Н., Горезко Т.П. Экспериментальная проверка работы горизонтального вакуумированного дренажа в полевых условиях. — "Науч.-техн. инф. по мелиорации и водному хозяйству", 1971, №10. 7. Шимко К.И., Минаев И.В., Горезко Т.П. Экспериментальная проверка работы горизонтальной вакуумированной дрены в лабораторных условиях. — "Науч.-техн. инф. по мелиорации и водному хозяйству", 1971, №4.

В.К. Свистунов

ИЗУЧЕНИЕ ЗОНЫ ВЫКЛИНИВАНИЯ ГРУНТОВЫХ ВОД ПРИ ШЛЮЗОВАНИИ КАНАЛОВ

Значительное влияние на устойчивость фильтрующих откосов оказывает высота выклинивания грунтового потока. При работе каналов в обычном гидрологическом режиме она может отсутствовать или быть очень малой. В совершенных осушительно-увлажнительных системах, когда вода подается в канал для подъема уровней грунтовых вод, а затем сбрасывается после 8—12 дней стояния на высоких горизонтах, наблюдается определенная зона выклинивания. Особенно она заметна при интенсивном сбросе воды с верхнего бьефа. Уровни грунтовых вод не успевают следовать за горизонтом воды в канале и кривая депрессии в приоткосной зоне и в зоне выхода на дневную поверхность имеет криволинейную форму.

Исследования по установлению зоны высачивания и ее влиянию на деформируемость русел проводились на крупномасштабной модели откоса канала. Были определены все грунтовые характеристики откоса. По классификации В.В. Охотина [1] грунт откоса отнесен к среднезернистому песку с объемным весом $\gamma = 1,51--1,64 \text{ г/см}^3$, удельным — $2,67 \text{ г/см}^3$. Коэффициент пористости грунта, определенный после серии опытов, распределялся следующим образом: в нижней части откоса он был равен $0,622--0,674$, в средней — $0,675--0,724$, в верхней — $0,743$. Такое увеличение коэффициента пористости по высоте

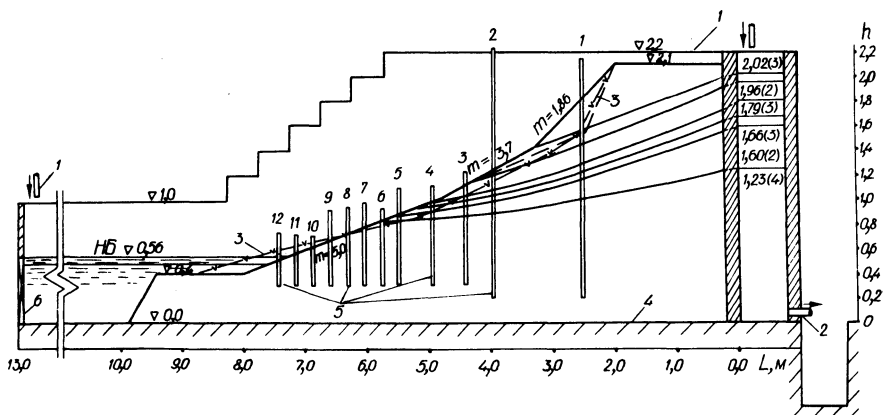


Рис. 1. Высачивание грунтового потока на откос при разных напорах в баке:
1,2—подвод и сброс воды соответственно; 3—очертание откоса после опыта №2; 4—водоупор (цифры в скобках—номера опытов); 5—колодцы (1—12); 6—шлюз.

откоса понятно. Грунтовой поток, выклинивающийся на поверхность, уносит мелкие фракции грунта вниз к подножью откоса, заполняя тем или иным образом поры грунта. Образцы, отобранные по глубине, показали сходимость коэффициентов, которые мало отличались по значению. Коэффициент внутреннего трения сухого грунта был равен 0,657—0,678, водонасыщенного 0,583—0,642. Структурное сцепление грунта, которое определялось методом отрыва цементированной пластинки А.Ф. Печкурова [2], равнялось 0,002—0,003 г/см². Коэффициент фильтрации среднезернистого песка был равен 14 м/сут.

Параметры смоделированного откоса показаны на рис. 1. Длина камеры от напорной стенки до водосборного шлюза равна 13,0 м, ширина камеры (ширина откоса) — 3,56 м, высота h камеры 2,2 м. Вода подавалась как в напорный бак (верхний бьеф), так и нижний бьеф (НБ). Сброс с нижнего бьефа осуществлялся через затвор в шлюзе, с верхнего бьефа — через отверстие в задней стенке. Опыт проводился на откосе с заложением $m = 5,0$. Мощност водопроницаемой подушки ниже подошвы откоса равнялась 0,4 м. В верхней части откос был более крутой ($m = 1,86$).

Для фиксации кривой депрессии грунтового потока были установлены колодцы из полиэтиленовой перфорированной дре-

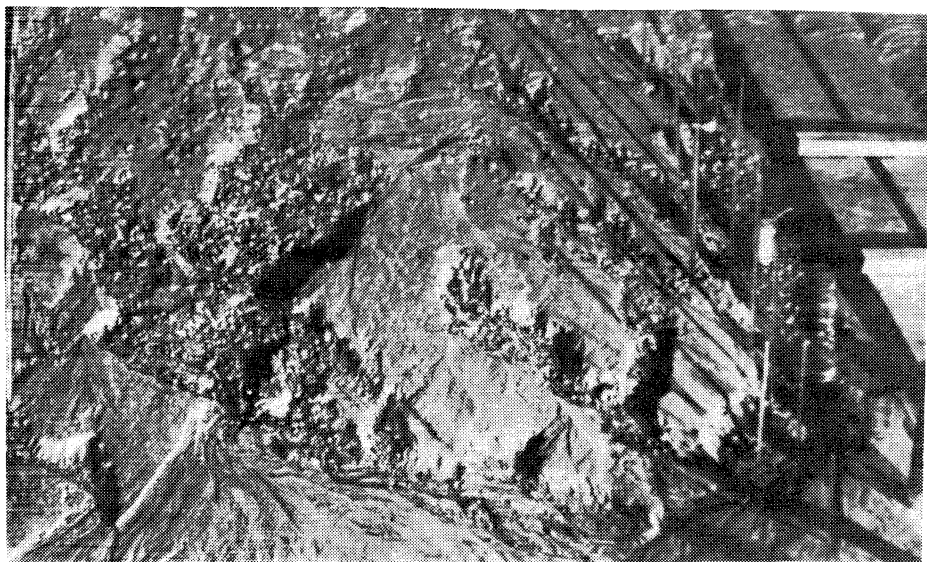


Рис. 2. Деформация смоделированного откоса при высоте высачивания $a_0 = 77$ см.

нажной трубы $d = 5$ см, обмотанные стеклотканью. Уровни в колодцах измерялись при помощи специального электрического шупа. В напорном баке и нижнем бьефе поддерживались определенные горизонты. При этом фиксировались различные зоны высачивания.

Опыты проводили в таком порядке. Опыт начинался тогда, когда поток грунтовых вод в теле модели откоса можно было считать установившимся. Это показали пьезометры, установленные по откосу, и замеры фильтрационного расхода через шлюз. Когда он не отличался на 1—2%, фиксировался уровень воды в баке, который поддерживался в течение всего опыта. При горизонте воды в баке 2,0 м фильтрационный расход через откос по всей ширине камеры составил 0,283 л/с. Наблюдаемая при этом зона выклинивания была равна по высоте 77 см. При такой высоте выклинивания наблюдается значительная деформация откоса. Сначала появляются локальные смывы грунта. Затем они увеличиваются и образуются полосы размыва, которые достигают значительных размеров (рис. 2). Во время выклинивания грунтового потока в течение 5—7 ч глубина полос размыва в отдельных местах достигает 9—14 см, ширина — 0,2—0,6 м. За зоной высачивания вверх по откосу начинается оплывание и обрушение откоса.

Грунтовый поток, высачивающийся на дневную поверхность, перемещается к подошве откоса с определенной скоростью. Для фиксации этих скоростей применялась анилиновая краска, которая впускалась в стекающий поток. По высоте откоса скорость стекающего потока была следующей:

1) в низовой части откоса (6,5 м от напорного бака) $v = 0,415$ м/с; 2) в средней (5,0 м) $v = 0,317$ м/с; 3) в верхней (4,4 м) $v = 0,148$ м/с.

В местах сосредоточенного стока грунтовой воды, который наблюдался в различных местах по откосу, замерялась высота слоя стока. В верхней зоне откоса она равнялась 1,5—2,0 мм, в средней — 2,5 мм, в низовой части слой стока равен 0,5—1,5 мм. В результате смыва мелких песчаных фракций и переноса их в низовую зону откоса установились следующие заложения откоса (табл. 1).

Таблица 1. Установившиеся коэффициенты откоса по высоте после опыта № 2

Зоны откоса по высоте	Коэффициент откоса m	
	правая сторона камеры	левая сторона на камеры
Верхняя часть (от 3 до 4,5 м)	4,1	3,5
Средняя часть (от 4,5 до 6 м)	5,0	4,6
Низовая часть (от 6 до 8 м)	10,0	8,2

Примечание. В скобках указаны расстояния от напорного бака.

Слой стока от выклинившейся грунтовой воды принимается равным или больше расчетного диаметра зерен песчаного грунта [2]. Если рассматривать средний слой стока по всей площади откоса, то можно сказать, что он был равен $d_{10} = 0,5$ мм (по интегральной кривой). Результатом переноса частиц к подошью откоса явилось заиливание в низовой части, которое равнялось $0,952 \text{ м}^3$ на пог. м. На всю ширину камеры (3,56 м) объем заиливания составил $3,48 \text{ м}^3$ (рис. 1).

С целью уточнения гидравлических градиентов при выходе грунтового потока на поверхность откоса в одном из опытов на глубину 1,0 см устанавливались стеклянные пьезометры, которые располагались через 20—25 см по откосу на протяжении всей зоны высачивания. По показаниям пьезометров была построена эпюра выходных градиентов напора для участка высачивания (рис. 3). Надо отметить, что гидравлические гра-

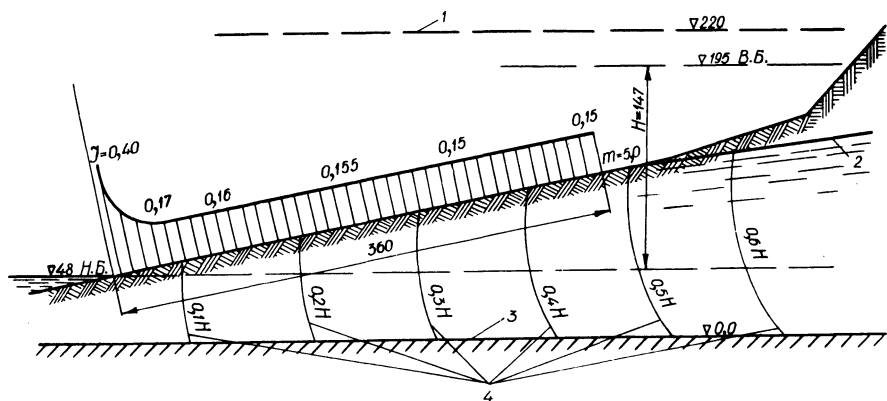


Рис. 3. Эпюра выходных градиентов напора для участка высачивания:

1—стенка лотка; 2—кривая депрессии; 3—водоупор; 4—эквипотенциали.

диенты, подсчитанные по формуле $I = \sin \alpha$ (α — угол наклона откоса к горизонту), имели почти на всем протяжении участка высачивания одни и те же величины (0,15—0,16) и только в непосредственной близости от уреза воды в нижнем бьефе они возросли (до 0,4). В исследованиях И.Ф. Володько[3] наибольшие градиенты также имели место на урезе воды и были равны 0,52.

Часто в осушительно-увлажнительных системах для подъема уровня грунтовых вод на прилегающей к каналу территории необходимо длительное время поддерживать горизонты воды в канале на высоких отметках. Через некоторое время в нижнем бьефе за водоподпорным сооружением начинается выклинивание грунтового потока на дневную поверхность. Это время зависит от водопроницаемости почвы и длины пути фильтрации. Высачивание может произойти в непосредственной близости за сооружением или на некотором удалении от него.

Известно, что все водоподпорные сооружения имеют в нижнем бьефе соответствующие крепления (железобетонные фильтрующие плиты, пригрузка крупнозернистым материалом, одерновка и др.), длина и высота которых устанавливается по расчету. Когда высачивание за водоподпорным сооружением находится в пределах высоты крепления, то гидродинамическое давление воспринимается этим креплением. Если грунтовый по-

ток выклинивается в незакрепленном откосе, то нижняя часть песчаного откоса подвергается разрушению. Деформация нижней части вызывает дополнительные сдвигающие усилия на вышележащие слои, что в конечном итоге приводит к общему обрушению откоса. Высокий перепад уровней верхнего и нижнего бьефов ведет к возникновению гидродинамического давления, которое характеризуется определенными гидравлическими градиентами. Величина их зависит от высоты высачивания грунтового потока, коэффициента откоса m , глубины канала за сооружением, длины пути фильтрации и т.д. Иногда верхняя граница зоны высачивания наблюдается выше крепления и сил сопротивления в виде внутреннего трения и структурного сцепления между частицами недостаточно для удержания откоса от обрушения. Чтобы избежать нежелательных деформаций откосов каналов, работающих как на подъем, так и на интенсивный спад уровней в них, необходимо при подъеме воды в верхнем бьефе учитывать глубину воды в них за подпорным сооружением.

Значительное влияние на устойчивость каналов оказывает интенсивность спада уровня при шлюзовании. Средние величины выходных гидравлических градиентов грунтового потока в верхнем бьефе и высота высачивания будут зависеть от скорости опускания горизонта воды в канале. При этом откосы могут деформироваться на большом удалении от водоподпорного сооружения. Значительная интенсивность сброса горизонта воды в русле ведет к тому, что уровни грунтовых вод в приоткосной зоне отстают от уровня воды в канале. При этом наблюдается соответствующая зона высачивания. Эта зона может возрастать к подошве откоса и, когда уровень в канале достигнет своего межженного стояния, высота высачивания может быть такой величиной, при которой начнется оползание разжиженного грунта. Грунт откоса в водонасыщенном состоянии подвержен гидродинамическим силам, и в нем изменяются геофизические свойства. Так, угол внутреннего трения водонасыщенного песка уменьшается на $1-3^{\circ}$ по сравнению с углом внутреннего трения грунта в сухом состоянии. В связи с этим устойчивость откоса и его крепления значительно уменьшается.

Наблюдения показывают, что направления линий тока в теле откоса изменяются по его длине. Фильтрационная сила Φ , направленная по касательной $K-K$ к кривой депрессии в точке выхода ее на поверхность откоса, составляет с нормалью к откосу некоторый угол β (рис. 4), который может изменяться

$$\Phi_{\tau} = \gamma_0 \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \sin \beta = \gamma_0 \sin \alpha, \quad (3)$$

где γ_{Γ} — объемный вес взвешенного в воде грунта; γ_0 — объемный вес воды.

2. Удерживающие силы

$$S = \gamma_{\Gamma} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_0, \quad (4)$$

где $f = \operatorname{tg} \varphi_0$ — коэффициент внутреннего трения.

Спроектировав все силы, действующие на единичный объем, получим условие предельного равновесия в следующем виде:

$$\Phi_{\tau} + T = S - \Phi_n, \quad (5)$$

$$\gamma_0 \sin \alpha + \gamma_{\Gamma} \sin \alpha = \left(\frac{1}{K} \gamma_{\Gamma} \cos \alpha - \gamma_0 \sin \alpha \operatorname{ctg} \beta \right) f,$$

откуда

$$K = \frac{\gamma_{\Gamma} f \cos \alpha}{\sin \alpha (\gamma_0 + \gamma_{\Gamma} + \gamma_0 f \operatorname{ctg} \beta)}, \quad (6)$$

где K — коэффициент запаса, который из условия устойчивости откоса должен быть больше единицы.

Преобразуем выражение (6)

$$K = \frac{\gamma_{\Gamma} f \cos \alpha}{\sin \alpha [\gamma_0 (1 + f \operatorname{ctg} \beta) + \gamma_{\Gamma}]}.$$

Так как

$$\operatorname{ctg} \alpha = m,$$

где m — коэффициент откоса, то

$$K = \frac{\gamma_{\Gamma} f m}{\gamma_0 (1 + f \operatorname{ctg} \beta) + \gamma_{\Gamma}}.$$

Для определения угла β необходимо знать направления линий равного напора, которые можно построить графически [6] или при помощи метода ЭГДА. Для подсчета выходных градиентов напора и выявления деформаций откоса при разных интенсивностях спада уровней в нижнем и верхнем бьефах при

шлюзовании были проведены опыты на модели откоса в грунто-
вом лотке следующих размеров: длина 2,6 м, ширина 0,32 м, вы-
сота 0,55 м. Была поставлена цель: как можно быстрее сбро-
сить воду с нижнего бьефа и проследить положение кривых
депрессии и уровней воды в канале за отдельные промежутки
времени. Механические характеристики грунта откоса были та-
кие же, как и грунта на крупномасштабной модели откоса. Наб-
людения за интенсивностью спада уровней воды в верхнем и
нижнем бьефах проводили для различных коэффициентов откоса
 $m = \text{ctg } \varphi_0$. Записи показаний и подсчет интенсивности спада
уровней вели в табличной форме (табл. 2). Было проведено око-
ло тридцати таких опытов на откосах, сложенных из средне-
зернистых песков. В табл. 2 дан расчет интенсивности спада
уровней в канале с коэффициентом откоса $m = 3,0$.

Таблица 2. Подсчет интенсивности спада уровней в канале и
приоткосной зоне

Время, мин, с	Уровни воды от водоупора h, см		Отстав. уровня В Б, от Н Б, см	Высота высачи- вания a_0 , см	Продол- житель- ность спада уровней t, с	Интенсив- ность спа- да уровней $i = \frac{h}{t}$, см/с		Приме- чание
	Н Б	В Б				Н Б	В Б	
0'0"	46,0	47,0	1,0	0	150	0,02	0,00267	Падаю- щий уро- вень Н Б ув- лекает за со- бой ме- льчай- шие пы- леватые части- цы в ви- де гряд. Откос не дефор- мировал- ся.
2'30"	43,0	46,6	3,6	0,6	150	0,0213	0,00333	
5'00"	39,8	46,1	6,3	1,9	135	0,0222	0,00444	
7'15"	36,8	45,5	8,7	2,2	161	0,0205	0,00558	
9'56"	33,5	44,6	11,1	3,1	174	0,0201	0,00633	
12'50"	30,0	43,5	13,5	3,5	250	0,0180	0,0060	
17'00"	25,5	42,0	16,5	4,4	400	0,0152	0,0075	
23'40"	19,4	39,0	19,6	4,4	400	0,0135	0,00548	
30'40"	13,7	36,7	23,0	4,4				

Примечание. Для Н Б $\Delta h = 32,3$, для В Б $\Delta h = 10,3$; $\Sigma t = 1840$; $i_{\text{ср Н Б}} = 0,0176$ см/с $= 63,2$ см/ч;
 $i_{\text{ср В Б}} = 0,0056$ см/с $= 20,2$ см/ч.

Установлено, что для различных коэффициентов откоса зона
высачивания a_0 , при которой не наблюдается деформации (оп-
лывания в низовой части) незакрепленного откоса, должна быть
не более величин, указанных в табл. 3. Здесь речь идет об
устойчивости откосов каналов, проложенных в среднезернистых
песках. Нами сделано сравнение измеренных величин a_0 во
время опытов и вычисленных по известным формулам: Чугаева

Таблица 3. Сравнение измеренных допустимых зон высачивания с вычисленными

Коэффициент откоса, m	Глубина воды до водоупора, см		Напор H , см	Расстояние от напорного бака до подошвы откоса, L , м	$\frac{L}{H}$	Измеренная высота высачивания a_0 , см
	ВБ	НБ				
5,0	123	53,7	69,3	10,1	14,6	21,0
4,0	119	54,8	64,2	8,8	13,7	18,0
3,0	108	53,7	54,3	7,8	14,4	13,0
2,0	80	53,7	26,3	7,3	27,8	5,0
1,0	75	53,7	21,3	6,8	31,9	3,0

Примечание. Высота высачивания учитывается по вертикали

[2], Шестакова [8], Дюпюи—Казагранде [2], Нельсона—Скорнякова [9], Дахлера [10], Михайлова [11], Нумерова [12], Шайкина [10], Павловского [7].

Вычисленные по формулам величины высот высачивания хорошо согласуются с измеренными за время проведения опытов, что говорит о достоверности наблюдаемых данных.

Интенсивность снижения горизонта воды в канале и уровня грунтовых вод в приоткосной зоне необходимо назначать таким образом, чтобы при достижении уровня в русле наини́зших отметок (т.е. глубины воды в канале в меженьный период) высота высачивания не превосходила указанных в табл. 3 величин.

Наблюдения показали, что скорость падения уровня грунтовых вод в среднезернистом песке во всех опытах находилась в пределах 6—25 см/ч.

При сбросе воды с верхнего бьефа через водоподпорное сооружение необходимо назначать следующие средние величины интенсивности спада уровня в канале с учетом условий нормальной работы, устойчивости незакрепленных откосов каналов, периодически изменяющих гидрологический режим (табл. 4).

Установлено, что сработку горизонта воды в канале можно осуществлять во времени с переменной интенсивностью. В начальный период, когда уровни в канале стоят на одной и той же высокой отметке, что и уровни грунтовых вод в приоткосной зоне, можно скорость спада воды несколько увеличить, но только в пределах снижения первых 30—40 см по высоте откоса. При коэффициенте откоса $m = 5,0$ интенсивность спада

ния, при которых не наблюдается деформации песчаного откоса, по формулам

Высота высачивания, вычисленная по существующим формулам								
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20,8	20,0	18,3	17,6	18,1	22,7	17,2	18,3	17,9
18,2	17,5	16,0	15,5	16,9	19,2	17,1	16,0	15,3
12,7	12,5	11,3	11,1	10,6	15,8	12,4	11,3	11,3
5,0	4,9	4,8	3,8	5,0	7,1	5,0	4,5	5,5
2,3	3,0	2,9	2,0	3,0	4,0	2,5	2,6	2,0

уреза воды в канале до верхней границы участка высачивания.

Таблица 4. Средние величины интенсивности спада уровней в канале

Коэффициент откоса, m	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Интенсивность спада уровня воды в канале, см/ч	2,0	7,0	28,0	35,0	40,0

можно повысить до 2,6 м/ч, при $m = 4,0; 3,0; 2,0; 1,0$ скорость сброса соответственно возрастает до 1,6; 0,8; 0,6; 0,4 м/ч по сравнению с интенсивностью, приведенной в табл. 4. Но после опускания уровня на 30—40 см ниже первоначального необходимо сброс прекратить до выравнивания горизонтов воды в канале и приоткосной зоне. Иначе говоря, спад уровня можно осуществлять небольшими ступенями с интервалами выдержки во времени до относительной стабилизации уровней в канале и зоне откоса или со средней интенсивностью по всей высоте канала, указанной в табл. 4.

Необходимо отметить, что такие величины интенсивности спада воды можно назначать в каналах глубиной до 2,0—2,5 м. Если же каналы более глубокие, то скорость сброса необходимо устанавливать исходя из высоты высачивания, не вызывающей деформации при достижении уровней наини́зших отметок.

Л и т е р а т у р а

1. Сергеев Е.М. Грунтоведение. М., 1959.
2. Проблемы Полесья. Сб. ст. Вып. 2. Минск, 1973.
3. Володько И.Ф. Ус-

тойчивость песчаных откосов против фильтрующего через них потока грунтовой воды. — "Изв. АН СССР, сер. геол." 1940, вып. 5. 4. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения. Теоретические основы расчета. М., 1967. 5. Соболевский Ю.А. Устойчивость откосов мелиоративных каналов. Минск, 1965. 6. Аравин В.И., Нумеров С.Н. Теория движения жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде. М., 1953. 7. Павловский Н.Н. О фильтрации через земляные плотины на непроницаемых основаниях. Л., 1932. 8. Шестаков В.М. Методика определения участка высачивания фильтрационного потока на откос. — В сб.: Информ. материал ВНИИ ВОДГЕО. Вып. 8. М., 1955. 9. Нельсон — Скорняков Ф.Б. Фильтрация в однородной среде. М., 1949. 10. Шанкин П.А. Расчет фильтрации в земляных плотинах. М. — Л., 1947. 11. Михайлов Г.К. О фильтрации в трапецеидальных плотинах на горизонтальном водоупоре. — "Гидротехника и мелиорация", 1952, № 1. 12. Аравин В.И., Нумеров С.Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. Л. — М., 1955.

В.Ф. Карловский, А.А. Мазаник, М.А. Потапчик

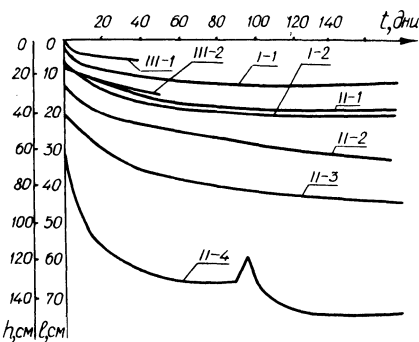
ОСАДКА ВПЕРВЫЕ ОСУШАЕМОЙ ТОРФЯНОЙ ЗАЛЕЖИ НА СТРОИТЕЛЬНОЙ ПОЛОСЕ В ПЕРИОД СТРОИТЕЛЬСТВА КАНАЛОВ

Поверхность торфяной залежи на болотных массивах в естественном состоянии покрыта дерновым слоем, который пронизан многочисленными корнями растений. Его прочность зависит от характера и мощности растительного покрова. В ненарушенном состоянии дерновый слой может воспринять нагрузку до $0,20 \text{ кг/см}^2$. Под слоем дернины находится сильно увлажненная торфяная масса, содержащая сухого вещества всего лишь 5—15%. Это значит, что относительная влажность торфяной залежи неосушенного торфяного месторождения колеблется в пределах 85—95%. По содержанию твердой фазы органического вещества А.Ф. Печкуров [1] подразделяет торф по плотности на плотный (с содержанием твердой фазы более $0,15 \text{ г/см}^3$), менее плотный ($0,15 - 0,12 \text{ г/см}^3$), рыхлый ($0,12 - 0,08 \text{ г/см}^3$), почти плавучий ($0,08 - 0,06 \text{ г/см}^3$), плавучий (менее $0,06 \text{ г/см}^3$). Несущая способность таких торфя-

Рис. 1. Кривые осадки поверхности болота на строительной полосе во времени:

I-1— объект "Польское болото", $H = 1,4-1,5$ м; $H_K = 2,4$ м; $P = 0,126$ г/см³; I-2— объект "Польское болото", $H = 1,4-1,5$ м; $H_K = 1,0$ м; $P = 0,103$ г/см³; II-1— объект "Понурка", $H_K = 2,0$ м; $H_T = 1,8$ м; $P = 0,126$ г/см³;

II-2—то же, $H = 2,8$ м; $P = 0,117$ г/см³; II-3—то же, $H = 5,3$ м; $P = 0,112$ г/см³; II-4—то же, понижение уровней грунтовых вод; III-1— объект "Проньки", $H_K = 2,0$ м; $H_T = 1,0$ м; $P = 0,139$ г/см³; III-2—то же, $H_K = 1,8$ м; $P = 0,132$ г/см³.



ников в 3—6 раз меньше, чем верхнего дернового слоя [2].

Строительство каналов на рыхлых и плавучих торфяниках экскаваторами затруднено из-за малой несущей способности болота. Выполнить русло канала проектных размеров за один проход экскаватора в торфах с плотностью меньше 0,1 г/см³ невозможно из-за сильных деформаций дна, откосов и берм (обвалы, оползни, выпор грунта со дна русла и т.д.). Чтобы получить канал хорошего качества, его трассу необходимо предварительно осушить прокладкой пионерной траншеи [3, 4]. Это лучше сделать в зимний период, когда болото промерзает до 10—15 см. При осушении из залежи удаляется приблизительно 25—26% воды [5], содержащейся в торфе, вследствие чего происходит его уплотнение и осадка.

Для изучения осадки поверхности болота на строительной полосе шириною до 7 м от бровки канала в 1970—73 гг. на исследуемых объектах ("Понурка" и "Проньки" Минской области) были оборудованы опытные участки с разными глубинами и плотностями торфа при глубине канала 2 м.

На рис. 1 приведены данные наблюдений за осадкой поверхности строительной полосы канала в течение 6 месяцев. Самая интенсивная осадка происходит в первые двое-трое суток, через 10 суток она достигает 45—50% от суммарной осадки за 6 месяцев. С увеличением осадки поверхности изменяется и плотность залежи. На рис. 2 даны кривые изменения плотности после прокопки пионерной траншеи. Из рис. 1 и 2 видно, что

Таблица 1

Номер ПК	Глубина, м		Проектный объем выемки, м ³ на 1 пог. м	Объем выемки за первый проход	
	торфа	канала		м ³ на 1 пог. м.	% от проектно- го
5	4,7	3,45	19,85	6,75	34
7	4,8	3,33	18,60	6,75	36
9	3,8	3,32	18,48	7,75	42
14	1,0	2,93	14,60	6,25	43
15	0,5	2,75	13,03	6,25	45

Таблица 2

Участок канала П-0-11, ПК	Глубина торфа, м	Проектный объем выем- ки на участ- ке, м ³	Объем выемки за пер- вый проход в зимний период	
			м ³	%
0--8	5,5--4,0	15400	5528	36
8--12	4,0--2,7	6888	2700	39
12--14	2,7--1,0	3308	1250	42
14--16	1,0--0,5	2772	1250	44
Всего		28368	10728	

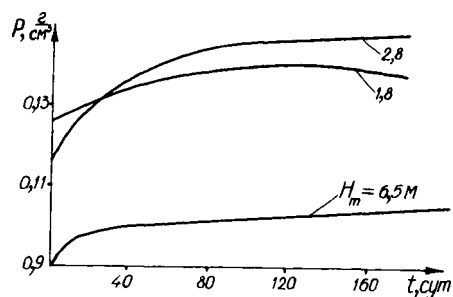


Рис. 2. Кривые изменения плотности торфяной залежи на строительной полосе во времени.

характер изменения плотности залежи одинаков с осадкой поверхности. Осадка поверхности торфяной залежи, вызванная осушительным действием пионерной траншеи, приводит к уменьшению объема выемки грунта при строительстве каналов за несколько этапов. В табл. 1 приведено изменение объемов вы-

Понижение УГВ перед вторым проходом, м		Средняя осадка бермы пе- ред вторым проходом, м	Уменьшение объема выемки вследствие осадки бермы после первого прохода		
в 10 м от бровки	в 25 м от бровки		м ³ на 1 пог. м	% к остав- шемуся	% к проект- ному
—	—	0,48	2,72	20,6	13,7
—	—	0,50	2,60	22,0	14,0
1,02	0,92	0,35	1,62	15,0	8,8
1,01	0,92	0,10	0,80	9,6	5,5
0,84	0,73	0,04	0,20	2,7	1,5

Объем оставшего- ся грунта, м ³	Средняя осадка бермы на участ- ке, м	Объем грунта после осадки торфа, м ³	Уменьше- ние объе- ма выем- ки вслед- ствие осадки тор- фа, м ³
9872	0,49	7664	2208
4188	0,33	3312	876
2058	0,26	1816	242
1522	0,07	1362	158
17640		14154	3484

емки грунта вследствие осадки после первого прохода экскаватора при двухэтапном строительстве канала П-0-11 объекта "Понурка".

Участок канала П-0-11 от нулевого пикета до 16-20 строился за два прохода экскаватора (первый проход — зимой, а второй — доработка канала до проектных размеров — летом). Мощность торфа на трассе колебалась от 5,5 м на нулевом пикете до 0,5 м на 16-м. За первый проход экскаватора было вынато в среднем 40% проектного объема выемки грунта. К моменту доработки канала вторым проходом экскаватора в летний период уровни грунтовых вод понизились, поверхность приканальной полосы осела, вследствие чего проектный объем выемки грунта уменьшился. В табл. 2 приведены данные наблюдений при строительстве канала в два этапа.

Наблюдения за осадкой поверхности строительной полосы, понижением уровня грунтовых вод в зоне канала, а также за

работой экскаватора в зимний и летний периоды (без сланей и на них) позволяют сделать вывод, что на впервые осушаемых болотах каналы (с площадью поперечного сечения более 12 м²) необходимо строить в два-три этапа. После первой прокопки происходит понижение уровня грунтовых вод и осадка поверхности, значительно увеличивается несущая способность торфяника, т.е. создаются более благоприятные условия для доработки канала на втором и третьем этапах.

Из изложенного следует, что для выбора и экономического обоснования технологических схем прокопки каналов необходимо учитывать осадку поверхности болота в зоне канала в строительный период.

Осадка поверхности болотного массива при осушении достаточно изучена. Многие исследователи предложили теоретические и эмпирические зависимости осадки поверхности залежи от осушения за промежуток свыше одного года, но нет достаточных разработок по осадке торфа вблизи канала в строительный период, т.е. в течение нескольких месяцев. В основу расчета осадки поверхности болота в период строительства каналов нами положен экспоненциальный характер кривой осадки во времени.

Основными факторами осадки являются [6] плотность торфа, глубина торфяника, глубина канала и длительность осушения.

Связь между осадкой поверхности болота и факторами, ее вызывающими, выражается дифференциальным уравнением

$$-\frac{dH}{dt} = \lambda Hh, \quad (1)$$

где $\frac{dH}{dt}$ — осадка в единицу времени, м/мес; H — глубина торфяной залежи, м; h — глубина канала, м; t — длительность осушения, месяцы; λ — постоянная осадки, зависящая от физических свойств торфа, м⁻¹ мес⁻¹.

После интегрирования исходного уравнения (1) и с учетом плотности торфа уравнение осадки будет иметь вид

$$S = AH_0 [1 - e^{-\lambda ht}], \quad (2)$$

где H_0 — глубина торфа до осушения; A — коэффициент плотности торфа.

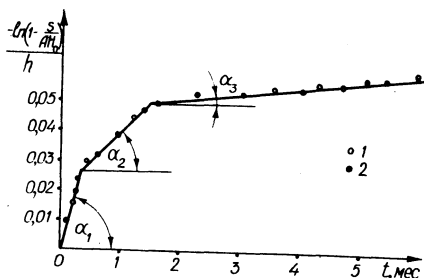
Для определения числового значения коэффициента λ осадки низинных болот в период строительства каналов были ис-

пользованы фактические материалы систематических наблюдений за осадкой поверхности болота на объектах "Понурка" и "Проньки" Минской области (1970—73 гг) и на болотном массиве "Польское болото" Брестской области (1968—69 гг). Эти массивы являются торфяниками низинного типа с различной плотностью торфа и разной мощностью торфяной залежи.

Построенный на опытных материалах график зависимости $\frac{-\ln(1 - \frac{S}{\Delta H_0})}{h}$ от длительности осушения t (рис. 3) показывает, что за период осушения, равный шести месяцам, числовые значения постоянной осадки λ несколько раз изменяются. Этот график дает возможность выделить три периода времени, в течение которых числовые значения постоянной осадки λ примерно одинаковые. В первый период (с первого по десятый день с момента прокопки канала, $0 < t \leq 0,33$ месяца) осадка поверхности болота происходит с наибольшей интенсивностью. За этот сравнительно короткий период осушения осадка составляет примерно 45% от всей суммарной осадки за 6 месяцев осушения. Второй период (с 11-го по 45-й день, $0,33 < t \leq 1,5$ месяца) характеризуется уменьшением интенсивности осадки. За это время происходит примерно 40% от суммарной шестимесячной осадки. В третий период (с 46-го по 180-й день, $1,5 < t \leq 6,0$ месяца) еще больше затухает интенсивность осадки. За этот период осадка составляет 15% от суммарной осадки за всю рассматриваемую длительность осушения. Длительность первого периода составляет 0,33 месяца, второго — 1,17 месяца, третьего — 4,5 месяца.

Очевидно, что коэффициент λ для периода осушения в 6 месяцев состоит из трех слагаемых (рис. 3): $\lambda_1 = \operatorname{tg} \alpha_1$ — постоянная осадки за первые десять дней осушения, $\lambda_2 = \operatorname{tg} \alpha_2$ —

Рис. 3. График зависимости $\frac{-\ln(1 - \frac{S}{\Delta H_0})}{h}$ от времени t :
1 — объект "Понурка"; 2 — "Польское болото".



постоянная осадки за время с 11-го по 45-й день с момента прокопки канала и $\lambda_3 = \text{tg} \alpha_3$ — постоянная осадки за последующее время до конца рассматриваемого периода осушения. Следовательно, выражение λt , входящее в показатель экспоненты уравнения (2) для длительности осушения в 6 месяцев, будет иметь вид

$$\lambda t = \lambda_1 t_1 + \lambda_2 t_2 + \lambda_3 t_3. \quad (3)$$

Подставив выражение (3) в уравнение (2), получим

$$S = A N_0 \left[1 - e^{-h(\lambda_1 t_1 + \lambda_2 t_2 + \lambda_3 t_3)} \right] \quad (4)$$

Численные значения коэффициентов λ_1 , λ_2 и λ_3 находятся как тангенсы углов наклона соответствующих участков ломаной линии, выражающей зависимость $-\frac{\ln(1 - \frac{S}{A N_0})}{h}$ от времени t

(рис. 3):

$$\lambda_1 = \text{tg} \alpha_1 = 0,08; \quad \lambda_2 = \text{tg} \alpha_2 = 0,02; \quad \lambda_3 = \text{tg} \alpha_3 = 0,003. \quad (5)$$

Подставляя значения выражения (5) в уравнение (4), получаем

$$S = A N_0 \left[1 - e^{-h(0,08 t_1 + 0,02 t_2 + 0,003 t_3)} \right]. \quad (6)$$

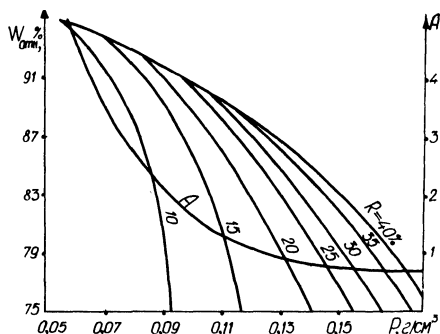
В формуле (6) время t_1 , t_2 и t_3 выражено в месяцах (месяц принят равным 30 дням), а осадка поверхности болота S , глубина канала h и глубина торфяника N_0 — в метрах. При расчете величины осадки по формуле (6) длительность осушения t разбивается соответственно на ее составляющие t_1 , t_2 , t_3 , т.е.

$$t = t_1 + t_2 + t_3. \quad (7)$$

Следует отметить, что при расчете величины осадки за длительность осушения $t \leq 0,33$ месяца в уравнении (6) следует принять $t_2 = 0$ и $t_3 = 0$, а при длительности осушения $t \leq 1,5$ месяца $t_3 = 0$.

Уравнение (6) применяется для расчета осадки поверхности низинных болот приканальной полосы шириной до 7 м от бровки канала. Оно справедливо при $t \leq 6$ месяцам и глубине воды в канале 5—40 см. Если горизонт воды в канале больше указанной величины, то в уравнении (6) следует уменьшить глубину канала на величину этого превышения. Данное положение основано на том, что высокий уровень воды в канале значительно влияет на величину осадки бермы канала.

Рис. 4. Номограмма для определения коэффициента плотности торфа А (R — степень разложения торфа, %; W_{отн} — относительная влажность, %; P — плотность торфа).



Значение коэффициента плотности торфяной залежи А определяется [6] по величине плотности торфа по номограмме (рис. 4). В некоторых случаях (например, при расчетах, производимых на электронно-вычислительных машинах) более удобным будет представление значений коэффициента плотности А в виде математической зависимости от величины объемного веса твердого вещества. Кривая, выражающая связь между коэффициентом А и величиной объемного веса скелета торфа Р, хорошо описывается при помощи уравнения гиперболы

$$A = a + bP + \frac{c}{P}, \quad (8)$$

где a, b, c — коэффициенты уравнения регрессии, определяемые путем решения системы уравнений

$$\begin{aligned} \sum A &= na + b \sum P + c \sum \frac{1}{P}; \\ \sum Ap &= a \sum p + b \sum P^2 + nc; \\ \sum \frac{A}{P} &= a \sum \frac{1}{P} + nb + c \sum \frac{1}{P^2}, \end{aligned} \quad (9)$$

где n — число исходных данных, взятых для решения системы (9).

Система уравнений (9) составлена на основе применения методов корреляционного анализа, в частности принципа наименьших квадратов.

Решив систему уравнений (8) и подставив полученные значения коэффициентов a, b, c в уравнение (7), получим

$$A = - 5,66 + 18,03 P + \frac{0,554}{P}. \quad (10)$$

Зависимость (10) с достаточной степенью точности описывает график, представленный на номограмме для определения

Таблица 3

Объект	Глубина торфа, м	Глубина канала с учетом уровня воды в нем, м	Коэффициент плотности, А	Длительность осушения, мес.	Фактическая осадка, м	Расчетная осадка, м	Отклонение, м
Понурка	2,8	1,5	1,02	2,07	1,190	0,212	-0,022
	2,8	1,5	1,02	0,90	0,160	0,157	0,003
	2,2	1,5	0,94	2,03	0,160	0,153	0,007
	2,2	1,8	0,94	4,40	0,200	0,216	-0,016
	5,3	1,1	1,10	0,30	0,185	0,152	0,033
	5,3	1,2	1,10	6,03	0,380	0,427	-0,047
Польское болото	1,2	1,2	1,58	3,10	0,120	0,120	0,000
	1,2	1,2	1,58	1,33	0,113	0,103	0,010
	2,5	1,5	1,01	2,80	0,184	0,195	-0,011
	2,5	1,5	1,01	0,97	0,153	0,144	0,009
	2,5	1,5	1,01	5,47	0,193	0,223	-0,030
	1,6	1,05	1,64	4,87	0,150	0,159	-0,009
	1,6	0,9	1,64	3,43	0,121	0,128	-0,007
	1,7	1,2	1,42	2,00	0,152	0,144	0,008
Проньки	1,75	1,75	0,89	1,00	0,160	0,145	0,015
	1,85	1,85	1,26	1,63	0,240	0,216	0,024
	1,00	1,00	1,12	1,27	0,070	0,050	0,020

величины коэффициента А в зависимости от объемного веса скелета торфа (рис. 4).

Величина объемного веса скелета торфа Р должна находиться путем отбора образцов ненарушенной структуры по всей глубине торфяника. В случае неоднородности залежи, когда по глубине болота залегают отдельные пласты с различной плотностью, объемный вес скелета торфа определяется как средневзвешенное значение.

Характеристика использованного материала и проверка формулы (6) приведены в табл. 3.

Уравнения (6) и (10) дают возможность рассчитать величину осадки поверхности впервые осушаемых низинных болот за промежуток времени, равный 6 месяцам. Если в показатель экспоненты формулы (6) добавить четвертое слагаемое $\lambda_4 t_4$, то можно рассчитать осадку за период осушения до 1 года. При этом $t_4 = 6$ месяцам, а постоянная осадки за этот период согласно имеющимся фактическим материалам $\lambda_4 = 0,002 \text{ м}^{-1} \text{ мес}^{-1}$.

Рассчитаем среднегодовую величину постоянной осадки $\lambda_{\text{год}}$, выделив четвертый период времени осадки торфа t_4 с 7-го по 12-й месяц со времени прокопки канала и приняв $\lambda_4 = 0,002 \text{ мес}^{-1} \text{ м}^{-1}$:

$$\lambda_{\text{год}} = \frac{0,08 \cdot 0,33 + 0,02 \cdot 1,17 + 0,003 \cdot 4,5 + 0,002 \cdot 6,0}{0,33 + 1,17 + 4,5 + 6,0} \cdot 12 \text{ м} \cdot \text{год}^{-1} = 0,0753 \text{ м} \cdot \text{год}^{-1}.$$

Приведем пример использования формулы (6). Пусть глубина торфа до осушения $H_0 = 3,0 \text{ м}$, объемный вес скелета торфа $P = 0,10 \text{ г/см}^3$. Требуется определить величину осадки поверхности низинного болота вблизи открытого канала глубиной $h = 2,0 \text{ м}$ за время $t = 2$ месяца при уровне воды в канале $h_0 = 1,0 \text{ м}$. Находим по формуле (9) коэффициент плотности торфа $A = 1,683$. Так как уровень воды в канале выше уровня, принятого в формуле (6), то в уравнение (6) следует подставить величину $h = 2,0 - (1,0 - 0,4) = 1,4 \text{ м}$. Период времени $t = 2 \text{ мес.}$ состоит из $t_1 = 0,33 \text{ мес.}$, $t_2 = 1,17 \text{ мес.}$ и $t_3 = 0,5 \text{ мес.}$ Осадка поверхности болота будет

$$S = 1,683 \cdot 3,0 \cdot 1 - e^{-1,4(0,08 \cdot 0,33 + 0,02 \cdot 1,17 + 0,003 \cdot 0,5)} = 0,35 \text{ м}.$$

Л и т е р а т у р а

1. Печкуров. А.Ф. Устойчивость русел рек и каналов. Минск, 1964.
2. Турецкий Р.Я., Петлах Я.С. Механизация работ при осушении и освоении болот и заболоченных земель. М., 1970.
3. Щитников П.И. Рациональная технология строительства осушительных каналов. Минск, 1968.
4. Комиссаров В.Т. Мелиоративные работы зимой. М., 1970.
5. Аксенов Е.А., Пименов М.А. Осушение торфяных месторождений. Минск, 1971.
6. Расчет осадки торфяников после осушения. Минск, 1963.

В.Н. Заяц, М.Я. Вахер

ДЕФОРМАЦИИ СЖИМАЕМОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ ПОВТОРНЫХ НАГРУЗКАХ НА ПЛАСТИНУ

Эффективное освоение осушаемых торфяных болот возможно при наличии качественных дорог, обеспечивающих проезд сельскохозяйственных машин и транспорта. В последние годы мели-

ораторы республики осваивают метод строительства колеиных дорог на болотах из железобетонных плит, применяемых при устройстве лесовозных трасс, подъездных путей в труднодоступных местах и при строительстве временных дорог.

Устройство колеиных дорог связано с большим расходом металла на армирование плит и при наличии других менее дефицитных строительных материалов может оказаться неэкономичным. Создание таких дорог на осушаемых торфяных массивах не только освобождает строителей от необходимости доставки большого количества минерального грунта, нужного для устройства земляного полотна дорог, но и сокращает сроки строительства, поскольку исключает время процесса стабилизации осадки полотна перед устройством покрытия.

Торфяная залежь представляет собой сильно сжимаемое основание. Уложенные на поверхности залежи колеиные плиты заметно погружаются в торф при наезде колеса транспорта и прогибаются. После прохода транспорта плиты выпрямляются и почти полностью возвращаются в прежнее положение. Доля остаточной деформации основания зависит от многих причин. Основными из них являются: глубина, плотность и состояние водонасыщенности залежи, вид сочленения плит, толщина подсыпки из минерального грунта или торфяной крошки.

Подсыпка из минеральных грунтов представляет очень удобный способ планировки поверхности болота перед укладкой колеиных плит и профилирования трассы с продольными и поперечными уклонами. Плиты, уложенные непосредственно на поверхности залежи, частично обжимают ее и создают очаги скопления талых и дождевых вод, которые разжижают основание и способствуют дополнительному погружению плит в залежь. С применением подсыпки плиты возвышаются над поверхностью залежи, отмеченные недостатки исключаются.

Наиболее дешевой подсыпкой могут служить грунты, вынутые из основания при прокладке магистрального канала. Если в качестве подсыпки будут использованы торфяные грунты, то желательно любым доступным способом превратить их в сухую торфяную крошку. Она лучше уплотняется, удерживает меньше влаги после дождей, но легче поддается эрозии. После дождя поверхность плит, уложенных на торфяной крошке, может быть очень скользкой от набухших торфяных частиц. В таких случаях потребуется защитный слой из минерального грунта, который будет ограждать торфяную подсыпку от эрозии и исключать попадание частиц торфа на плиты.

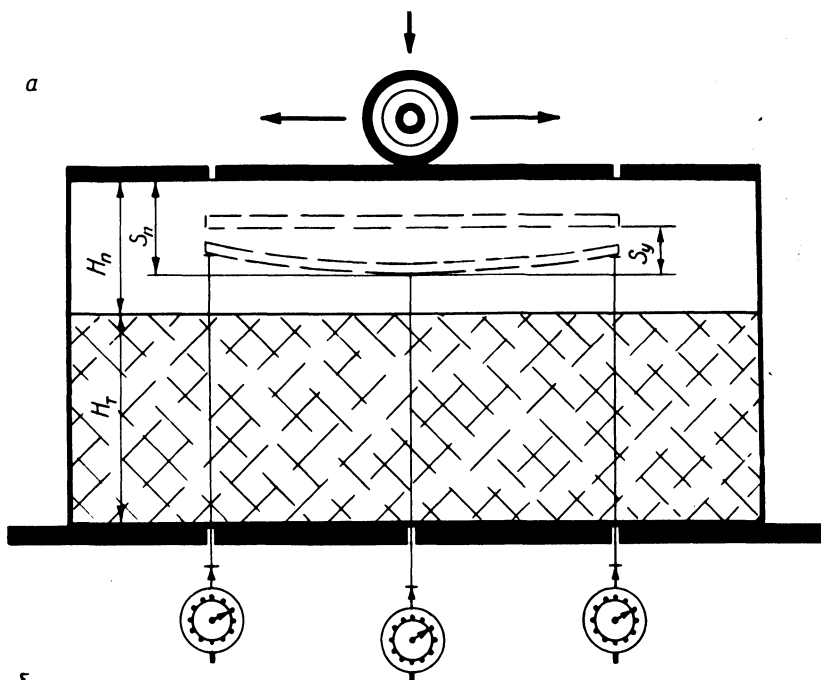
Подсыпка из минеральных грунтов не только создает вышшение для плит, но и снижает упругие деформации под колесом транспорта, поскольку минеральные грунты в несколько раз плотнее торфяных и податливость их значительно ниже. Лучшими из минеральных являются дренирующие грунты, способные быстро и без разрушений отвести дождевые воды. Подстилающие торф минеральные грунты чаще всего связные и слабоводопроницаемые, но они не требуют больших затрат на доставку, так как могут быть взяты на месте строительства из придорожных карьеров или непосредственно из трассы канала, прокладываемого рядом с дорогой.

Наблюдения за опытными участками колеиных дорог в процессе эксплуатации показывают удовлетворительное состояние их как при укладке плит на песчаной подсыпке, так и на поверхности торфяной залежи. Наиболее уязвимым местом является сочленение плит. В связи с очень большими упругими просадками концов соседних плит при переходе колеса с одной на другую все применяемые на минеральных основаниях виды стыковки оказались непригодными.

Разработка надежного сочленения плит возможна только при известных значениях упругих деформаций сильно сжимаемого основания и плит на нем под колесом транспорта. От величины упругих просадок колеиных плит зависит не только состояние плит на дороге, но и скорость движения транспорта. Олыгты по измерению вертикальных упругих перемещений плит под проходящим транспортом позволяют получить численные значения только для исследуемых створов. Эти факты ценны, но единичны.

Для получения возможности накопления большого числа фактов при различных вариантах испытаний создана лабораторная установка. Она позволяет моделировать размеры слоев, чтобы отыскать их влияние на величину упругих перемещений плит, режимы движения колеса по пластине, уложенной на поверхности образца, проводить испытания образцов, вырезанных из залежи любого вида и плотности торфа и др. Металлические пластины модели имеют размеры 30x10 см (в плане) и толщину 2; 3; 4; 6 мм. Металлические формы для приготовления образцов размерами 50x50 см имеют высоту от 10 до 40 см в зависимости от требуемой высоты образца.

Форма с образцом в разрезе приведена на рис. 1, а. Нижняя часть образца высотой H_T из торфа, верхняя H_{Π} — из песка. На поверхности образца уложена пластина, а по кон-



б

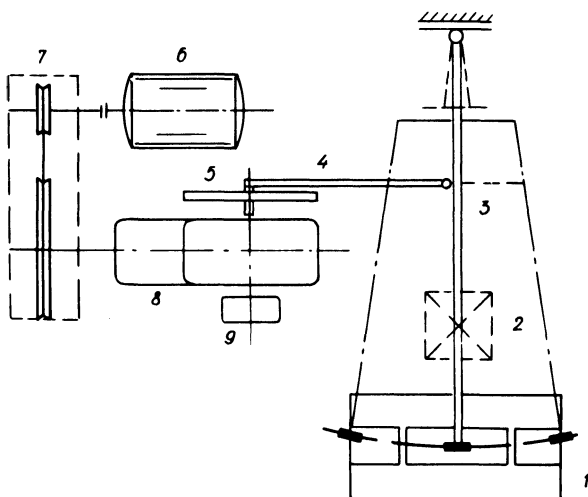


Рис. 1. Схемы испытания (а) и опытной установки (б):
 1—образец с пластиной; 2—грузы; 3—кулиса с колесом;
 4—шатун; 5—диск с эксцентриком; 6—электродвигатель;
 7—механический вариатор скорости; 8—червячный редуктор;
 9—счетчик оборотов.

цам ее — полупластины, изображающие соседние плиты. Под пластиной вставлены тонкие металлические стержни, пропущенные через днище формы под стол. Вертикальные перемещения стержней вместе с пластиной отмечаются в опытах стрелочными индикаторами, закрепленными под крышкой стола.

В момент прохождения нагруженного колеса пластина погружается в образец на величину s_p . Это погружение связано с полной деформацией образца. После прохождения колеса пластина выпрямляется, сжатый грунт образца разжимается и стремится принять прежние размеры. Пластина перемещается в обратном направлении на величину упругого перемещения s_y , связанного с упругой деформацией образца. Поскольку в грунтах деформации не полностью обратимы, то уже после первого прохода колеса появляется остаточная деформация образца s_o . Пластина в исходное положение не возвращается. Эта величина также отмечается индикатором и записывается в журнал наблюдений.

При последующих проходах нагруженного колеса указанные процессы повторяются. Записи в журнале наблюдений показывают, что полная и остаточная деформации образцов непрерывно нарастают с постепенным затуханием. Величина и характер погружения пластины в образец зависят от вида грунта и размера образца.

Модель колеса представляет собой крупный шарикоподшипник с натянутыми на наружную обойму двумя резиновыми кольцами. Диаметр колеса 14 см. Внутренней обоймой шарикоподшипник прикреплен к стержню, который на резьбе ввертывается в торцовую часть трубы — кулисы и фиксируется на нужном расстоянии. Резьба позволяет регулировать длину кулисы и место колеса в зависимости от положения пластины на поверхности образца.

Схема опытной установки приведена на рис. 1, б. Как видно, кулиса одним концом шарнирно прикреплена к неподвижной опоре. При повороте трубы в горизонтальной плоскости вокруг неподвижного шарнира колесо на другом конце ее описывает дугу радиусом 225 см над образцом. Перемещаясь вдоль пластины, колесо на длине хода по пластине 30 см отклоняется от ее оси на 2,5 мм в обе стороны. При ширине пластины 100 мм эти отклонения можно считать несущественными.

На определенном расстоянии от колеса на кулисе закреплен поддон, в который укладываются грузы, создающие давление на колесо. Величина нагрузки на колесо контролируется динамометром, подвешенным к потолку над колесом.

Для поворота кулисы служит шатун, прикрепленный другим концом к эксцентрику на диске. Каждому обороту диска соответствуют две пробежки колеса по пластине в противоположных направлениях. Число оборотов диска фиксируется счетчиком оборотов, установленным на противоположном конце оси колеса червячного редуктора. Редуктор с электродвигателем соединен через механический вариатор оборотов, который позволяет отрегулировать любой заданный режим движения колеса по пластине.

Приведем некоторые результаты опытов по определению деформаций образцов высотой 10, 20, 30 см из торфа различной плотности, высотой от 2,5 до 30 см из песка мелкозернистого и слоистых образцов из песка на торфе. Получены деформации образцов при проходе колеса по пластине толщиной 6 мм. Опыты выполнены при одинаковом режиме движения колеса 10 — 11 циклов в 1 мин. При этом средняя скорость пробежки колеса по центру пластины составляла 55 см/с, что соответствовало движению колонны автомашин с интервалами 20 м при средней скорости 20 км/ч.

Колесо опытной установки двигалось на уровне оси вращения диска. При погружении пластины во время опыта в образец на несколько миллиметров режим движения не нарушался. На каждой ступени нагружения, т.е. перед каждым опытом, положение пластины под колесом регулировалось поднятием стола с образцом (опорные ноги стола были выполнены на винтовой резьбе с зажимной гайкой). Регулирование высоты стола начиналось с установки образца на столе. После каждого опыта производилась доводка положения образца по отношению к колесу.

Нагрузка на последней ступени опыта не превышала 49 кг. При более высоких нагрузках нарушалась строгость опыта, поскольку деформации нарастали очень интенсивно, а ход ножки индикатора составлял только 10 мм. Кроме того, пластина под нагрузкой получала значительные погружения, требовавшие регулировки высоты стола, что в процессе опыта сделать было невозможно без нарушения режима.

Всего при указанном режиме движения колеса было выполнено 290 опытов. Характеристики грунтов, из которых готовили однородные и слоистые образцы, приведены в табл. 1. Длительность каждого опыта в большинстве случаев составляла 60 мин, что соответствовало 600 двойным проходам нагруженного колеса по пластине. В ряде опытов число двойных про-

Таблица 1

Вид грунта	Характеристика образца				
	степень разло- жения, %	объем - ный вес, г/см ³	абсолют ная влаж- ность, %	объем - ный вес твердой фазы, г/см ³	степень водона- сыщен- ности, %
Торф гипновый	10—15	1,00	640	0,135	94
осоковый	15—20	0,94	900	0,094	90
осоковый	20—25	0,99	800	0,110	95
осоковый	25—30	1,00	740	0,119	95
тростниково- осоковый	35—40	1,01	790	0,114	97
древесно- тростниковый	35—40	1,04	460	0,185	96
Песок мелкозер- нистый	—	2,00	5,8—7,4	1,88	38—47

ходов достигало двух тысяч. В каждом опыте записывали показания индикаторов, соответствовавшие полной и остаточной деформациям образцов после определенных, принятых в опытах значений числа проходов колеса по пластине.

С увеличением числа проходов колеса полная и остаточная деформации образцов под пластиной непрерывно нарастали. Высокая начальная скорость роста полной деформации постепенно затухала. Наиболее интенсивно она затухала в образцах из торфа. При испытаниях песчаных и слоистых образцов погружение пластины в грунт происходило с малой интенсивностью затухания, поскольку зернистая структура песка способна к дополнительной упаковке под повторными нагрузками даже после значительного уплотнения. Особенно ошутимое погружение пластины в грунт наблюдалось в опытах со слоистыми образцами, где песчаный слой при сжатии слоя торфа значительно прогибался под пластиной и получал дополнительные возможности к переупаковке зерен.

При возрастании полной и остаточной деформаций образцов упругая деформация в каждом опыте оставалась неизменной. На рис. 2, а приведены зависимости, построенные по результатам опытов с образцами из торфа (1) и из песка на торфе (2). Прямые размещаются под углом 45° , что указывает на равные приращения полной и остаточной деформаций. Такие зависимости полной и остаточной деформаций построены для всех выполненных опытов и для каждого получены значения

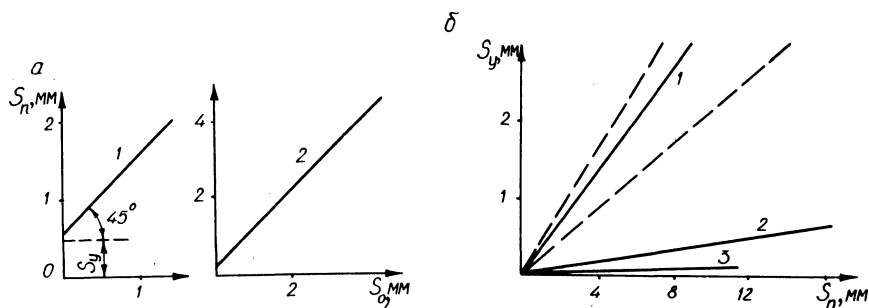


Рис. 2. Связь полной деформации с остаточной (а) и упругой (б):
1—торф; 2—песок на торфе; 3—песок.

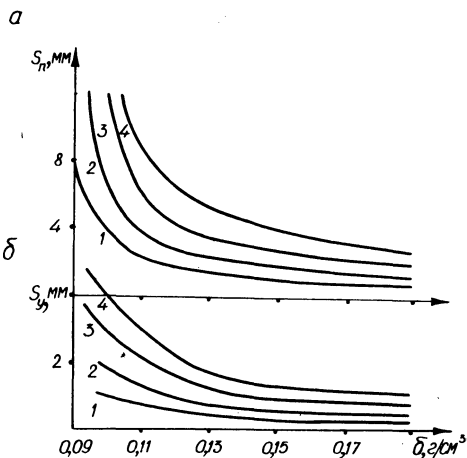
упругих деформаций образцов под нагруженными пластинами. Они оказались при равных условиях эксперимента наиболее высокими у торфа и самыми низкими у песка.

На рис. 2, б приведено графическое сопоставление упругих и полных деформаций в каждом опыте. Линия 1 проведена через точки, нанесенные на график по результатам испытаний образцов высотой 30 см из торфа различных плотностей. При этом точки, характеризующие более плотные образцы, располагаются выше, а менее плотные — ниже (пунктирные линии). График показывает, что к концу опыта, т.е. через 600 двойных проходов колеса, упругая деформация под пластиной составляла у торфа примерно треть от полной. У сильно податливого торфа эта доля не превышала одной пятой. Доля упругой деформации от полной не зависела в опытах от величины нагрузки на колесо.

Линия 3 на рис. 2, б показывает, что упругая деформация под пластиной в песчаных образцах высотой 7,5 см составляла от полной к концу опыта не более половины процента, что в десятки раз меньше, чем в торфе. В слоистых образцах, составленных из слоя торфа под слоем песка, доля упругой деформации от полной снижалась по сравнению с таковой в однородных торфяных образцах, но значительно превышала долю упругой деформации в песке. Линией 2 представлены результаты опытов с образцами толщиной 30 см из различных торфов под слоем песка в 7,5 см. Отношение упругой деформации от полной в этих опытах оказалось в 8 раз ниже, чем в опытах с торфом и во столько же раз выше, чем в опытах с песком.

Следует добавить, что в опытах со слоистыми образцами доля упругой деформации от полной под пластиной получена прак-

Рис. 3. Зависимость полной (а) и упругой (б) деформаций от плотности торфа: 1,2,3,4 — соответственно $P=17; 27; 38; 49$ кг.



тически одинаковой независимо от плотности торфяного слоя. В однородных же образцах из торфа плотность заметно влияла на величину отношения деформаций. Опыты показали, что в слоистых образцах наибольшее влияние на величину отношения упругой деформации к полной оказывают размеры слоев, а не их плотность. Влияние слоев оказалось довольно сложным, поскольку характер нарастания упругой и полной деформаций у торфа и песка под нагрузкой, особенно во времени, совершенно различный.

На рис. 3 дана характеристика снижения полной и упругой деформаций, которые наблюдались при испытании образцов более плотного торфа. Каждая кривая получена при одинаковых нагрузках на образец. При испытаниях образцов, в которых плотность торфа была вдвое большей, упругая деформация снижалась вчетверо. При этих же условиях полная деформация снижалась в четыре раза только при сравнительно малых нагрузках на колесо (10—15 кг). С ростом нагрузки влияние уплотнения на величину полной деформации становилось более ощутимым.

В опытах использованы образцы торфа высотой 30 см из неосушенной залежи (вес твердой фазы $\delta = 0,10$ г/см³), слабо осушенной ($\delta = 0,11—0,12$ г/см³) и хорошо осушенной ($\delta = 0,15$ г/см³). Рис. 3 характеризует работу колеиных плит на торфяном основании без подсыпки. Уже в первые годы осушения плотность торфяной залежи повышается, что ведет к значительному (в 2—3 раза) снижению упругих просадок колеиных плит под колесом транспорта. В еще большей степени это благоприятно сказывается на общем погружении плит в залежь.

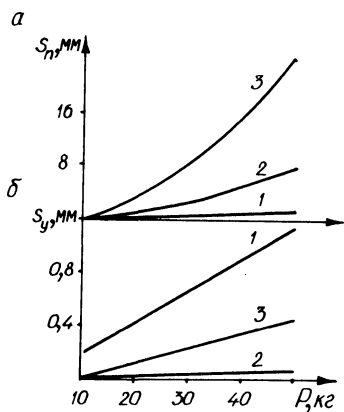


Рис. 4. Зависимость полной (а) и упругой (б) деформаций от нагрузки: 1—торф; 2—песок; 3—песок на торфе.

На рис. 4 показано влияние повторной нагрузки на характер нарастания и величину полной (а) и упругой (б) деформаций образцов под пластинами (линии 1 — результаты испытания образцов высотой 10 см из плотного торфа, линии 2 — образцов высотой 7,5 см из мелкозернистого песка, линии 3 — слоистых образцов, составленных из слоев торфа и песка указанных видов и размеров).

Из рис. 4 следует, что упругая деформация под пластиной находится в линейной зависимости от величины нагрузки на колесо. Полная деформация нарастает более интенсивно, чем нагрузка, особенно у песчаных и слоистых образцов. Следует обратить внимание на чередование линий на графиках. При самой низкой полной деформации, которая наблюдалась в образцах плотного торфа под равными повторными нагрузками, упругая по сравнению с ней была самой высокой. В образцах с малой плотностью торфа полная деформация была заметно выше, чем у песка, не говоря об упругой.

В образцах из песка наблюдались самые низкие упругие деформации под пластиной. При переходе от модели к натуре можно сказать, что колеиные плиты на плотном торфяном основании по сравнению с плитами на минеральном должны иметь примерно одинаковую величину полного погружения в основание, но в десятки раз большие упругие просадки при проходе колеса. Это приведет к снижению скорости движения транспорта и расстройству стыковых сочленений плит.

Песчаная подсыпка под колеиные плиты способствует увеличению общего погружения плит в основание, поскольку сжимаемый торфяной слой создает благоприятные условия для смещения частиц песка. Если учесть, что полное погружение, хотя

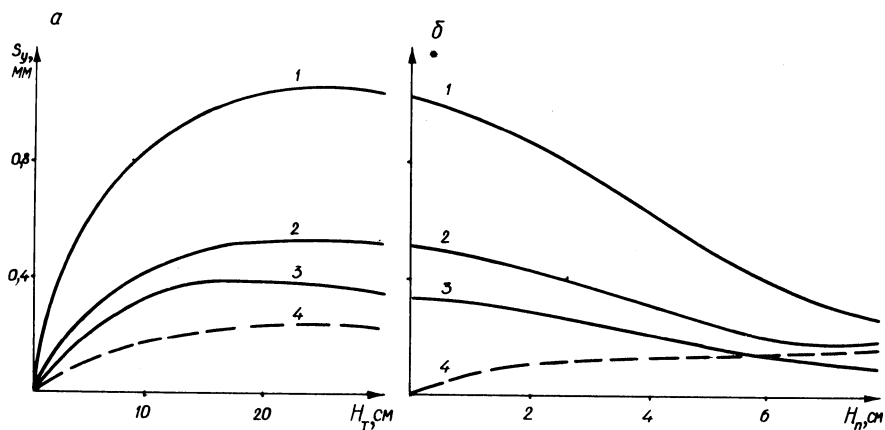


Рис. 5. Зависимость упругой деформации от толщины слоя из торфа (а) и песка (б):

1,2,3,4— соответственно $\delta = 0,094; 0,110; 0,185, 1,88 \text{ г/см}^3$.

и медленно, но затухает, то можно считать песчаную подсыпку положительным мероприятием, поскольку величина упругой деформации слоистого основания по сравнению с деформациями торфяного значительно снижается. Если учесть, что упругая деформация в слоистых образцах в 10 и более раз выше, чем в минеральных, то необходимость изыскания и проведения мероприятий по качественному сочленению плит не отпадает.

Наиболее опасными с точки зрения совместной работы kolejных плит являются упругие деформации основания. Величина их зависит как от плотности торфа, так и от размеров слоев системы. Из рис. 5 виден характер нарастания упругих деформаций с увеличением толщины H торфяных и песчаных слоев при испытании однородных образцов (а) и снижение их с увеличением толщины песчаного слоя в слоистых образцах (б). Кривые показывают результаты испытаний образцов торфа малой плотности (линии 1), средней (2) и большой (3), характеризующие состояние неосушенной, слабо осушенной и хорошо осушенной торфяной залежи. Линии 4 построены по результатам испытаний образцов песка. Поскольку упругие деформации песка под пластиной оказались очень малыми, для удобства сравнения характера кривых ординаты точек, через которые проходят линии 4, увеличены в 10 раз.

С увеличением толщины слоя однородных образцов упругая деформация под пластиной при проходах колеса возрастает по

закону кривой с затуханием скорости роста. Деформации у образцов высотой 20 и 30 см практически не отличались. У слоистых образцов, результаты которых представлены на рис. 5, 6, толщина торфяного слоя оставалась 30 см, а толщину песчаного слоя увеличивали. При слое песка 7,5 см упругие деформации снизились по сравнению с деформациями в торфе в 3—4 раза. Наиболее интенсивное снижение наблюдалось при значениях толщины от 2,5 до 5 см.

Характерно, что с увеличением толщины песчаного слоя однородных образцов, когда песок опирался на жесткое основание, упругая деформация под пластиной при проходах колеса возрастала, а при тех же значениях толщины песчаного слоя слоистых образцов, когда песок опирался на податливый торфяной слой, упругая деформация снижалась. Из этого следует, что практически существует такая толщина песчаного слоя, когда нижний торфяной слой независимо от его размеров не будет оказывать существенного влияния на величину упругой деформации под колесной плитой.

При выборе методов стыковки плит необходимо учесть, что все приведенные закономерности упругих просадок пластин в зависимости от различных факторов относятся к значениям, замеренным под центром пластины при прохождении нагруженного колеса над этим местом. Опыты на модели выполнялись без стыковки пластин. Упругие просадки концов пластины при положении колеса над ними были в полтора — два раза выше, чем под центром.

Анализ результатов выполненной серии испытаний однородных и слоистых образцов из торфа и песка на специальной установке с движущимся колесом по пластине, моделирующей колесную плиту, позволяет сделать некоторые выводы. Упругие просадки колесных плит на торфе в десятки раз выше, чем плит, уложенных на песчаных грунтах. В торфе осушенной залежи упругие деформации в 3—4 раза ниже, чем в неосушенной. Упругие деформации под колесом пропорциональны нагрузке на колесо и остаются неизменными независимо от количества проходов колеса.

Песчаный слой на торфе значительно снижает величину упругих погружений колесных плит в основание под колесом транспорта, улучшает условия планировки и профилирования трассы дороги, повышает эксплуатационные скорости движения транспорта. Наиболее эффективным является слой песка, составляющий 0,3—0,5 от ширины плиты. При меньшем слое упругие

деформации торфяного основания под плитой почти не снижаются. Использование более высокого слоя (выше 0,5 ширины) не оправдывает дополнительных затрат на строительство по сравнению с ростом эффективности по снижению упругих просядков плиты.

Я.М. Шупилов

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТОРФА, УКЛАДЫВАЕМОГО В ДАМБУ ОБВАЛОВАНИЯ

В условиях Полесья, где почти все реки имеют заторфованную пойму, наиболее рациональным способом строительства является возведение дамб обвалования из торфа с использованием в качестве несущего основания болотных грунтов. Применение таких конструкций требует решения ряда практических и теоретических вопросов, что является основным препятствием для широкого внедрения этих прогрессивных и экономически целесообразных способов строительства.

Такой грунт, как торф, в обычных условиях считают непригодным для насыпей, так как в естественном состоянии он сильно сжимаем и водонасыщен, имеет низкую прочность, а при укладке в насыпь с изменением влажности изменяет свой объем и плотность.

Однако способность торфа в значительной мере изменять свои свойства при уплотнении, переработке, подсушивании и других воздействиях в сочетании с низкой водопроницаемостью, при небольших затратах на его разработку и укладку говорит о возможности и целесообразности использования его в практике мелиоративного строительства в определенных условиях. Высокая пластичность является положительным качеством торфа при возведении насыпей на болотах, где деформации слабых грунтов основания могут быть значительными по величине и неравномерными по длине и ширине сооружения. Положительным фактором является и то, что сравнительно низкий объемный вес торфа позволяет значительно уменьшить давление на основание водоудерживающего сооружения.

В СНиПах II-И. 3-62 и II-И. 4-62 указывается, что для устройства экранов и верховых противофильтрационных элементов низких и средних по высоте плотин, оградительных дамб, а

также в отдельных случаях для тела низких плотин IV класса допускается применение торфа при степени разложения не менее 50%. Такое ограничение практически исключает возможность применения торфа в качестве строительного материала, так как в условиях Белорусской ССР распространен торф меньшей степени разложения.

Изучение опыта строительства и строительных свойств торфа [1—6] в зависимости от степени разложения, уплотнения, переработки и других факторов показало принципиальную возможность применения в строительстве гидромелиоративных сооружений торфов со степенью разложения меньше 50%.

Торф нарушенной структуры, уложенный в тело дамбы, в редких случаях является полностью водонасыщенным и, следовательно, его необходимо рассматривать, как трехфазную систему. Кроме того, под воздействием внешних факторов состояние его изменяется. Так, при частичном обезвоживании тело дамбы уплотняется и упрочняется, затухает водопроницаемость, но снижается проектная высота и давление на основание. В случае дополнительного увлажнения возникают обратные процессы, которые могут проявляться полностью или частично. Все эти изменения требуют тщательного и правильного учета в процессе проектирования и строительства. В настоящее время в литературе отсутствуют данные об определении ряда расчетных характеристик (сжимаемость, водопроницаемость, сопротивление сдвигу) торфа нарушенной структуры в состоянии трехфазной системы, что в известной мере сдерживает его более широкое применение при строительстве дамб обвалования.

Исследование физико-механических свойств низинного торфа нарушенной структуры (степень разложения 25—50%) позволило установить зависимость основных расчетных характеристик от начального состояния торфа — плотности и влажности. Так, оценка сжимаемости торфа нарушенной структуры в условиях трехфазной системы под статической нагрузкой может быть произведена по логарифмической зависимости

$$\varepsilon = \varepsilon_0 - a_k \ln \frac{p}{p_0}, \quad (1)$$

где ε — коэффициент пористости торфа, соответствующий нагрузке p ; ε_0 — начальный коэффициент пористости; a_k — коэффициент полной компрессии; p_0 — начальное давление.

Значения параметров уравнения (1), показателя сжимаемости и начального давления можно сопоставить с начальными коэффициентами пористости торфа ε_0 . Так,

$$a_k = 0,175 (\varepsilon_o - 1), \quad (2)$$

$$p_{OI} = p_{OI} e^{k(5,5 - \varepsilon_o)}, \quad (3)$$

где p_{OI} — значения начальных давлений, соответствующие исходному коэффициенту пористости торфа $\varepsilon_o = 5,5$ при различных коэффициентах водонасыщенности I ; k — постоянная, характеризующая относительное изменение начального давления при изменении коэффициента пористости на единицу. Для значений $\varepsilon_o < 5,5$ $k = 0,725$, а для $\varepsilon_o \geq 5,5$ $k = 0,411$.

Аналогичным образом установлено, что величина p_{OI} может быть связана с начальными коэффициентами водонасыщенности торфа I (в долях единицы) логарифмической зависимостью

$$p_{OI} = 0,33 + 0,57 \lg I. \quad (4)$$

При расчетах сжимаемости необходимо учитывать, что логарифмическое уравнение (1) описывает только часть экспериментальной кривой в диапазоне характерных для каждого состояния торфа нагрузок, а параметры уравнения получены для определенного интервала значений ε_o и I . Поэтому наиболее достоверными окажутся результаты при нагрузках $p \geq 3p_o$ и начальных коэффициентах пористости $\varepsilon_o = 2-13$, а также при коэффициентах водонасыщенности $I = 0,3-0,4$ для $\varepsilon_o < 5,5$ и $I = 0,4 - 1,0$ для $\varepsilon_o \geq 5,5$.

Для определения сопротивления торфа нарушенной структуры в трехфазном состоянии сдвигающим усилием получена формула

$$\tau = \tau_{OI} e^{C(5,5 - \varepsilon)} \quad (5)$$

где τ_{OI} — сопротивление сдвигу, соответствующее коэффициенту пористости торфа $\varepsilon_o = 5,5$, при различных значениях I ; C — постоянная, характеризующая относительное изменение сопротивления сдвигу при изменении коэффициента пористости. Для торфа нарушенной структуры с коэффициентами пористости $\varepsilon < 5,5$ получено $C = 0,705$, а для торфа с $\varepsilon \geq 5,5$ $C = 0,45$.

Зависимость сопротивления сдвигу τ_{OI} от коэффициента водонасыщенности I может быть представлена в виде

$$\tau_{OI} = 0,46 - 1,25 (1 - I)^3. \quad (6)$$

Полученные эмпирические зависимости могут быть использованы для определения сдвиговой прочности торфа нарушенной структуры при значениях коэффициентов пористости в пределах

от 2 до 11 и коэффициентах водонасыщенности $I = 0,3 - 0,4$ для $\varepsilon < 5,5$ и $I = 0,4 - 1,0$ для $\varepsilon > 5,5$.

Для торфа нарушенной структуры, уложенного в насыпь при влажности w , получена зависимость коэффициента фильтрации k_w от коэффициента пористости ε в виде

$$k_w = k_{ow} e^{-b(\varepsilon_0 - \varepsilon)}, \quad (7)$$

где k_{ow} — начальный коэффициент фильтрации торфа при коэффициенте пористости ε_0 и влажности уложенного торфа w ; b — постоянная, характеризующая относительное изменение водопроницаемости при изменении коэффициента пористости на единицу при влажности уложенного торфа w .

Значения начального коэффициента фильтрации k_{ow} следует определить опытным путем. Параметр b , как показали опыты, связан с начальной влажностью уложенного в насыпь торфа степенной зависимостью

$$b = \frac{4,5}{w^{0,7}}, \quad (8)$$

где w — начальная влажность торфа, г/г.

Зависимость (8) совместно с уравнением (7) позволяет оценить величину коэффициента фильтрации торфа нарушенной структуры при изменении его плотности в процессе уплотнения без проведения трудоемких опытов.

С точки зрения строительных свойств ряд важных характеристик торфа проявляет противоположные тенденции в зависимости от начальной влажности, при которой происходит его уплотнение.

Все это говорит о невозможности установления влажности, удовлетворяющей наиболее желательным экстремальным значениям всех физико-механических характеристик торфа нарушенной структуры, с одной стороны, а с другой, — о необходимости использования понятия оптимальной влажности с точки зрения комплекса физико-механических свойств торфа как строительного материала в целом.

О том, что вопрос назначения оптимальной влажности при укладке торфа в сооружения является актуальным, свидетельствует ряд исследований, имеющихся в этой области.

В настоящее время существуют рекомендации по установлению оптимальной влажности торфа, получившие то или иное применение в практике строительства мелиоративных сооружений. Следует отметить, что в большинстве случаев критерием

при установлении оптимальной влажности торфа служил коэффициент фильтрации.

Для дамб обвалования с учетом их специфических условий работы водопроницаемость не является единственным критерием при установлении оптимальной влажности уплотняемого торфа. Поэтому возникает необходимость совместно проанализировать строительные свойства торфа в процессе его укладки и эксплуатации дамбы.

Уплотняющий эффект от действия транспортных и уплотняющих средств при укладке грунта в насыпь зависит от величины удельного давления, передаваемого на грунт ходовыми частями механизмов, площади передачи уплотняющего давления и количества проходов механизмов по одному следу. Вместе с тем эффект уплотнения в значительной степени обусловлен правильным выбором влажности уплотняемого торфа.

При уплотнении влажного торфа вода, находящаяся в нем, препятствует сближению частиц и снижает трение и сцепление между частицами, при этом создается опасность местных провалов уплотняющих механизмов. Уплотнение торфа трактором Т-100 М становится практически невозможным при влажности более 500%, хотя наиболее высокая интенсивность уплотнения торфа имеет место при влажности даже до 550%. Об этом свидетельствует максимум значений коэффициентов, характеризующих интенсивность уплотнения торфа трамбовкой (рис. 1). Величины же объемных весов и коэффициентов водонасыщенности торфа с влажностями менее 400% резко снижаются (рис. 1). Поэтому при возведении дамбы следует стремиться к тому, чтобы не допускать попадания переувлажненного и пересохшего торфа в насыпь.

Торф, уложенный в дамбу обвалования, постепенно уплотняется под действием собственного веса насыпи и внутренних сил, возникающих в процессе попеременного увлажнения и подсыхания. Величина и характер осадки тела дамбы зависят от ее высоты и состояния торфа (плотности и влажности). Увеличение плотности укладываемого торфа всегда обеспечивает снижение деформации дамбы, поскольку сжимаемость торфа, как показывают результаты компрессионных испытаний, в первую очередь зависит от его начальной плотности (коэффициента пористости). Осадка тела дамбы из влажного торфа больше и продолжается она дольше, чем дамб из менее влажного.

В табл. 1 приведены значения осадки торфяного ядра дамбы в процентах от его высоты в зависимости от толщины слоя минеральной пригрузки и влажности уложенного торфа.

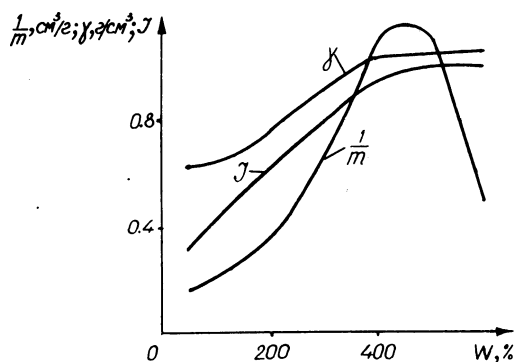


Рис. 1. Зависимость коэффициента, характеризующего интенсивность уплотнения ($\frac{1}{m}$), коэффициента водонасыщенности I , объемного веса γ от влажности торфа (w), уплотненного 90 ударами груза.

Таблица 1

Толщина слоя минеральной пригрузки, см	Осадка, %, от высоты при следующих влажностях торфа				
	200	300	400	500	600
100	—	—	—	4,4	13,6
150	2,1	2,5	3,2	9,9	19,2
200	5,6	6,1	6,9	13,8	23,1

Вычисленная величина ожидаемой осадки торфяного ядра является ориентировочной. Ее фактическая величина может отличаться от приведенных значений, так как будет зависеть от конкретных условий строительства и условий работы самой дамбы. С большей достоверностью она может быть определена при учете всех факторов, влияющих на осадку дамбы, по приводимым зависимостям.

Рис. 2. Зависимость начального давления (p_o), коэффициента полной компрессии (a_k) от влажности торфа (w), уплотненного 90 ударами груза.

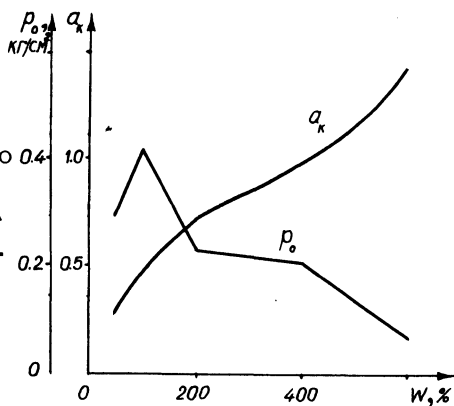
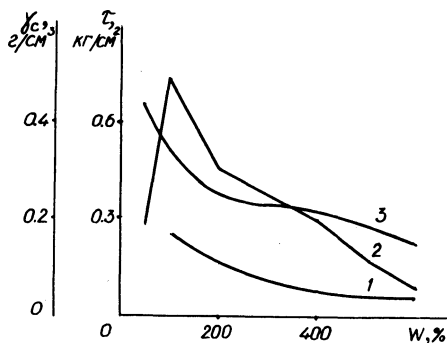


Рис. 3. Зависимость предельного сопротивления сдвигу (1,2) при 1 и 90 ударах груза соответственно (τ), объемного веса скелета (3) при 90 ударах груза (γ_c) от влажности торфа (w).



Учитывая возможность изменения плотности в процессе эксплуатации дамбы, торф следует укладывать с влажностью, при которой это изменение будет минимальным. Для исследованных видов торфа, как видно из характера зависимости параметров сжимаемости торфа a_k и p_o от его влажности (рис. 2), этому условию будет удовлетворять влажность, равная примерно 400%. Подсыхание торфа в насыпи при этих влажностях будет мало сказываться на изменении высоты дамбы, так как в диапазоне влажностей 200—400% величина параметров сжимаемости изменяется незначительно.

Если в процессе эксплуатации влажность уложенного в насыпь торфа не изменится или снизится в результате уплотнения торфа минеральной пригрузкой, то при устройстве дамбы можно использовать торф с более высокими влажностями.

Целью уплотнения грунтов является не только достижение высокой плотности, но и получение высокопрочной структуры, способной противостоять воздействиям внешней нагрузки, влаги и т.п. В диапазоне влажностей с повышенной плотностью торфа имеют место также и большие величины сопротивляемости его внешним нагрузкам (рис. 3). Увеличение прочности уложенного в насыпь торфа в процессе уплотнения при постоянной влажности различна. Так, повышение числа ударов груза от 1 до 90 при уплотнении торфа ведет к увеличению прочности торфа в 3 раза при влажности 400% и только в 2 раза при влажности 500%. При влажности 600% прочность практически не изменяется.

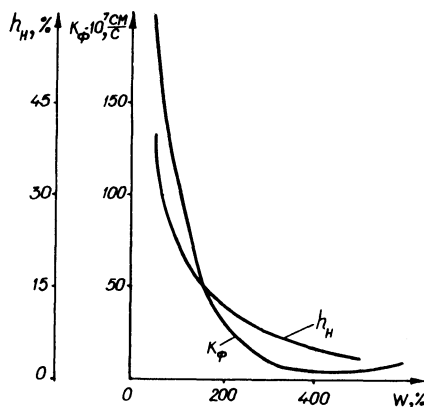
Вместе с тем нельзя считать, что один и тот же торф, уложенный в дамбу и имеющий одинаковую прочность, но характеризующийся различным состоянием, будет и в дальнейшем оказывать одинаковое сопротивление, например внешней нагрузке в процессе подсыхания. Обезвоживание влажного торфа, который может быть отнесен к коагуляционной структуре, приводит к значительному упрочнению, что связано с его перерождением в конденсационную структуру, характеризующуюся как высокой прочностью, так и повышенной хрупкостью с необратимым разрушением. Обезвоживание же подсушенного торфа в виде крошки, не имеющей связности, не приведет к заметному изменению прочностных свойств.

Таким образом, для получения прочной структуры торфа в дамбах влажность его при укладке должна быть выше нижнего предела пластичности. Важно, чтобы максимальное значение влажности торфа, укладываемого в насыпь, соответствовало такому его состоянию, при котором обеспечивается нормальная работа разравнивающих и уплотняющих механизмов.

Водопроницаемость торфа в дамбе также определяется состоянием его при укладке. Наличие комков и агрегатов при низкой влажности укладываемого в насыпь торфа вследствие подсыхания их до влажности ниже предела пластичности приводит к росту активной пористости и, как следствие, к увеличению его фильтрационной способности. Влажная торфяная масса с частицами в предельно набухшем состоянии имеет меньшую фильтрационную способность за счет уменьшения гидравлического радиуса водопроводящих ходов. Об этом свидетельствуют и результаты экспериментов по изучению водопроницаемости уплотненных 90 ударами груза образцов торфа нарушен-

ной структуры различной влажности. Минимальные значения водопроницаемости торфа, соответствующие установившемуся процессу фильтрации, получены при влажностях выше 300% (рис. 4).

Рис. 4. Зависимость коэффициента фильтрации (k_f) и деформации набухания (h_n) от влажности торфа (w), уплотненного 90 ударами груза.



Под действием обезвоживания изменяются пористость, т.е. плотность укладки частиц, и структура торфа. Это ведет к изменению его водопроницаемости. Так, по данным К.П. Лундина [7], водопроницаемость низинных торфяников уменьшается в 10—70 раз в зависимости от состояния торфа до осушения и степени осушения. Такое явление, очевидно, будет наблюдаться и при снижении влажности торфа в насыпи, где в процессе усадки частицы торфа нарушенной структуры могут иметь меньше препятствий к сближению и образовывать более плотные структуры, чем в залежах с естественными структурными связями. Под слоем минеральной пригрузки усадка влажного торфа при равномерном распределении влаги и температуры не вызывает каких-либо разрывов сплошности.

В процессе увлажнения не только увеличивается объем торфа, но и уменьшается связность благодаря значительному ослаблению сцепления между отдельными частицами торфа. Существенное влияние на величину набухания оказывает начальная влажность торфа (рис. 4). В образцах с более высокой начальной влажностью набухание и давление набухания уменьшаются. Так, образцы торфа нарушенной структуры, уплотненные 90 ударами груза, с начальной влажностью 100% при испытании имели деформацию набухания 22% и давление набухания $0,25 \text{ кг/см}^2$.

а образцы при влажности 500% — соответственно 3% и $0,03 \text{ кг/см}^2$. Деформация и давление набухания резко возрастают при влажностях торфа, превышающих нижний предел пластичности.

Таким образом, результаты анализа опытных данных показывают, что наиболее подходящей влажностью при укладке торфа в тело дамбы с точки зрения обеспечения оптимальных значений перечисленных факторов для исследованных торфов является влажность, равная 400—450%, которая может быть принята в качестве оптимальной.

Полученную оптимальную влажность выразим через пределы пластичности. Для исследованных торфов пределы пластичности характеризовались следующими данными: границы текучести и раскатывания при степени разложения торфа $R=25\%$ составляли $w_f = 550\%$ и $w_p = 350\%$, при $R=50\%$ — $w_f = 500\%$ и $w_p = 300\%$. Тогда значения оптимальной влажности торфа через пределы пластичности будут выражаться примерно как $w_o = 0,8 w_f$ или $w_o = 1,3 w_p$. (9)

Проведенные исследования показывают, что при назначении влажности торфа, укладываемого в дамбу обвалования, следует учитывать ряд факторов, определяющих его строительные свойства, а именно: водопроницаемость, набухание, уплотняемость, сжимаемость, прочность, обеспечивающую устойчивость насыпи и нормальную проходимость разравнивающих и уплотняющих механизмов и т.д. В каждом конкретном случае можно подобрать такую конструкцию дамбы, при которой обеспечивается достаточная стабильность и устойчивость ее тела.

Л и т е р а т у р а

1. Амарян Л.С. К вопросу о физико-химической природе прочности торфяных грунтов. Торф и его переработка. — "Труды Калининск. политехн. ин-та", 1968, вып. 2. (ХУ). 2. Амарян Л.С. Структурно-механические свойства торфяных залежей. Калинин, 1967. 3. Винокуров Ф.П., Тетеркин А.Е. Питерман М.А. Строительные свойства торфяных грунтов. Минск, 1962. 4. Вихляев И.И. Торф в гидротехническом строительстве. М.—Л., 1965. 5. Дрозд П.А. Некоторые свойства торфопесчаных смесей как материала для строительства местных дорог и сооружений на осушительной сети. — "Труды БелНИИМВХ", 1962, т. 10. 6. Федоров И.С. О применении торфа в экранах и понурах земляных плотин. — "Гидротехническое строительство", 1960, №5. 7. Лундин К.П. Водные свойства торфяной залежи. Минск, 1964.

СПОСОБЫ НАЗНАЧЕНИЯ СРОКОВ ПОЛИВА СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ КУЛЬТУР В УСЛОВИЯХ БЕЛОРУССИИ

В Белоруссии во все возрастающих масштабах строятся оросительные системы. В процессе эксплуатации этих систем сроки и нормы полива необходимо корректировать с учетом конкретных погодных, почвенных и других условий, характерных для конкретного года и объекта. При этом самым важным является правильное установление сроков полива сельскохозяйственных культур.

Одним из наиболее общепринятых способов является назначение сроков полива по средней влажности расчетного слоя почвы. Однако этот метод весьма трудоемок и не всегда можно применить его не только в производственных, но и в опытных условиях. При этом результаты исследований получаются с опозданием (при весовом способе). В то же время этот наиболее надежный способ назначения сроков полива можно упростить или заменить. Приведем некоторые возможные рекомендации упрощения способов назначения сроков полива сельскохозяйственных культур применительно к условиям Белоруссии.

Назначение сроков полива сельскохозяйственных культур по влажности одного горизонта почвы. На почвах с однородным механическим составом по профилю влажность на глубине 30 и 40 см практически совпадает со средней влажностью расчетного метрового слоя. Для других территорий это наглядно показано многими авторами [1,2].

Нами был проведен также анализ многочисленных данных влажности почвы под некоторыми сельскохозяйственными культурами в условиях Белоруссии. В обработку включались данные о влажности, когда она не опускалась ниже 70% по сравнению с полевой влагоемкостью и не поднималась выше значения полевой влагоемкости. Механический состав почв подбирался также сравнительно однородным по профилю. Кроме этого, были использованы данные о влажности, полученные нами в опытах по орошению картофеля. Анализировались почвы, средние по механическому составу (суглинистые и супесчаные). Результаты расчетов коэффициентов корреляции приведены в табл. 1.

Таблица 1. Коэффициенты корреляции между влажностью почвы на глубинах 30, 40, 30—40 см и в слоях 0 — 50, 0—100 см

Культура	Количество определений влажности почвы	0—50 см			0—100 см		
		30	40	35	30	40	35
Сахарная свекла	60	0,90	0,91	0,94	0,80	0,93	0,91
Капуста	20	0,90	0,98	0,99	0,89	0,97	0,86
Клевер	60	0,97	0,95	0,98	0,87	0,86	0,83
Картофель	97	0,79	0,89	0,84	0,83	0,95	0,93
Ячмень	55	0,94	0,96	0,91	0,95	0,96	0,95

Как видно из табл. 1, в большинстве случаев коэффициент корреляции выше 0,90. Минимальное значение коэффициента корреляции 0,79. Лучше всего влажность почвы в слое 0—50 см коррелируется с влажностью на глубине 35 см, а в слое 0—100 см — с влажностью на глубине 40 см, при этом отклонения в 70% случаев не будут превышать 1% от веса сухой почвы, что может привести к ошибке при определении сроков полива в 1—2 суток [2]. Такая точность установления сроков полива вполне устраивает запросы производства.

Таким образом, наши исследования подтверждают возможность установления сроков полива сельскохозяйственных культур в условиях БССР по влажности почвы одного горизонта. Это положение справедливо для минеральных почв с однородными водно-физическими свойствами и механическим составом.

Для торфяных почв Белоруссии, как это показано в работе [3], также можно определять влажность отдельных слоев по известной влажности в одном горизонте.

Приведенные соображения представляют практический интерес и в связи с тем, что в настоящее время серийно выпускается простой прибор для измерения влажности почвы "Днестр-1", который позволяет производить замеры в одной точке до глубины 0,4 м.

Назначение сроков полива сельскохозяйственных культур на основании расчетов влагозапасов почвы. Назначение сроков полива по влажности является наиболее надежным способом. Однако этот метод определения влажности довольно громоздок и трудоемок. В связи с этим были предложены методы расчета и прогнозирования запасов

почвенной влаги по эмпирическим уравнениям связи, полученным в результате статистической обработки массовых сопряженных наблюдений за влажностью почвы, метеорологическими элементами и состоянием растений. Эти же уравнения связи рекомендуются некоторыми исследователями [4--7] и для установления сроков полива сельскохозяйственных культур. Однако полученные уравнения регрессии могут быть применены лишь в тех почвенно-климатических зонах, где они устанавливались.

В связи с этим нами была предпринята попытка получения уравнений связи запасов почвенной влаги с основными метеорологическими данными для картофеля и клевера в условиях Белоруссии. Для других культур, которые у нас нуждаются больше всего в орошении, таких уравнений получить не удалось ввиду отсутствия данных о наблюдаемых значениях влажности почвы.

Общий вид уравнений следующий:

$$W_k = a W_n + bP + ct + d, \quad (1)$$

где W_k , W_n — запасы влаги в расчетном слое почвы на конец и начало декады, мм; P — сумма осадков за декаду мм; t — среднесуточная за декаду температура воздуха, °C; a, b, c, d — числовые параметры.

Для установления связи наиболее важных факторов была предпринята попытка искать зависимость W_k с другими переменными (совместно с указанными выше): K — среднедекадный дефицит влажности воздуха, количество дней с осадками, число дней без осадков в конце декады и т.д. Однако, как показали расчеты, дальнейшее увеличение числа переменных не привело к существенному уменьшению среднеквадратической ошибки уравнения регрессии. Незначительно повысилась точность и в случае нелинейного характера связи, что подтверждается в работе [4].

Результаты расчетов по фазам развития параметров a, b, c, d и оценка их точности для картофеля приведены в работе [8], а для трав — в табл. 2.

Достаточно высокие коэффициенты корреляции и незначительные ошибки уравнений регрессии позволяют рекомендовать полученные уравнения для практического использования, в том числе и для назначения сроков полива путем последовательного расчета режима влагозапасов и их сравнения с оптимальными. Достаточно убедительно возможность применения подоб-

Таблица 2. Значение параметров а, b, c, d в уравнении (1)

Культура	Фазы развития	Слой почвы, см	Число случаев	Пара-	
				a	b
Клевер	Возобновление вегетации — первый укос	0-50	75	0,90	0,96
	Первый укос — второй укос	0-50	68	0,44	1,46

Таблица 3. Значения биологических коэффициентов водопот-

Культура	Декады					
	1	2	3	4	5	6
Овощи (капуста), начиная от посадки	0,44	0,50	0,57	0,63	0,70	0,74
Картофель, начиная от всходов	0,38	0,42	0,49	0,58	0,65	0,64
Травы (клевер), начиная от периода возобновления вегетации	0,22	0,28	0,36	0,45	0,55	0,59

ного рода уравнений расчета влагозапасов, полученных для соответствующих почвенно-климатических условий, показана также в работах [4—7].

Полученные уравнения являются эмпирическими, поэтому не могут рассматриваться как воднобалансовые. В целом они характерны для почв среднего механического состава (супесчаных и суглинистых).

Биоклиматический метод. В основу положен известный биоклиматический метод С.М. Алпатьева, нашедший широкое распространение как у нас в стране, так и за рубежом. Этот метод уже применен при проектировании орошения в Европейской части СССР на площади более 4000 тыс. га. Согласно этой методике, водопотребление за определенный период рассчитывается по формуле

$$E = k \sum d, \quad (2)$$

метры		Коэффициент корреляции и его ошибка	Ошибка уравнения регрессии, мм	Пределы применения уравнений, мм
c	d			
-0,32	-7,79	0,93±0,015	± 6,9	20—160
-2,07	47,33	0,78±0,045	±14,2	10—130

ребления для условий Белоруссии

7	8	9	10	11	12	13
0,72	0,67	0,61	0,57	0,52	0,49	-
0,58	0,50	0,43	-	-	-	-
0,44	0,40	0,45	0,48	0,52	0,55	0,56

где k — биологический коэффициент водопотребления за расчетный период, изменяющийся в онтогенезе по характерной для каждого вида растений кривой, мм/мб; $\sum d$ — сумма среднесуточных дефицитов влажности воздуха за рассматриваемый период, мб.

Для минеральных почв БССР нами были получены биологические коэффициенты водопотребления овощей, картофеля и трав, которые и рекомендуются для использования (табл. 3). Методика получения этих коэффициентов изложена в работе [9].

Расчеты по биоклиматическому методу выполняются на основе уравнения водного баланса, имеющего вид:

$$W_k = W_n + m + P - \Delta P - k_1 E, \quad (3)$$

где W_k , W_n — полезные запасы влаги, мм, в конце и начале декады. В начале расчетного периода W_n определяется

непосредственно один раз в поле. В дальнейшем W_n принимается равным W_k за предыдущую декаду; m — поливная норма, если за расчетный период производился полив, мм; P — осадки, выпавшие за расчетный период, мм; ΔP — сброс избытка осадков, мм, над полевой влагоемкостью расчетного слоя, определяемый из равенства $\Delta P = W_n + P - E - W_{п.в.}$ в котором $W_{п.в.}$ — влагозапасы в расчетном слое при полевой влагоемкости; k_1 — коэффициент, учитывающий капиллярный приток и изъятие корнями растений влаги из горизонтов, подстилающих расчетный слой почвы; для условий глубокого залегания грунтовых вод в первую четверть вегетации k_1 принимают равным 1,0, во вторую — 0,95, в третью — 0,90 и в последнюю четверть — 0,85 [10]; E — водопотребление рассматриваемой культуры за расчетный период, определяемое по формуле (2), мм.

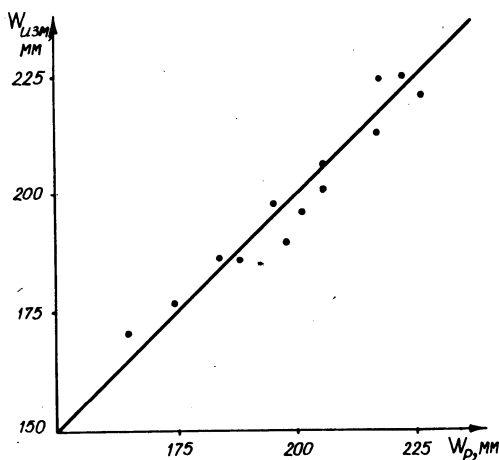
Полив следует назначать тогда, когда полезные влагозапасы согласно расчету будут составлять величину менее 5 мм, что составляет $50 \text{ м}^3/\text{га}$.

Для назначения сроков полива по биоклиматическому методу (формулы (2) и (3)) необходимо производить систематические наблюдения за осадками и дефицитом влажности воздуха, а также знать биологические коэффициенты водопотребления культуры, характерные для данных почвенно-климатических условий.

Нами проводилась экспериментальная проверка биоклиматического метода в полевых условиях (в ордена Ленина колхозе "Рассвет" им. К.П. Орловского Могилевской области). Почвы участка дерновоподзолистые среднесуглинистые. На опытном участке выращивалась среднепоздняя капуста. Велись наблюдения за осадками, температурой и дефицитом влажности воздуха. В одном из вариантов проводились наблюдения за влажностью почвы весовым методом (методика общепринятая) с целью назначения сроков полива капусты, а на другом осуществлялся расчет режима влагозапасов по описанному биоклиматическому методу. При этом необходимо отметить, что в целом метеорологические условия вегетационного периода 1973 г. были благоприятны и полив не потребовался, влагозапасы не опускались ниже 75% от предельной полевой влагоемкости, за исключением посадочного. Это положение подтвердилось для обоих вариантов, т.е. там, где влажность почвы рассчитывалась, и там, где она измерялась.

На рис. 1 приводятся результаты сравнения измеренных и рассчитанных общих влагозапасов в метровом слое почвы за вегетационный период при выращивании капусты.

Рис. 1. Сравнение измеренных ($W_{изм}$) и рассчитанных ($W_{р}$) влагозапасов метрового слоя почвы.



Приведенная характеристика, а также значительная апробированность метода в других почвенно-климатических условиях [10] позволяет рассматривать его как наиболее надежный и практически приемлемый способ назначения сроков полива. При этом, как показано в работах [9, 11], расчет водопотребления и дефицита водного баланса по этому методу соответствует урожайности примерно на уровне государственных сортоиспытательных участков.

В дальнейшем предполагается продолжить экспериментальную проверку приведенных способов назначения сроков полива, в результате которой возможно некоторое уточнение отдельных положений. Это касается, например, установления нижнего предела оптимальных влагозапасов, соответствующих наиболее высоким урожаям сельскохозяйственных культур, уточнения коэффициентов влагообмена с ниже расположенными слоями и использования осадков и т.д. Однако уже на данном этапе разработки в условиях большого строительства оросительных систем в Белоруссии эти методы могут быть рекомендованы для практического использования.

Л и т е р а т у р а

1. Горянский М.М. Диагностика сроков полива культур по влажности почвы на глубине 30—40 см. — "Вестник сельскохозяйственной науки", 1968, №9.
2. Филиппов Л.А. Опреде-

ление сроков полива по влажности одного горизонта почвы. — "Почвоведение", 1959, № 7. 3. Михальцевич А.И., Терехов Л.Н. Приближенное определение влажности корнеобитаемого слоя. — "Мелиорация и водное хозяйство", 1973, №9. 4. Вериго С.А., Разумова Л.А. Почвенная влага. Л., 1973. 5. Клещенко А.Д. Уточнение методики расчета влагозапасов на посевах пропашных культур. — "Труды института экспериментальной метеорологии", 1969, вып. 8. 6. Мастинская С.Б., Методика составления агрометеорологического прогноза сроков и норм полива яровой пшеницы. — В сб.: Методические указания по анализу и оценке сложившихся и ожидаемых агрометеорологических прогнозов. Л., 1957. 7. Мещанинова Н.Б. Учет агрометеорологических условий при расчете оптимальных режимов орошения зерновых культур. Л., 1969. 8. Голченко М.Г., Стельмах Е.А. О расчете и прогнозировании запасов продуктивной влаги под картофелем. — "Сб. науч. трудов БСХА", 1971, т. 81. 9. Голченко М.Г. Определение водопотребления и норм орошения некоторых сельскохозяйственных культур в условиях Белоруссии. — "Сб. науч. трудов БСХА", т. 81. 10. Алпатов С.М. Формирование поливного режима сельскохозяйственных культур на основе оперативного учета суммарного испарения. — В сб.: Водное хозяйство. Вып. 4. Киев, 1966. 11. Стельмах Е.А., Голченко М.Г. Влияние погодных условий на урожайность картофеля. "Труды БСХА", 1973, т. 105.

Е.М. Левкевич, В.Н. Юхновец

ДЛИНА И ПЕРИОД ВЕТРОВЫХ ВОЛН НА МАЛЫХ ВОДОХРАНИЛИЩАХ

При определении волновых воздействий на гидротехнические сооружения и берега необходимы данные о высоте волны (h), ее длине (λ) и периоде (τ). Для нахождения параметров ветровых волн известно большое количество формул и методик.

Необходимо отметить, что все они разработаны по данным для условий морей и крупных водохранилищ. В связи с этим встает необходимость проверки возможности применения существующих методик для условий небольших водохранилищ, где волнение имеет некоторые особенности [1,2].

Длина и период ветровых волн при отсутствии наблюдений могут быть установлены расчетом непосредственно по волнообразующим факторам или косвенным путем с помощью классических формул волновой гидравлики по периоду, определение которого может быть произведено по тем же факторам.

Для определения длины волны непосредственно по волнообразующим факторам имеются теоретические решения А.П. Хвана [3] и В.В. Шулейкина [4]. Последнее наиболее полное и совершенное, так как опирается на всю совокупность современных знаний о физике процесса ветрового волнения. Однако использовать его в условиях малых водоемов затруднительно, так как для небольших разгонов отсутствуют рабочие диаграммы.

Из других методик, применявшихся в последние десятилетия для расчета λ на водохранилищах, следует отметить предложения В.Г. Андреянова [5], А.П. Браславского [6], Н.А. Лабзовского [7], Л.Г. Сидоровой и Г.Ф. Красножона [8].

Эти методики разработаны по данным наблюдений, полученных недостаточно совершенными методами измерения λ и нуждаются в экспериментальной проверке на малых водоемах. Но сама проверка представляет собой сложную задачу, так как для точного измерения длины ветровых волн еще не разработана надежная методика.

В практике инженерных расчетов длина волны находится по периоду [9,10], который может быть достаточно точно определен по волнообразующим факторам.

Как известно, классическая зависимость между λ и τ имеет вид:
для глубоководных водоемов

$$(H > \lambda/2); \quad \lambda = \frac{g \tau^2}{2\pi}, \quad (1)$$

для мелководных водоемов

$$(H < \lambda/2); \quad \lambda = \frac{g \tau^2}{2\pi} \operatorname{th} \frac{2\pi H}{\lambda}, \quad (2)$$

где g — ускорение силы тяжести; H — глубина водоема.

Однако формулы (1), (2) справедливы только для регулярных волн малой амплитуды или трохидальных волн, которые в природных условиях почти не встречаются даже в морских условиях.

Отсюда следует, что определение длины волны по формулам (1), (2) будет несколько приближенным. Фактическая длина

волн меньше рассчитанных [9], при этом $k_\lambda = \frac{\lambda_{\text{факт}}}{\lambda_{\text{расч}}} < 1$.

Для условий морских волн $k_\lambda = 0,65-0,75$ [9], а для водохранилищ он еще меньше [11]. Но, несмотря на такое несоответствие, в практике инженерных расчетов вычисление средней длины волны производится по среднему периоду при значении $k_\lambda = 1$. Переход от средней к любой другой длине волны осуществляется по функции распределения λ . Функции распределения длин волн совпадают с функциями высот волн для морских условий волнообразования [9] и крупных водохранилищ [11]. Однако для водохранилищ, функции распределения иные, чем для моря. И если для крупных и средних водохранилищ распределение длин волн можно принять по [11], то для малых водоемов, где распределение высот волн другое [2], этот вопрос не исследован.

В связи с этим существенное значение для определения длины волны имеет правильное определение среднего периода волны. Как известно, действующие нормативы [12], составленные с учетом предложений [6, 8] и [10], включающие [9], позволяют установить средний период волн в основном для морей и крупных водохранилищ. Для изучения характеристик ветрового волнения на малых водоемах нами проведены наблюдения на водохранилище Осиповичской ГЭС (в нижней части, примыкающей к гидроузлу). На расстоянии 17 и 100 м от верхового откоса плотины были установлены две электроконтактные вежи, при помощи которых регистрировались элементы волн осциллографом Н-700, к которому подключался отметчик времени. Одновременно с регистрацией волн при помощи анемометра и пологого ветромера, установленных в створе измерений, измерялись скорости и направление ветра. Всего было произведено 50 записей волнения.

Условия, при которых происходило образование волн, характеризуются следующими данными: длина разгона волны 0,25 — 1,7 км; средняя глубина по пути разгона 3,3 м.

Более подробные сведения об объекте наблюдений приведены в работе [2]. Полученные осциллограммы обрабатывались по известной методике ГГИ [13].

В результате обработки были получены абсолютные величины периодов волн в группе и их спектры, характеризующиеся модульными коэффициентами $k_r = \frac{\tau_i}{\tau}$ — различной обеспеченности, и определены средние периоды.

Произведено сравнение полученных фактических средних периодов с рассчитанными по нормативным документам [10, 12] и по методу [5]. Для определения среднего периода по [5] находилась длина волны по зависимости

$$\lambda = 0,304 w D^{\frac{1}{2}}, \quad (3)$$

где w — скорость ветра, м/с; D — длина разгона волны, км.

Затем по зависимости (1) определялась величина среднего периода.

Результаты сопоставления представлены на рис. 1. Как видно, непосредственно измеренные периоды на малом водоеме значительно меньше рассчитанных. Так, расчетом по [12] период завьшается примерно на 40%, по [10] — до 55%, что в пересчете на длину волны по (1) дает увеличение соответственно на 95% и 140%.

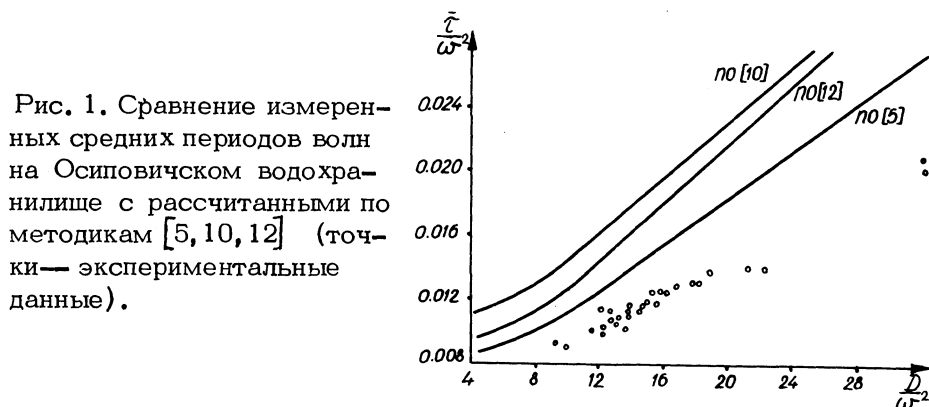


Рис. 1. Сравнение измеренных средних периодов волн на Осиповичском водохранилище с рассчитанными по методикам [5, 10, 12] (точки — экспериментальные данные).

Следует отметить, что значительно лучшее соответствие наблюдается между фактическими и расчетными $\bar{\tau}$ по [5], где длина волны определяется непосредственно по волнообразующим факторам. Вычисленная по [5] λ близка к средней длине волны в группе. Поэтому, по нашему мнению, формулы В.Г.Андреева [5] вполне пригодны для расчета средней длины волны на малых водоемах.

Полученные результаты дают возможность установить связь между фактическими средними периодами волн и волнообразующими факторами в условиях малого водоема.

На основе теоретических соображений показано [9], что связь между средним периодом $\bar{\tau}$ и волнообразующими факторами выражается соотношением

$$\frac{g \bar{\tau}}{w} = f\left(\frac{g D}{w^2}\right), \quad (4)$$

где $\bar{\tau}$ — средний период волны, с; D — длина разгона, м.

Однако анализ данных наблюдений показал, что для условий малого водоема взаимосвязь между средним периодом и факторами волнообразования лучше выражается соотношением (5) (рис. 2):

$$\frac{\bar{\tau}}{w^2} = f_1 \left(\frac{D}{w^2} \right). \quad (5)$$

Характерной особенностью приведенной связи (5) является и то, что с ней хорошо согласуются данные наблюдений, полученные на другом водохранилище с резко отличающимися условиями волнообразования, относящиеся к области малых разгонов (до 4 км). Это наблюдения на Куйбышевском водохранилище при скорости ветра до 16 м/с [4].

Близкое совпадение данных наблюдений на различных водоемах является достаточно убедительным свидетельством наличия связи между средним периодом и волнообразующими факторами на малых водоемах (рис. 2). Эта связь аппроксимируется эмпирической зависимостью

$$\bar{\tau} = 0,00215 D^{0,62} w_{10}^{0,76} \quad (6)$$

(D — длина разгона, м; w_{10} — скорость ветра на высоте 10 м над водной поверхностью, м/с), полученной статистической обработкой данных наблюдений (наших и работы [14]) с использованием метода наименьших квадратов.

Зависимость (6) не распространяется на условия волнообразования в зоне трансформации воздушного потока препятствиями. Результаты расчета по формуле (6) хорошо согласуются с фактическими данными при больших w (табл. 1).

Из табл. 1 видно, что отклонения расчетных $\bar{\tau}$ по (6) от фактических не превышает $\pm 10\%$, т.е., по-видимому, находятся в пределах точности определения $\bar{\tau}$.

Таблица 1

D, м	1700	1500	700	2000	3000	4000	5000
w, м/с	13,1	9,1	13	16	16	16	10
$\bar{\tau}$ факт	1,52	1,08	0,98	2,03	2,39	2,65	2,17
$\bar{\tau}'$ расч	1,53	1,08	0,89	1,96	2,52	3,00	2,40
Отклонение, $\pm$ 0 %		+0	-9,2	-3,4	+5,4	+11,5	+11

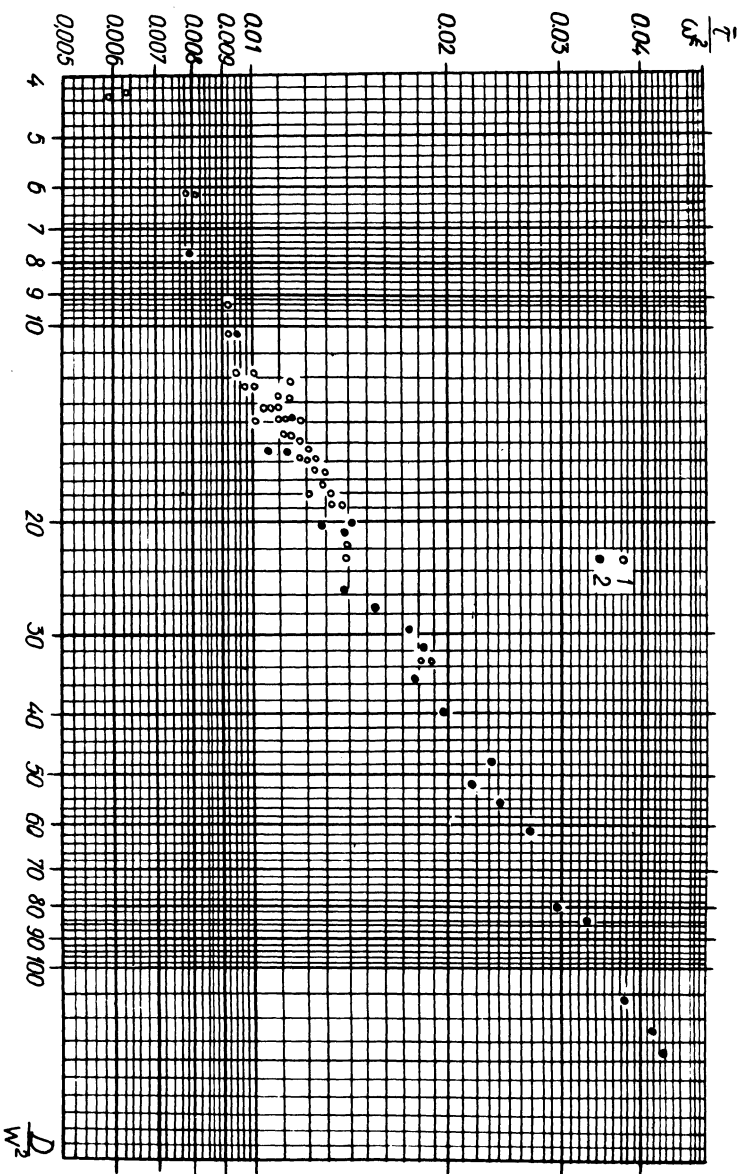


Рис. 2. График связи $\frac{\tilde{\gamma}}{w^2} = f_1 \left(\frac{D}{w^2} \right)$:

1—данные наблюдений на Осиновичском водохранилище; 2—данные наблюдений на Куйбышевском водохранилище [14], относящиеся к условиям волнообразования, когда $D < 4$ км.

Таблица 2

Водоем	Обеспеченность $k_{\tau}, \%$				
	1	2	5	10	20
Море [15]	1,63	—	1,46	1,37	1,25
Цимлянское [11]	1,69	1,58	1,45	1,33	—
Каховское	1,66	—	1,44	1,34	—
Куйбышевское [14]	1,66	—	1,44	1,34	—
Осиповичское	1,66	1,58	1,46	1,34	1,22

Зависимость (6) может быть использована для определения периода волны на водохранилищах с глубиной $H < \lambda/2$. В этом случае, как известно, периоды будут несколько меньше, чем в глубоководных условиях ($H > \lambda/2$).

Переход от среднего периода к периодам другой обеспеченности должен осуществляться по модульным коэффициентам k_{τ} . Следует отметить, что на крупных водохранилищах, например Каховском, Цимлянском, Куйбышевском [11, 14], коэффициенты k_{τ} по величине такие же, как и для морских условий волнообразования [15].

В результате обработки осциллограмм наблюдений на Осиповичском водохранилище получены значения модульных коэффициентов k_{τ} . Сведения о величинах k_{τ} в разных условиях волнообразования приведены в табл. 2.

Из табл. 2 видно, что величины модульных коэффициентов на малом водоеме такие же, как и для условий волнообразования на крупных водохранилищах и на морях. Следовательно, функция распределения периодов волн для любых водоемов одинакова и аппроксимируется зависимостью

$$F_{\tau} = e^{-\frac{\pi}{4,8} \left(\frac{\tau_i}{\tau} \right)^4} \quad (7)$$

В ы в о д ы

1. Расчетную длину волны на малых водохранилищах целесообразно определять расчетом по периоду, используя классическую формулу связи между этими двумя параметрами.

30	40	50	60	70	80	90
1,16	—	1,01	—	0,86	—	0,63
1,11	—	0,97	—	0,85	—	0,70
—	—	1,01	—	—	—	0,65
1,13	1,05	0,97	0,87	0,75	—	—

2. Наблюдаемые периоды волн на малом водохранилище меньше расчетных, вычисленных по рекомендациям [10, 12].

3. Период для равнинных водохранилищ с разгоном $D < 4,0$ км рекомендуется определять по волнообразующим факторам по зависимости (6), которая может быть применена как для глубоких ($H > \lambda/2$), так и для мелких водохранилищ ($H < \lambda/2$).

4. Функция распределения периодов волн в группе на малых водоемах одинакова для условий волнообразования на крупных водохранилищах и морях и характеризуется зависимостью (7).

Л и т е р а т у р а

1. Левкевич Е.М. К вопросу переработки берегов малых водохранилищ. — "Изв. вузов. Энергетика", 1964, №12.
2. Левкевич Е.М., Юхновец В.Н. Некоторые особенности ветрового волнения на водоемах с малыми разгонами волн. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 3. Минск, 1973.
3. Хван А.П. Предвычисление ветрового волнения на мелководном озере. Автореф. канд. дис. М., 1959.
4. Шулейкин В.В. Физика моря. М., 1968.
5. Андреянов В.Г. Ветровая волна озеровидных водоемов. — "Изв. НИИ гидротехники", 1939, вып. 25.
6. Браславский А.П. Расчет ветровых волн. — "Труды ГПИ", 1952, вып. 35 (89).
7. Лабзовский Н.А. Расчет элементов волн на мелководье. — В сб.: Проблемы регулирования речного стока. Вып. 6. М., 1956.
8. Сидорова Л.Г., Красножон Г.Ф. Расчет параметров ветровых волн при определении волновых нагрузок на гидротехнические сооружения. — "Труды океанографической комиссии", 1960, т. 9.
9. Ржеплинский Г.В. и др. Новый метод анализа и расчета элементов ветровых волн. — "Труды ГОИН", 1968, вып. 93.
10. Ру-

ководство по расчету параметров ветровых волн. М., 1969. 11. Шайтан В.С. Исследование ветровых волн на водохранилище. — "Труды гидравлической лаборатории ВНИИ ВОДГЕО", 1962, сб. 9. 12. Технические условия определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега. СН 92-60. М., 1960. 13. Селюк Е.М. Исследования, расчет и прогнозы ветрового волнения на водохранилищах. М., 1961. 14. Федулова Е.М. Результаты исследования ветрового волнения Куйбышевского водохранилища. — В сб.: Сборник работ Комсомольской гидрометеорологической обсерватории. Вып. 5. Л., 1965. 15. Глуховский Б.Х. Закономерности распределения элементов ветровых волн и изменения волновых движений с глубиной. — "Труды ГОИН", 1968, вып. 93.

Д.А. Козлов, И.Г. Лазаревич

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ РЕШЕНИЕ ВОПРОСА ОЧЕРТАНИЯ СОПРЯГАЮЩЕГО УЧАСТКА БЕРЕГА ПРИ СЛИЯНИИ ДВУХ КАНАЛОВ

В практике гидротехнического строительства актуальным вопросом является расчет оптимального сопряжения двух каналов, сливающихся под прямым углом. Одной из главных трудностей при этом является обеспечение в канале старшего порядка бесбойного течения, для чего подбираются различные гасители, устройство которых не всегда эффективно.

При заданных размерах каналов в период эксплуатации возможны различные соотношения расходов, при этом наиболее невыгодным для плавного поворота потока, исключающего образование сбойного течения в канале старшего порядка, является случай, когда расход в сечении $N-N$ равен нулю (рис. 1).

Задача настоящего исследования формулируется так: найти очертание участка АС при условии плавного поворота потока на 90° и дальнейшего бесбойного течения в канале старшего порядка. Исходная схема показана на рис. 1 (a, b — ширина каналов младшего и старшего порядка ($a < b$), l, l_1 — длина и ширина сопрягающего участка). Очертание участка АС будет зависеть не только от относительной ширины каналов $\frac{a}{b}$, но и от относительной длины участка сопряжения $\frac{1}{a}$. Величина l определяется условиями пропуска дороги вдоль стар-

Функция Н.Е. Жуковского $\omega = \frac{1}{v_A} \ln \frac{dW}{dz}$ находится с помощью формулы Келдыша — Седова по известным значениям ее действительной и мнимой частей на действительной оси t в виде

$$\omega = \ln \frac{\sqrt{c(1+t)}}{\sqrt{t(1+c)} + \sqrt{t-c}}. \quad (3)$$

Из соотношения (3) при $t = -d$ (сечение DD) и при $t = \infty$ (сечение MM) получаем выражения для скоростей в каналах

$$\frac{v_D}{v_A} = \frac{\sqrt{c(1-d)}}{\sqrt{d(1+c)} + \sqrt{d+c}}, \quad \frac{v_M}{v_A} = \frac{\sqrt{c}}{\sqrt{1+c} + 1}. \quad (4)$$

Используя (2) и (4), записываем формулу для относительной ширины каналов

$$\frac{a}{b} = \frac{\sqrt{d(1+c)} + \sqrt{d+c}}{\sqrt{1-d}(\sqrt{1+c} + 1)}. \quad (5)$$

При известных функциях $W(t)$ и $\omega(t)$ переход на плоскость течения z осуществляется соотношением

$$z = \frac{1}{v_A} \int e^{-\omega} \frac{dW}{dt} dt,$$

которое на участке AC с учетом (1) и (2) принимает вид

$$z = \frac{a}{\pi} \frac{v_D}{v_A} \int_0^t (\cos \theta + i \sin \theta) \frac{dt}{t+d}, \quad (6)$$

где θ — угол вектора скорости с осью x , который на AC ($0 < t < c$) находится из (3):

$$\theta = \arcsin \sqrt{\frac{c-t}{c(1-t)}} = \arccos \sqrt{\frac{(1+c)t}{(1+t)c}}. \quad (7)$$

Подставив в (6) значение θ , проинтегрировав от 0 до c и разделив действительную и мнимую части, получаем формулы для длины и ширины сопрягающего участка

$$\frac{1}{a} = \frac{1}{\pi} \frac{\sqrt{1-d}}{\sqrt{d(1+c)} + \sqrt{d+c}} \int_0^c \sqrt{\frac{c-t}{1+t}} \frac{dt}{t+d}, \quad (8)$$

$$\frac{l_1}{a} = \frac{1}{\pi} \frac{\sqrt{(1-d)(1+c)}}{\sqrt{d(1+c)} + \sqrt{d+c}} \int_0^c \sqrt{\frac{t}{1+t}} \frac{dt}{t+d}. \quad (9)$$

Безразмерные координаты сопрягающего участка АС из (6) запишем в виде

$$\frac{x}{l_1} = \frac{a}{l_1} \frac{1}{\pi} \frac{\sqrt{(1-d)(1+c)}}{\sqrt{d(1+c)} + \sqrt{d+c}} \int_0^t \sqrt{\frac{c-t}{1+t}} \frac{dt}{t+d}, \quad (10)$$

$$\frac{y}{l} = \frac{a}{l} \frac{1}{\pi} \frac{\sqrt{1-d}}{\sqrt{d(1+c)} + \sqrt{d+c}} \int_0^t \sqrt{\frac{c-t}{1+t}} \frac{dt}{t+d}. \quad (11)$$

В приведенное решение вошли два параметра: c ($0 < c < \infty$) и d ($0 < d < 1$), задание которых соответствует назначению двух исходных геометрических параметров $\frac{a}{b}$ и $\frac{l_1}{a}$, которые и определяются по (5) и (8), при выбранных c и d . Затем по формулам (9), (10) и (11) вычисляются соответствующие этим значениям $\frac{a}{b}$ и $\frac{l_1}{a}$ координаты сопря-

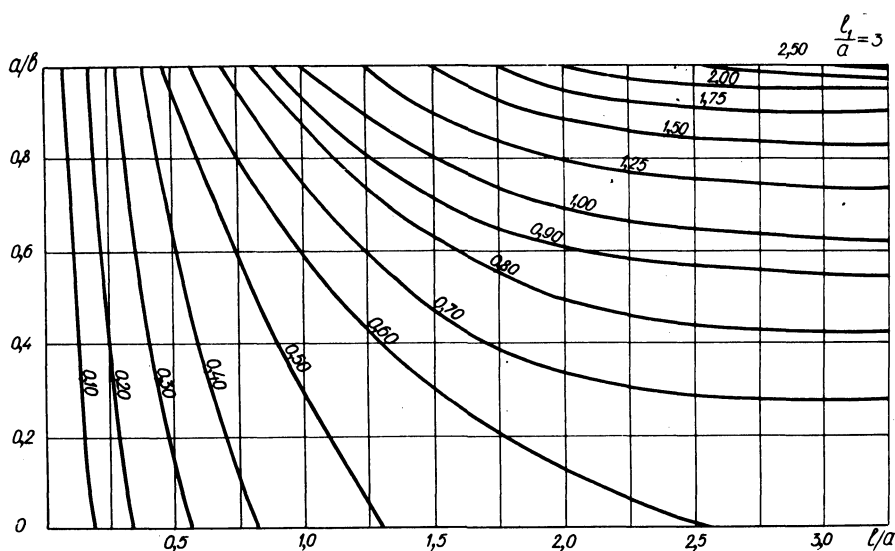


Рис. 2. Значения $\frac{l_1}{a}$.

гающего участка берега АС. Для рассматриваемого случая $a < b$ произведены расчеты на ЭВМ "Минск-22", результаты которых представлены на рис. 2 и 3.

Таким образом, при заданных размерах каналов $\frac{a}{b}$ и относительной длине сопрягающего участка берега $\frac{l}{a}$ по рис. 2 определяется соответствующая относительная ширина участка АС — $\frac{l}{a}$, а по рис. 3 — безразмерные координаты $\frac{x}{l}$ и $\frac{y}{l}$ этого участка. На рис. 3 показаны очертания участка АС для значений $\frac{1}{d}$ от 3,5 до 0,1 при крайних значениях $\frac{a}{b}$, так как $\frac{a}{b}$ мало влияет на без-

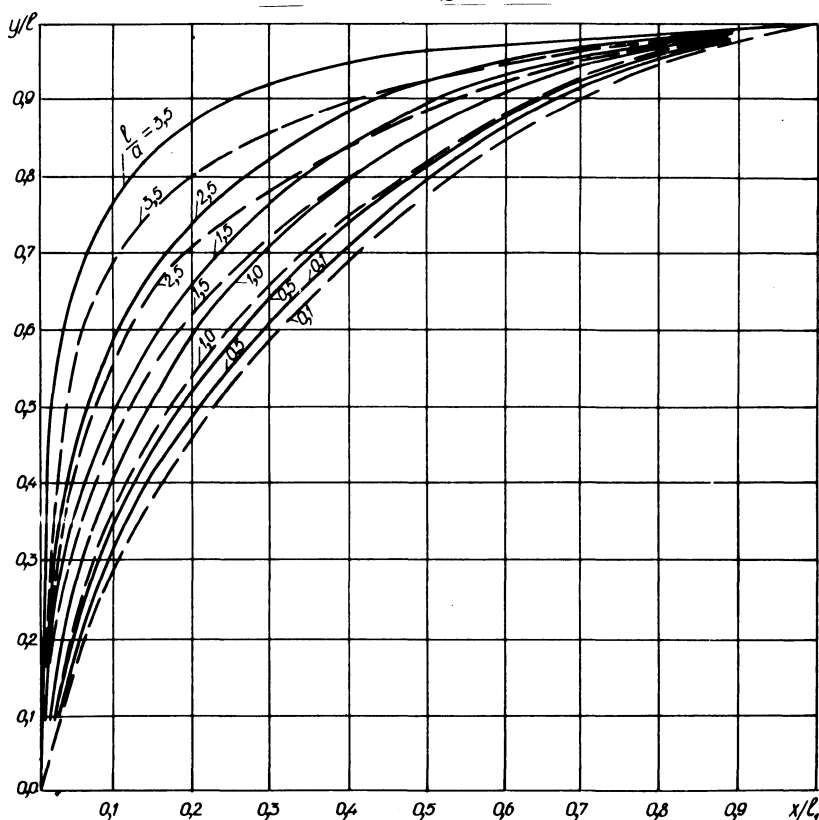


Рис. 3. Безразмерные координаты сопрягающего участка берега для различных значений $\frac{1}{d}$ (сплошные линии — $\frac{a}{b} = 1$, пунктирные — $\frac{a}{b} = 0$).

размерные координаты. При $\frac{a}{b} = 1$ каналы имеют одинаковую ширину, при $\frac{a}{b} = 0$ ширина канала младшего порядка значительно меньше ширины старшего канала, а при промежуточных значениях $\frac{a}{b}$ координаты будут находиться между указанными на рис. 3 кривыми при том же значении $\frac{1}{a}$.

Л и т е р а т у р а

1. Похсрарян М.С., Саноян В.Г. Гидродинамический расчет плоского потока с боковым отводом. — "Изв. АН АрмССР", 1957, № 6. 2. Садыков С. Профилирование головной части канала при боковом водозаборе. — "Сб. трудов кафедры теорет. физики. Киргизск. госуд. ун-та", 1962, вып. 1. 3. Гуревич М.И. Теория струй идеальной жидкости. М., 1961.

Д.А. Козлов

РАСЧЕТ ОЧЕРТАНИЯ РАЗДЕЛЬНОЙ СТЕНКИ (БЫКА)

Раздельная стенка в верхнем бьефе предназначена для улучшения условий поступления потока к ГЭС и плотине. Устройство надлежащим образом очерченной раздельной стенки достаточной длины обеспечивает плавное поступление потока в водоприемник без образования водоворотов и косины потока. Рекомендуется очерчивать раздельную стенку по параболе, эллипсу или лемнискате, ширину назначать в пределах $d =$

$$= \left(\frac{1}{5} - \frac{1}{6} \right) b [1, 2].$$

Анализ экспериментальных данных показывает, что при различных значениях параметра $\frac{P^*}{H_{гр}^*}$ ($\frac{P^*}{H_{гр}^*}$ — относительная высота эквивалентного водослива) изменяется величина d и очертание оголовка. В данной статье ставится задача вычислить гидравлически оптимальное очертание раздельной стенки.

Схема течения показана на рис. 1 (L, d — длина и ширина раздельной стенки; b — ширина водоприемного фронта; u_c —

Интегрируя (4) на участке ОС от 0 до t ($0 < t < 1$) и разделяя действительную и мнимую части, получаем координаты оголовка раздельной стенки

$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} &= \frac{1}{\pi} \frac{v}{u_C} \int_0^t \frac{t(a+1) - (1-t)a}{(a+t)^2} dt; \\ \frac{y}{b} &= \frac{2}{\pi} \frac{v}{u_C} \sqrt{a(a+1)} \int_0^t \frac{\sqrt{t(1-t)}}{(a+t)^2} dt. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

После вычисления интегралов и подстановки пределов формулы для координат криволинейной части устоя ОС окончательно запишутся следующим образом:

$$\frac{x}{b} = \frac{1}{\pi} \frac{v}{u_C} \left\{ (2a+1) \ln \frac{t+a}{a} - 2(a+1) \frac{t}{t+a} \right\}, \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \frac{y}{b} &= \frac{2}{\pi} \frac{v}{u_C} \sqrt{a(a+1)} \left\{ \arcsin(1-2t) - \frac{\sqrt{t(1-t)}}{t+a} + \frac{2a+1}{2\sqrt{a(a+1)}} \times \right. \\ &\times \arcsin \frac{t(1+2a)-a}{t+a} + \frac{\pi}{2} \left(\frac{2a+1}{2\sqrt{a(a+1)}} - 1 \right). \end{aligned} \quad (7)$$

При $t=1$ из (6) находится ширина раздельной стенки

$$\frac{d}{b} = (\sqrt{a+1} - \sqrt{a})^4. \quad (8)$$

Это соотношение связывает единственный переменный параметр, вошедший в решение (a), с исходным геометрическим параметром $\frac{d}{b}$ относительной шириной раздельной стенки.

На рис. 2 показаны полученные в результате расчетов по формулам (6), (7), (8) очертания оголовков для некоторых $\frac{d}{b}$. В случае узкой раздельной стенки $\frac{d}{b} \approx 0$ получается симметричная форма оголовка, при увеличении относительной ширины очертание ассиметричное, более вытянутое со стороны водоприемника. При $d = b$ имеем, как частный случай, координаты свободной поверхности струи при истечении через насадок Борда [3]. На рис. 2 показано (штриховые линии) рекомендуемое в работе [2] на основании экспериментальных исследований очертание раздельной стенки. Характерные размеры оголовка l_1, l_2, l_3

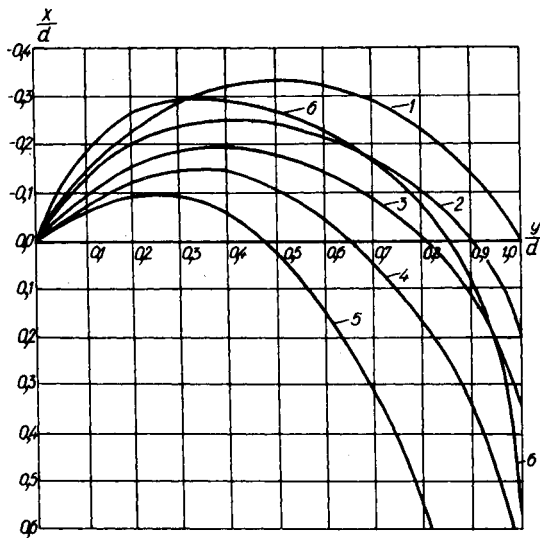


Рис. 2. Очертание оголовка раздельной стенки: 1 - $\frac{d}{b} = 0$; 2 - $\frac{d}{b} = 0,05$; 3 - $\frac{d}{b} = 0,15$; 4 - $\frac{d}{b} = 0,4$; 5 - $\frac{d}{b} = 1,0$; 6 - очертание оголовка, рекомендуемое в работе [2].

Таблица 1. Размеры оголовка

$\frac{d}{b}$	0	0,01	0,025	0,050	0,075	0,100	0,125
$\frac{l_1}{d}$	0,319	0,283	0,259	0,238	0,225	0,213	0,202
$\frac{l_2}{d}$	0,500	0,460	0,431	0,408	0,388	0,370	0,355
$\frac{l_3}{d}$	0	0,075	0,137	0,203	0,250	0,287	0,321

Таблица 2. Безразмерные координаты оголовка.

X	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
Y	0	0,007	0,016	0,026	0,040	0,053	0,070	0,114	0,178

(рис. 1), полученные в данной работе, приведены в табл. 1, а в табл. 2 даны безразмерные координаты X и Y.

С помощью данных табл. 1 и 2 очертание оголовка для любых $\frac{d}{b}$ вычисляется по следующим формулам. Слева от точки перегиба D эти формулы имеют вид

$$\frac{x}{d} = -X \frac{l_1}{d}, \quad \frac{y}{d} = Y \frac{l_2}{d}; \quad (9)$$

справа от точки D

$$\frac{x}{d} = \frac{l_3}{d} - X \frac{l_1 + l_3}{d}, \quad \frac{y}{d} = 1 - Y(1 - \frac{l_2}{d}). \quad (10)$$

С помощью данного решения можно исследовать влияние длины раздельной стенки L на параметры потока, поступающего в водоприемник. В сечении В - В скорость вблизи раздельной стенки больше, чем у противоположной грани ВА, за счет поворота потока. Скорость в точке N, находящейся между точками С и В, определяется из (2)

$$\frac{u_N}{u_C} = \frac{a + t_1}{[\sqrt{t_1(a+1)} + \sqrt{a(t_1-1)}]^2}, \quad (11)$$

где t_1 - образ точки N во вспомогательной области t ($1 < t_1 < \infty$). С помощью формулы (3) вычисляется отличие скорости u_N от средней в сечении В - В

	0,150	0,175	0,20	0,25	0,30	0,40	0,5	1,0
	0,194	0,185	0,180	0,168	0,160	0,148	0,135	0,100
	0,343	0,333	0,325	0,309	0,296	0,269	0,240	0,220
	0,353	0,384	0,415	0,475	0,530	0,630	0,750	1,600

	0,60	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,925	0,950	0,975	1,00
	0,252	0,337	0,384	0,445	0,517	0,608	0,663	0,725	0,801	1,00

Таблица 3. Влияние длины раздельной стенки на неравномерность

$\frac{\Delta u}{v}$, %	0	1,0	2,5	5,0	7,5	10,0
$\frac{L}{b}$	1,50	0,95	0,73	0,61	0,53	0,47

Таблица 4. Длина раздельной стенки при $\frac{\Delta u}{v} = 20\%$

d/b	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18
$\frac{L}{b}$	1,5	1,0	0,78	0,68	0,54	0,47	0,42	0,375	0,345	0,325	0,32

$$\frac{u_{N-v}}{v} = \frac{(a+t_1)(\sqrt{a+1} + \sqrt{a})^2}{[\sqrt{t_1(a+1)} + \sqrt{a(t_1-1)}]^2} - 1. \quad (12)$$

Интегрированием (4) от 1 до t_1 получаем длину участка CN

$$\frac{CN}{b} = \frac{1}{\pi} \frac{v}{u_{C_1}} \int_1^{t_1} \frac{[\sqrt{t(a+1)} + \sqrt{a(t-1)}]^2}{a+t} \frac{dt}{t+a}. \quad (13)$$

Для ширины раздельной стенки $d = 0,16b$ расчеты по формулам (12) и (13) показывают, что полное выравнивание скоростей потока в плане наступает при значительной длине раздельной стенки $L > 1,5b$. При уменьшении длины раздельной стенки неравномерность потока в створе В—В возрастает (табл. 3). На основании экспериментальных данных в работе [2] для ширины $d = 0,16b$ рекомендуется назначать длину $L = \frac{b}{3}$, что, по нашим расчетам, соответствует неравномерности распределения скоростей в плане $\frac{\Delta u}{v} = 20\%$, при дальнейшем уменьшении длины раздельной стенки $\frac{\Delta u}{v}$ быстро возрастает (табл. 3). В табл. 4 дана длина раздельной стенки для различных $\frac{d}{b}$ при этом же значении $\frac{\Delta u}{v}$. Минимальные значения $\frac{L}{b}$ имеют место при устройстве раздельной стенки шириной $d = (0,14 - 0,3)b$.

распределения скоростей в плане в сечении В—В

12,5	15,0	17,5	20,0	22,5	25,0
0,43	0,39	0,35	0,325	0,315	0,30

0,20	0,24	0,26	0,30	0,32	0,35	0,40	0,50	1,0
0,32	0,32	0,325	0,345	0,355	0,370	0,41	0,54	1,7

Л и т е р а т у р а

1. Слиссский С.М. Гидравлика зданий ГЭС. М., 1970.
2. Mosonyi E. Wasserkraftwerke. В. 1, Budapest 1956.
3. Гуревич М.И. Теория струй идеальной жидкости. М., 1961.

М.В. Кравцов, В.В. Суворов

СКОРОСТЬ ПОДЪЕМА И ДЕФОРМАЦИИ ПУЗЫРЬКОВ В ЖИДКОСТЯХ

Изучение закономерностей движения пузырьков газа в жидкостях необходимо при расчетах процессов барботажа жидкостей, флотации, аэрации, пенообразования в нефтедобывающей промышленности, воздухоотделения при применении осветлителей и т.п.

Так как в механизме всплытия капель и пузырьков нет очевидных принципиальных различий, то при расчете скорости движения сферических пузырьков можно использовать формулу, полученную ранее при изучении закономерностей движения капель [1]:

$$v = - \frac{2\mu}{(k+0,0625d)\rho} + \sqrt{\left[\frac{2\mu}{(k+0,0625d)\rho} \right]^2 + \frac{d^2 \Delta \rho g}{3(k+0,0625d)\rho}}, \quad (1)$$

где $k = \sqrt[3]{\frac{3,5 \Delta \rho \rho g}{\mu^2}}$.

При сопоставлении расчетных значений по формуле (1) с опытными данными (табл. 1) о скоростях подъема воздушных пузырьков в воде, глицерине, касторовом масле и кукурузном сиропе (рис. 1) получена хорошая степень совпадения [2].

Таблица 1. Физические свойства жидкостей [2]

Жидкость	Обозначения	Температура, °C	ρ , г/см ³	μ , пуаз	σ , дин/см
Касторовое масло	1	16,7	0,962	13,6	39,2
	2	31,8	0,953	3,76	38,8
	3	15,9	1,27	19,6	63,6
Глицерин	4	30,0	1,26	13,3	63,4
	5	25,3	1,26	3,78	63,2
	6	25,4	1,26	1,57	63,2
Кукурузный сироп	7	13,5	1,38	103,8	95,6
	8	20,5	1,38	45,8	86,0
	9	29,5	1,38	19,4	81,0

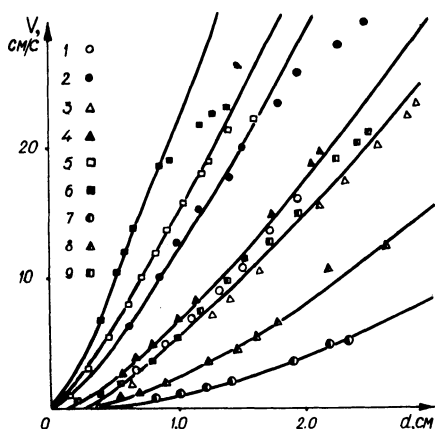


Рис. 1. Скорости подъема пузырьков воздуха в жидкостях (сплошные линии — расчет по формуле (1), точки — опытные данные [2]).

При медленном движении малых капель и пузырей сохраняется сферическая форма. Начиная с некоторого предельного размера капля или пузырь деформируется, приобретая вначале сфероидальную форму, затем плоскую и, наконец, грибообразную.

Зависимостей для определения предельного диаметра, при котором каплю или пузырь уже нельзя считать сферической, имеется несколько. Наиболее соответствует требованиям логики зависимость [3]

$$d_{\text{пр}} = \sqrt{\frac{\varepsilon_0 \sigma}{\Delta \rho g}}, \quad (2)$$

где σ — коэффициент поверхностного натяжения, дин/см; $\Delta \rho$ — разность плотностей среды и пузырька, г/см³; g — ускорение силы тяжести, см/с²; ε_0 — безразмерный параметр, равный по экспериментальным данным 0,4 [4].

Формулу (2) можно получить, если разделить силу сопротивления, равную весу капли или пузырька в жидкости, на силу поверхностного натяжения. Действительно деформация капли или пузырька зависит от действующих сил при равномерном движении: силы сопротивления движению и силы поверхностного натяжения. Однако в формулу (2) не входит параметр вязкости среды. В то же время на основании опытных данных легко обнаружить, что вязкость среды при прочих равных условиях сильно влияет на величину предельного диаметра. Это вызвано тем, что величина предельного диаметра зависит не только от величины силы сопротивления, но и от соотношения в общем сопротивлении силы вязкого трения и гидродинамического давления.

На основании исследований [5] и из анализа опытных данных установлено, что сила сопротивления движению капель и пузырьков имеет вид

$$F = \psi \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{\rho v^2}{2}, \quad (3)$$

где $\psi = \frac{16}{Re} + \frac{667}{\sqrt{Re}} + 0,25$ — коэффициент сопротивления; $Re = \frac{v d \rho}{\mu}$ — число Рейнольдса; v , d — скорость и диаметр капли или пузырька; μ , ρ — динамический коэффициент вязкости и плотность среды.

По упрощенной формуле [1]

$$F = 2 \pi \mu d v + k \pi d \frac{\rho v^2}{2} + 0,25 \frac{\pi d^2}{4} \frac{\rho v^2}{2}. \quad (4)$$

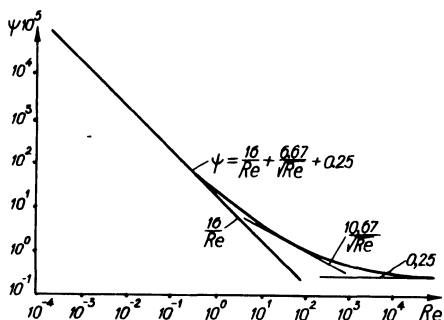


Рис. 2. Опытный график зависимости $\psi = f(Re)$ при движении капель и пузырьков.

При выборе параметра, характеризующего предельный недеформированный диаметр, будем рассуждать следующим образом. Из анализа опытного графика зависимости $\psi = f(Re)$ (рис. 2) для случая движения капель и пузырьков видно, что кривая при стремлении $Re \rightarrow 0$ имеет асимптоту $\psi = \frac{16}{Re}$. К этой кривой можно провести бесчисленное множество касательных, уравнение которых будет иметь вид

$$\psi = B/Re^n.$$

При этом показатель степени n изменяется от 1 до 0 ($n = 1$ —формула Адамара $\psi = 16/Re$; $n = 0,5$ —формула Прандтля—Аллена—Блязиуса $\psi = B/\sqrt{Re}$; $n = 0$ —формула Ньютона $\psi = \text{const}$).

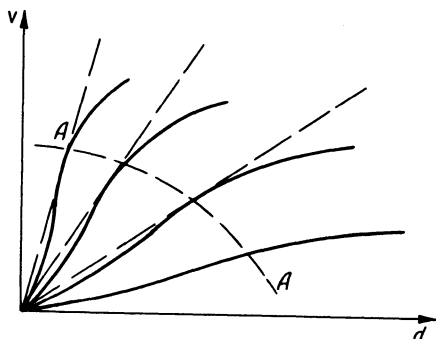
Из анализа формулы (3) видно, что если доля вязкого сопротивления, выражаемого первым членом, будет больше доли силы гидродинамического давления, выражаемого последним членом, то показатель степени $n > 0,5$. В противном случае $n < 0,5$. При равенстве первого и последнего членов показатель степени $n = 0,5$, а уравнение касательной к кривой $\psi = f(Re)$ будет $\psi = B/\sqrt{Re}$.

Положение точки касания можно легко определить из условия равенства первого и третьего членов в уравнении (3) ($\frac{16}{Re} = 0,25$; $Re = 64$; $\psi = 1,334$; $B = 10,67$).

Отметим, что касательная $\psi = \frac{10,67}{\sqrt{Re}}$ имеет точку касания с кривой $\psi = f(Re)$ в так называемой "переходной" области и направление этой касательной с осями координат ψ и Re составляет угол 45° .

Учитывая, что $\psi = \frac{4}{3} \frac{d\Delta\rho g}{\rho v^2}$, из уравнения касательной получаем функцию скорости

Рис. 3. Касательные $v = k_{\Delta} d$ к зависимости $v=f(d)$; А—А — линии равных сопротивлений.



$$v = 0,116 \sqrt[3]{\frac{\Delta \rho^2 g^2}{\rho \mu}} d = k_{\Delta} d, \quad (4)$$

где $k_{\Delta} = a \sqrt[3]{\frac{\Delta \rho^2 g^2}{\rho \mu}}$; а --постоянный коэффициент.

Изменяя вязкость среды при постоянных ρ , $\Delta \rho$, G , g , можно получить семейство кривых $v=f(d)$ (рис. 3). Анализ формы кривых зависимостей $v=f(d)$ показывает, что к каждой из них из центра координат можно провести одну касательную $v=k_{\Delta} d$. Эта касательная, как и касательная $\psi = B/\sqrt{Re}$ к зависимости $\psi=f(Re)$, имеет точку касания в переходной области, соответствующую $Re=64$ и $\psi = 1,334$.

Линия А--А является линией равного сопротивления; координаты точки пересечения этой кривой с кривыми $v=f(d)$, равно как и коэффициент k_{Δ} , могут служить мерой соотношения сил вязкого сопротивления и гидродинамического давления в общем сопротивлении среды.

Используя значение коэффициентов k_{Δ} и k

$$k = \frac{B}{4 \sqrt[3]{\frac{k_{\Delta} \rho_B}{\mu_B}}} = \frac{b}{\sqrt[3]{\frac{\Delta \rho \rho g}{\mu^2}}}$$

в качестве меры соотношения силы вязкого трения и гидродинамического давления в общем сопротивлении среды, мы получили следующий безразмерный параметр на основании обработки опытных данных:

$$\varepsilon_0 \frac{d}{k} = \frac{\Delta \rho g d^2}{G}. \quad (5)$$

Таблица 2. Сопоставление расчетных (по (6)) и опытных данных

о предельном недеформированном диаметре капель и пузырьков

№ п/п	Литера- турный источ- ник	Наименование жидкости капли	Наименование среды	к, см	σ , дин см	$\Delta\rho$, г/см ³	μ , спуаз	d, см, (расчет по (6))	d, см, опыт
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	[6]	Четыреххлористый углерод (тетрахло- рид)	вода	0,0181	45,30	0,589	0,894	0,35	0,35
2	[6]	Хлорбензол	вода	0,0319	36,81	0,107	0,894	0,70	0,70
3	[6]	Бромбензол	вода	0,0192	38,12	0,493	0,894	0,36	0,36
4	[6]	Этил бромид	вода	0,0198	31,09	0,447	0,894	0,35	0,35
5	[6]	Нитробензол	вода	0,0241	26,08	0,201	0,894	0,46	0,46
6	[6]	О-Нитротолуол	вода	0,0279	26,89	0,161	0,894	0,51	0,51
7	[7]	Хлорбензол	вода	0,0313	36,02	0,0979	0,828	0,71	0,71
8	[7]	n-Амил фталат	вода	0,0550	20,20	0,0179	0,828	1,25	1,25
9	[7]	n-Амил фталат	вода	0,0550	7,07	0,0179	0,828	0,89	0,90
10	[7]	Анилин	вода	0,0550	6,545	0,0179	0,828	0,86	0,80
11	[7]	Карбон дисульфид	вода	0,0247	45,67	0,261	0,9419	0,52	0,54
12	[7]	m-Крезол	вода	0,0463	4,134	0,0299	0,828	0,59	0,60
13	[7]	Эвгенол	вода	0,0368	12,34	0,0599	0,828	0,60	0,59
14	[7]	Нитробензол	вода	0,0263	15,84	0,1589	0,828	0,44	0,50
15	[7]	О-Нитротолуол	вода	0,0258	26,03	0,1569	0,7848	0,51	0,52
16	[7]	1,2-Дихлоропропан	вода	0,0261	31,11	0,1502	0,7850	0,52	0,50
17	[7]	Карбон тетрахлорид	вода	0,0183	44,66	0,5851	0,9156	0,34	0,34
18	[7]	Эпихлорогидрин	вода	0,0255	10,98	0,1715	0,8085	0,36	0,30
19	[7]	1,2-Дибром этан	вода	0,0152	36,58	1,1711	0,8280	0,25	0,24
20	[7]	1,2,2,2-Тетрахлорэтан	вода	0,0173	30,09	0,5829	0,8280	0,31	0,30
21	[7]	Тетрабромэтан	вода	0,0240	7,04	1,943	0,7809	0,14	0,14
22	[7]	Метил фталат	вода	0,0245	12,26	0,1839	0,7848	0,40	0,40
23	[7]	Бромформ	вода	0,0139	40,60	1,8541	0,9156	0,21	0,20
24	[7]	m-Нитротолуол	вода	0,0294	28,38	0,1567	0,9594	0,53	0,46
25	[7]	Нитробензол	вода	0,0260	24,81	0,1975	0,8085	0,48	0,45
26	[7]	Хлорбензол	вода	0,0309	24,54	0,090	0,828	0,70	0,70
27	[7]	Тетрахлорэтилен	вода	0,0153	43,38	0,6129	0,7848	0,28	0,33
28	[7]	Дифенильный эфир	вода	0,0366	40,80	0,0709	0,7848	0,82	0,85
29	[7]	1-Хлорнафталин	вода	0,0233	41,90	0,2047	0,766	0,52	0,55
30	[7]	Этилфталат	вода	0,0318	14,40	0,1285	0,9759	0,54	0,60
31	[7]	Этилхлорацетат	вода	0,0269	15,46	0,1379	0,7848	0,44	0,40
32	[7]	Изогенол	вода	0,036	9,38	0,0839	0,9499	0,50	0,65
33	[7]	Хлорбензол	вода	0,0342	9,14	0,075	0,828	0,50	0,50
34	[7]	n-Бутилфталат	вода	0,0402	23,61	0,0449	0,9499	0,78	0,90

Продолжение

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
35	[8]	Бромистый метил	вода	0,0135	36,1	1,435	0,894	0,22	0,22
36	[8]	Карбон тетрахлорид	вода	0,0180	41,60	0,587	0,902	0,34	0,24
37	[8]	Тетрабромэтан	вода	0,0121	39,06	1,963	0,894	0,20	0,19
38	[8]	Бромформ	вода	0,0123	40,6	1,893	0,894	0,20	0,15
39	[8]	Бромистый этилен	вода	0,0144	31,9	1,173	0,894	0,23	0,21
40	[8]	Бромистый этил	вода	0,0199	31,09	0,448	0,894	0,16	0,16
41	[9]	Воздух	Раствор уксуса	0,0168	26,6	1,01	1,04	0,24	0,24
42	[9]	Воздух	Метанол	0,0125	22,6	0,788	0,593	0,23	0,50
43	[9]	Воздух	31%-ный раствор этилацетата в растительном масле	0,0644	29,9	0,893	7,0	0,466	0,350
44	[9]	Воздух	5,5%-ный раствор этилацетата в растительном масле	0,177	34,1	0,902	31,0	0,6	0,6
45	[9]	Воздух	70% водный раствор уксуса	0,0165	34,3	1,041	1,04	0,25	0,22
46	[9]	Воздух	40,9%-ный раствор этилового спирта в растительном масле	0,0519	27,3	0,890	5,0	0,37	0,31
47	[9]	Воздух	Этиловый ацетат	0,0107	22,6	0,893	0,47	0,205	0,35
48	[9]	Воздух	40%-ный раствор уксуса в воде	0,0165	40,7	1,042	1,04	0,27	0,20
49	[9]	Воздух	Изопропил алкоголь	0,0281	20,7	0,790	1,78	0,286	0,250

Тогда предельный диаметр, при котором капля или пузырек сохраняет сферическую форму:

$$d = \sqrt[3]{\frac{\epsilon_0 k \sigma}{\Delta \rho g}} = A \sqrt[3]{\frac{k \sigma}{\Delta \rho g}}, \quad (6)$$

где $A = \sqrt[3]{\epsilon_0}$ — постоянный коэффициент, который на основании опытных данных оказался равным 3,15.

Опытных исследований скоростей падения или подъема, включающих и область сильно деформированных капель и пузырьков, проведено достаточно [1—4, 6—9].

Сопоставление расчетных (по формуле (6)) и опытных данных представлено в табл. 2. При этом получена хорошая степень совпадения расчетных и опытных данных.

Для деформированных пузырьков и капель связь между скоростью движения и размером довольно сложна. Поэтому общей формулы для определения скорости движения, которая давала бы хорошие результаты при расчете в различных условиях, до сих пор нет.

Многие авторы полагают возможным считать скорость движения деформируемых капель и пузырьков неизменяемой с изменением размеров. В этом случае проще всего определить по формуле (6) предельный недеформируемый диаметр капли или пузырька и затем по формуле (1) для этого и больших диаметров постоянную скорость движения. Видимо, такой подход возможен при движении капель и пузырьков со сравнительно

малыми скоростями в сильновязких растворах. При движении с большими скоростями скорость движения капель и пузырьков не остается постоянной. Вначале она снижается, а затем вновь возрастает. Для более точного определения скоростей движения в работе [7] предлагается формула, полученная из предположения, что скорость всплытия пузырей тождественно равна фазовой скорости распространения в жидкостях капиллярных волн. В этом случае

$$v = \left[\frac{gd}{2} \frac{\rho - \rho_1}{\rho + \rho_1} + \frac{2\sigma}{d(\rho + \rho_1)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

Сопоставление расчетных (по формуле (7)) и опытных данных о скоростях подъема пузырей воздуха в воде дает хорошую степень совпадения. Однако для случая движения капель расчет по формуле (7) не дает удовлетворительных результатов.

Для расчета скорости движения деформированных пузырьков существует также теоретическая формула Тейлора.

$$v = 2/3 (g R')^{\frac{1}{2}}, \quad (8)$$

где R' — радиус кривизны сферической "шапки", который равен $2/3$ радиуса пузырька.

В большинстве случаев опытный график зависимости $v = f(d)$ для деформированных пузырьков разбивают на ряд участков и для расчета скоростей движения на каждом участке применяют эмпирические формулы.

Приведем один из способов расчета [7]:

1) область движения пузырей, имеющих форму плоских, пульсирующих сфероидов

$$2 < Re < 4 A^{0,42}, \quad v = 0,33 \frac{g^{0,76}}{\nu^{0,52}} r^{1,28}; \quad (9)$$

2) область движения плоских, относительно устойчивых пузырей ограничена

$$4 A^{0,42} < Re < 3 A^{0,5}; \quad v = 1,35 \left(\frac{\sigma}{r(\rho - \rho_1)} \right)^{0,5}; \quad (10)$$

3) область движения грибообразных пузырей определяется значением чисел

$$Re > 3 A^{0,5}$$

$$v = \left(\frac{4g\sigma(\rho - \rho_1)}{\xi \rho^2} \right)^{1/4} \quad (11)$$

где $A = \frac{\sigma^{2/3} \rho}{g \mu^2 \sqrt{\rho - \rho_1}}$; σ -- коэффициент поверхностного натяжения; ν , μ -- кинематический и динамический коэффициенты вязкости; ρ , ρ_1 -- плотность среды и пузырька или капли.

В работе [8] для расчета скоростей движения деформированных пузырьков рекомендуется применять формулу

$$v = A \frac{\mu}{d \Delta \rho} \left[\frac{\sigma^3 \Delta \rho}{\mu^4 g} \right]^m \left[\frac{d^2 g \Delta \rho}{\sigma} \right]^n \quad (12)$$

где A , m , n -- параметры, определяемые экспериментально для каждой из областей.

В работе [9] предлагается использовать для расчета скоростей движения деформированных газовых пузырьков формулу

$$v = \left(\frac{4\sigma^2 g}{2\rho\mu} \frac{\Delta\rho}{\rho} \right)^{1,5} \quad (13)$$

Л и т е р а т у р а

1. Кравцов М.В. Формула для расчета скорости равномерного движения капель в статических условиях среды. -- В сб.: Водотведение и очистка вод. Минск, 1969. 2. Kajima Eiichi, Akehata Takashi, Shirai Takashi. Rising velocity and shape of Single air bubbles in highly viscous liquids. -- "J. Chem. Engng. Japan", 1968, № 1. 3. Tibor Z. Harmathy. Velocity of Large Drops and Bubbles in media of Infinite or Restricted Extent. -- "A. Y. Ch. E. journal", 1960, v. 6, № 2. 4. Davies J.T. Mass. - Transfer and Interfacial Phenomena. -- "Advances in Chem. Engng.", 1963, v. 4. 5. Кравцов М.В. Сопротивление свободному установившемуся движению сферы в вязкой среде. -- "Инж.-физ. журнал",

1968, т. 15, № 3. 6. Thorsen G. и др. On the terminal velocity of circulating and oscillating liquid drops. - "Chem Eng Sci", 1968, v. 23, № 5. 7. М а л е н к о в И.Г. О движении больших пузырей газа, всплывающих в жидкости. - ПМТФ, 1968, № 6. 8. Сахаров В.А. Экспериментальное определение относительной скорости движения газового пузыря в потоке жидкости. - "Изв. вузов. Нефть и газ", 1966, № 6. 9. Бяков В.М. Движение деформированных пузырьков газа в жидкостях. - ЖФК, 1963, т. 37, в. 4.

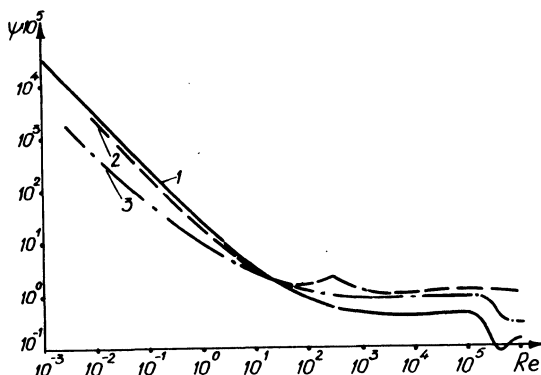
М.В. Кравцов, В.В. Суворов, И.В. Федюкович

ВЛИЯНИЕ ФОРМЫ НА СКОРОСТЬ ОСАЖДЕНИЯ ОСЕСИММЕТРИЧНЫХ ТЕЛ В ЖИДКОСТЯХ

Для определения скорости движения некоторых видов частиц чаще всего используют зависимости, выведенные для частиц шарообразной формы. Это вызвано тем, что движение шарообразных частиц изучено наиболее полно. Для использования соотношений, выведенных для шара, вводят так называемый коэффициент формы. Естественно, что здесь многообразие форм частиц будет соответствовать множеству коэффициентов форм. Однако, если иметь дело в технологическом процессе с одним видом частиц, то таким образом задача в какой-то степени может быть решена. Отметим, что отличие движения частиц определенной формы от движения шара проявляется для разных чисел Рейнольдса неодинаково. Так, опытные значения коэффициентов сопротивления диска (рис. 1) до чисел $Re \approx 50$ мало отличается от соответствующих значений коэффициента сопротивления шара [1]. При $Re > 50$ эти различия становятся весьма существенными. Такая же картина наблюдается и для других форм частиц. При расчетах же коэффициент формы для определенного вида частиц считается постоянным и не зависящим от числа Рейнольдса.

Рассмотрим движение некоторых осесимметричных форм тел и покажем, что выведенные ранее зависимости для случая движения шара можно использовать для определения скоростей движения частиц произвольной формы.

Рис.1. Опытные зависимости $\Psi = f(Re)$ для шаров (1), удлиненных круглых цилиндров (3) при $L/d > 100$ и дисков (2).



Исследования движения геометрических форм (конусов, конусов в комбинации с полушариями, полушарий, цилиндров и т.д.) не имеют систематического характера и в большинстве случаев выполнены для определенных рейнольдсовых чисел, соответствующим условиям опыта при продувке в аэродинамических трубах.

Ранние работы в этом направлении были проделаны фон-Леслеем, Ренаром, Кановетти; более тщательные исследования принадлежат Эйфелю [2]. В настоящее время данному вопросу посвящен ряд исследований [3--5].

Из осесимметричных тел разной формы опытным путем наиболее изучено движение бесконечно длинных круглых цилиндров ($\frac{L}{d} > 100$, где L , d — длина и диаметр цилиндра). Бесконечно длинные цилиндры движутся так, что их ось направлена перпендикулярно направлению движения.

Опытный график зависимости $\Psi = f(Re)$ для случая движения бесконечно длинных цилиндров известен давно. Для суждения об этом предмете будем использовать обобщенный график зависимости $\Psi = f(Re)$, опубликованный в работе [3].

Из теоретических зависимостей $\Psi = f(Re)$ для случая бесконечно длинных цилиндров известна лишь формула Ламба [3]

$$(\Psi_{\infty} Re_{\infty})_{d/L \rightarrow 0} = \frac{8\pi}{\frac{1}{2} - \gamma - \ln \frac{1}{8} Re_{\infty}}, \quad (1)$$

где $\gamma = 0,577$ — постоянная Эйлера. Эта формула дает удовлетворительные результаты при $Re < 1,0$.

На основе использования зависимостей, выведенных для шара, можно получить общее выражение для $\psi = f(Re)$ при движениях бесконечно длинных цилиндров.

Будем рассматривать движение равновеликих шаров и цилиндров в одной и той же жидкости при одинаковых условиях. Тогда

$$Re_{\text{ц}} = \frac{v_{\text{ц}} d_{\text{ц}} \rho}{\mu}; \quad Re_{\text{ш}} = \frac{v_{\text{ш}} d_{\text{ш}} \rho}{\mu}; \quad \frac{Re_{\text{ц}}}{Re_{\text{ш}}} = \frac{v_{\text{ц}} d_{\text{ц}}}{v_{\text{ш}} d_{\text{ш}}}$$

(все величины с индексом "ц" относятся к цилиндру, с индексом "ш" - к шару).

Диаметр шара равновеликого цилиндру равен

$$d_{\text{ш}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} d_{\text{ц}}^2 L_{\text{ц}}}.$$

Обозначим $\frac{v_{\text{ц}}}{v_{\text{ш}}} = x$; $\frac{L_{\text{ц}}}{d_{\text{ц}}} = y$. Тогда

$$\frac{Re_{\text{ц}}}{Re_{\text{ш}}} = \frac{x}{\sqrt[3]{1,5y}}. \quad (2)$$

Известно, что сила сопротивления движению цилиндра равна

$$F = \psi_{\text{ц}} d_{\text{ц}} L_{\text{ц}} \frac{\rho v_{\text{ц}}^2}{2} = \frac{\pi d_{\text{ц}}^2}{4} L_{\text{ц}} \Delta \rho g,$$

а шара

$$F = \psi_{\text{ш}} \frac{\pi d_{\text{ш}}^2}{4} \frac{\rho v_{\text{ш}}^2}{2} = \frac{1}{6} \pi d_{\text{ш}}^3 \Delta \rho g;$$

$$\psi_{\text{ц}} = \frac{\pi d_{\text{ц}} \Delta \rho g}{2 \rho v_{\text{ц}}^2}; \quad \psi_{\text{ш}} = \frac{4}{3} \frac{d_{\text{ш}} \Delta \rho g}{\rho v_{\text{ш}}^2};$$

$$\frac{\psi_{\text{ц}}}{\psi_{\text{ш}}} = \frac{3}{8} \pi \frac{1}{x^2 \sqrt[3]{1,5y}}. \quad (3)$$

Предположим, что для эквивалентных цилиндра и шара одному и тому же значению x всегда соответствует одно и то же значение y . Тогда для заданных значений x и y

$$\frac{Re_{\Pi}}{Re_{\text{ш}}} = k_1; \quad \frac{\psi_{\Pi}}{\psi_{\text{ш}}} = k_2,$$

где $k_1 = \frac{x}{\sqrt[3]{1,5 y}}$,

а $k_2 = \frac{3}{8} \pi \frac{1}{x^2 \sqrt[3]{1,5 y}}$.

Так как при $Re \leq 7000$ [6]

$$\psi_{\text{ш}} = \frac{A}{Re_{\text{ш}}} + \frac{B}{\sqrt{Re_{\psi_{\text{ш}}}}} + C_d, \quad (4)$$

то подставляя в (4) $\psi_{\text{ш}} = \frac{\psi_{\Pi}}{k_2}$ и $Re_{\text{ш}} = \frac{Re_{\Pi}}{k_1}$, получим

$$\psi_{\Pi} = \frac{Ak_2 k_1}{Re_{\Pi}} + \frac{Bk_2 \sqrt{k_1}}{\sqrt{Re_{\Pi}}} + C_d k_2 \quad (5)$$

или

$$\psi_{\Pi} = \frac{A'}{Re_{\Pi}} + \frac{B'}{\sqrt{Re_{\Pi}}} + C'_d. \quad (6)$$

Значения постоянных коэффициентов $A' = 4,2$; $B' = 5,0$; $C'_d = 0,8$ определены на основе опытного графика зависимости $\psi = f(Re)$ [3] с учетом минимума расхождений опытных и расчетных величин.

На рис. 2 сопоставляются расчетные и опытные значения ψ для соответствующих значений Re . Совпадение расчетных и опытных значений наблюдается для всего исследованного диапазона чисел Рейнольдса.

В случае движения цилиндров конечных размеров ($L_{\Pi}/d_{\Pi} < 100$) коэффициент сопротивления и скорость зависят не только от диаметра цилиндра, но и от его удлинения $\frac{L_{\Pi}}{d_{\Pi}}$. Некоторые данные о влиянии удлинения цилиндра на коэффициент сопротивления ψ имеются в работе [2]. Известны исследования зависимости $\psi = f(Re)$ для определенного значения L_{Π}/d_{Π}

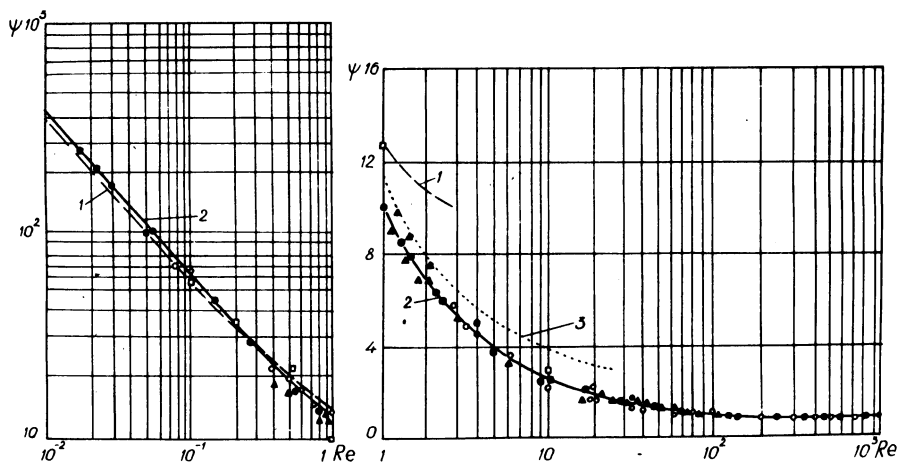


Рис. 2. Сопоставление расчетных и опытных данных [3] о движении удлиненных цилиндров ($L/d > 100$): 1—по формуле Ламба; 2—по формуле (6); 3—по формуле Bairstow.

[4]. Можно показать, что и эти опытные данные удовлетворительно согласуются с расчетными по (6).

Для определения скорости движения цилиндров любого удлинения нами проведены эксперименты, где скорость движения цилиндров различных удлинений сопоставлялась со скоростями равновеликих шаров. Исследовались скорости падения шаров и цилиндров из органического стекла ($\gamma = 1,187 \text{ г/см}^3$) в воде при температуре 18°C . Шары и цилиндры падали в трубе диаметром 120 см и высотой 340 см. Время падения измерялось с помощью механического секундомера с точностью до 0,1 с на участке 200 см. Первый створ был расположен на расстоянии 120 см от места пуска с тем, чтобы исключить влияние первоначального ускоренного участка движения.

Опытный график зависимости $\frac{V_{II}}{V_{III}} = f\left(\frac{d_{II}}{L_{II}}\right)$, построенный по результатам исследований относительных скоростей цилиндров, равновеликих шару (диаметр 1,626 см и скорость падения 30 см/с), приведен на рис. 3. Подобная зависимость

Рис. 3. Опытный график зависимости $v_{ц}/v_{ш} = f(d_{ц}/L_{ц})$ при движении цилиндров в воде ($t = 18^{\circ}\text{C}$) в различных зонах (I, II, III)

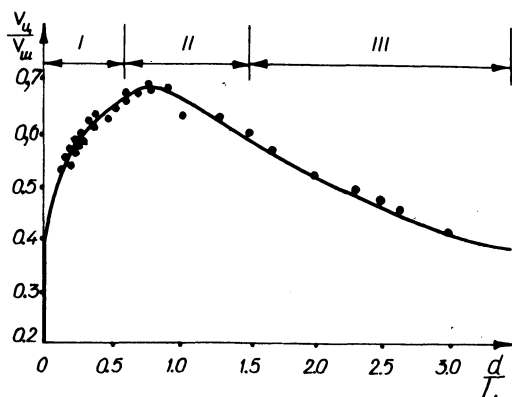
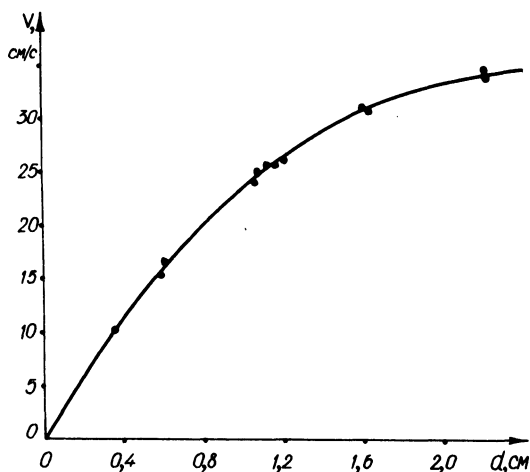


Рис. 4. Опытный график зависимости $v = f(d)$ для шаров из органического стекла ($\gamma = 1,187$) в воде ($t = 18^{\circ}\text{C}$).



наблюдается и при движении цилиндров других объемов (табл. 1). В этом случае скорости равновеликих цилиндру шаров определялись по опытному графику зависимости $v_{ш} = f(d_{ш})$ (рис. 4).

При движении цилиндров можно наметить три зоны. В первой зоне цилиндр движется относительно оси перпендикулярно направлению движения. Эта зона охватывает пределы $d_{ц}/L_{ц}$ до 0,6. Вторая зона лежит в пределах $d_{ц}/L_{ц}$ от 0,6 до 1,5. В этой зоне цилиндр не имеет определенной ориентации и при движении переворачивается. Третья зона характеризуется отношением $d_{ц}/L_{ц} > 1,5$. В этой зоне цилиндры движутся относительно оси по направлению движения.

Таблица 1. Скорости движения цилиндров и шаров

Но- мер п/п	Вес ци- линдра, г	Эквива- лентный диаметр шара, см	$V_{ш}$, см/с, (опыт)	$\frac{d_{ц}}{L_{ц}}$	$\frac{V_{ц}}{V_{ш}}$ (опыт)	$\frac{V_{ц}}{V_{ш}}$ (расчет по (7))
1	2,6839	1,6216	30,00	0,259	0,571	0,570
2	3,1323	1,710	30,50	0,298	0,580	0,585
3	5,1334	2,017	32,50	0,514	0,641	0,645
4	3,0207	1,703	30,50	0,390	0,610	0,615
5	2,5432	1,562	29,50	0,359	0,603	0,605
6	2,6826	1,591	29,70	0,527	0,650	0,645
7	1,6504	1,352	27,20	0,286	0,598	0,580
8	3,1447	1,676	30,50	0,570	0,638	0,655
9	5,3607	2,001	32,50	0,808	0,697	0,665
10	3,5877	1,752	31,20	0,707	0,683	0,665
11	3,1696	1,682	30,40	0,833	0,685	0,660
12	3,1138	1,671	30,30	1,016	0,645	0,640
13	1,8953	1,418	28,00	0,876	0,682	0,660
14	1,2908	1,247	26,00	0,754	0,695	0,664
15	0,9686	1,150	25,00	0,578	0,650	0,665
16	3,1265	1,710	30,60	1,733	0,560	0,555
17	3,1611	1,714	30,60	1,705	0,560	0,560
18	3,1012	1,705	30,55	1,830	0,551	0,550
19	3,0842	1,702	30,55	1,520	0,583	0,585
20	2,6524	1,620	30,00	1,980	0,561	0,530
21	1,7949	1,421	28,00	1,415	0,630	0,595
22	1,8215	1,427	28,15	1,402	0,613	0,610
23	0,9042	1,155	25,00	1,020	0,640	0,640
24	1,6654	1,385	27,60	1,225	0,590	0,620
25	1,8811	1,426	28,10	2,050	0,521	0,525
26	1,3324	1,286	26,50	1,885	0,547	0,540
27	2,4645	1,581	29,50	3,000	0,420	0,420
28	0,8350	1,102	24,00	2,290	0,500	0,500
29	0,6991	1,038	23,30	2,250	0,500	0,500
30	0,8418	1,105	24,00	2,730	0,447	0,450
31	0,8918	1,126	24,50	2,940	0,428	0,420

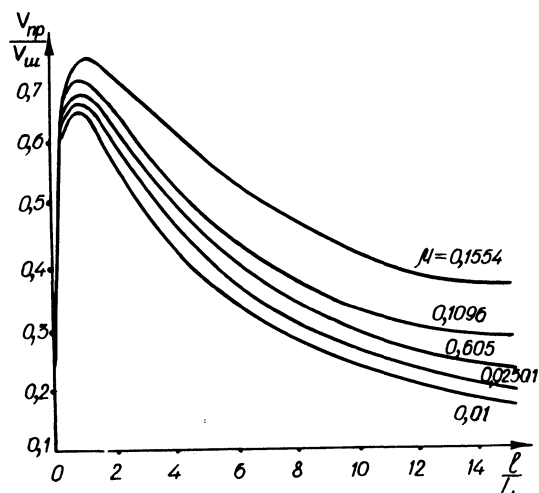


Рис. 5. Сопоставление расчетных данных при падении призматических тел в воде и водно-глицериновых растворах различной вязкости (μ).

Подобная зависимость наблюдается и при движении призматических тел с квадратным поперечным сечением (l -- сторона квадрата). Нами исследованы относительные скорости призматических тел с различным удлинением из органического стекла в воде и водно-глицериновых растворах различной вязкости. Опытный график зависимости $\frac{V_{пр}}{V_{ш}} = f\left(\frac{l_{пр}}{L_{пр}}\right)$ представлен на рис. 5.

Опытные графики зависимости

$$\frac{v_{ц}}{v_{ш}} = f\left(\frac{d_{ц}}{L_{ц}}\right), \quad \frac{v_{пр}}{v_{ш}} = f\left(\frac{l_{пр}}{L_{пр}}\right)$$

аппроксимируются зависимостью

$$\frac{v}{v_{ш}} = \frac{z}{az^2 + bz + c}, \quad (7)$$

где z -- удлинение тела (для цилиндров $z = d_{ц}/L_{ц}$, для призматических тел $z = l_{пр}/L_{пр}$); a, b, c -- постоянные

для заданных условий коэффициенты; $a = 0,31 - 0,01\mu$; $b = 1,0$; $c = 0,21$ (μ -- динамический коэффициент вязкости).

Приближенный расчет скорости осаждения частиц произвольной формы можно свести к расчету скорости движения призматических тел по формуле (7) с разделением всех возможных форм тел на три класса призматических:

1) удлинненные (игольчатые) частицы с отношением поперечного размера к длине менее единицы; 2) частицы, размеры которых примерно равны во всех направлениях; 3) плоские (чешуйчатые) частицы с отношением толщины к длине больше единицы.

Скорость движения шаров, равновеликих цилиндрам, можно определить по формуле (7)

$$V_{ш} = - \frac{2,85\mu}{\pi(k+d/12)\rho} + \sqrt{\left[\frac{2,85\mu}{\pi(k+d/12)\rho} \right]^2 + \frac{d^2 \Delta\rho g}{3(k+d/12)\rho}}, \quad (8)$$

где $k = \frac{3,68}{\sqrt[3]{\frac{\Delta\rho\rho g}{\mu^2}}}$; d -- диаметр шара; ρ, μ -- плотность

и динамический коэффициент вязкости среды; $\Delta\rho$ -- разность плотностей среды и шара; g -- ускорение силы тяжести.

Л и т е р а т у р а

1. Lapple C.E., Shepherd C.B. Calculation of particle Trajectories. - "Ind. Eng. Chem.", 1940, т. 32, № 5.
2. Красноперов Е.В. Экспериментальная аэродинамика, ч. 2. Опытные данные о силах сопротивления тел простейших форм. Л.--М., 1935.
3. Jayaweera K.O.L.F, Mason B.J. The behaviour of freely falling cylinders and cones in a viscous fluid. -- "J. Fluid Mech.", 1965, v. 22.
4. Chrisiansen E.B., Barker D.H. The effect shape and Density on the Free Settling of Particles at high Reynolds numbers. - "A.J.Ch. Journal", 1965, v. 11, № 1.
5. Marchildon E.K., Clamen A., Janvin W. Drag and Oscillatory Motion of Freely Falling Cylindrical Particles. - "The Canadian Journal of Chem Engineering", 1964, august.
6. Кравцов М.В., Суворов В.В. К вопросу седиментации частиц сферической формы. -- В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 1. Минск, 1971.

УРАВНЕНИЕ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ В ПЕРФОРИРОВАННЫХ ТРУБОПРОВОДАХ ПОСТОЯННОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ С УЧЕТОМ ЗАКОНА РАЗДАЧИ РАСХОДА ВДОЛЬ ПУТИ

В водохозяйственном строительстве находят широкое применение перфорированные трубопроводы (мелиорация, гидроэнергетика, водоснабжение и др.). Определение закономерностей изменения пьезометрического давления по длине перфорированных трубопроводов в зависимости от расхода вдоль пути является основным условием разработки надежной и экономически эффективной работы трубопроводов для заданного режима истечения. Предлагаемые большинством авторов [1, 2, 3] расчетные зависимости получены на основании предположения о равномерном распределении жидкости вдоль пути, что справедливо при конструктивном отношении (отношении площади всех отверстий стенки дырчатой трубы к площади ее поперечного сечения ($k_{\omega} < 0,4$) [4]). С увеличением конструктивного отношения ($k_{\omega} > 0,4$) равномерность раздачи жидкости через отверстия нарушается и применение указанных зависимостей снижает точность расчета.

В работе [5] предпринята попытка учесть неравномерность раздачи жидкости по длине трубопровода. Однако предлагаемая методика расчета достаточно сложна, что затрудняет ее практическое применение. Кроме того, в приведенных зависимостях принимается коэффициент гидравлического трения по длине трубопровода λ постоянным, с чем нельзя согласиться, так как с изменением скорости движения жидкости вдоль перфорированного трубопровода коэффициент λ также будет изменяться.

В настоящей работе предлагается вывод зависимости для определения пьезометрического давления в перфорированных трубопроводах с учетом линейного приращения расхода вдоль дырчатой трубы (производная $\frac{dQ}{dx}$), изменения коэффициента гидравлического трения λ и проекции скорости отделяемых частиц на направление скорости основного потока.

Вначале установим закон изменения распределяемого расхода вдоль пути. Выделив участок трубы длиной dx , будем считать, что движение здесь происходит с равномерным отделением расхода $q = k \frac{Q}{l}$ на каждую единицу длины пути, где k -- параметр, учитывающий интенсивность распределения воды дырчатой трубой. Тогда вытекающий на этом участке

расход будет равен

$$dQ = q dx = k \frac{Q}{L} dx.$$

При раздаче $Q_{x+dx} < Q_x$, т.е. значение dQ будет отрицательным и $dQ = -k \frac{Q}{L} dx$.

Решая данное уравнение, получаем

$$Q = Q_0 \exp \left(-k \frac{x}{L} \right), \quad (1)$$

откуда $k = \frac{\ln Q_0 - \ln Q}{x} L$. Здесь Q -- расход в рассматриваемом сечении; Q_0 -- начальный расход; x -- расстояние до рассматриваемого сечения; L -- длина трубопровода.

Из уравнения (1) видно, что изменение расхода по длине происходит по показательному закону.

Установив закон распределения расхода вдоль перфорированной трубы, выведем уравнение движения жидкости с раздачей расхода, используя дифференциальное уравнение движения потока с переменной массой [1, 6]. Для случая установившегося движения и горизонтального трубопровода уравнение имеет вид

$$\frac{\alpha v dv}{g} + d \left(\frac{p}{\gamma} \right) + i_f dx + \frac{\alpha}{g} (v - \theta) dv, \quad (2)$$

где α -- корректив скорости; dp -- градиент давления; γ -- удельный вес жидкости; v -- средняя скорость потока; i_f -- сила гидравлических сопротивлений трению; θ -- проекция скоростей, отделяемых частиц на направление скорости основного потока; g -- ускорение силы тяжести.

Определяем значение отдельных членов, входящих в уравнение (2).

Среднюю скорость по длине перфорированного трубопровода определяем по зависимости

$$v = \frac{Q_0}{\omega} \exp \left(-k \frac{x}{L} \right). \quad (3)$$

При постоянном ω производная скорости по длине

$$\frac{dv}{dx} = -k \frac{Q_0}{\omega L} \exp \left(-k \frac{x}{L} \right). \quad (4)$$

Известно, что потеря напора на трение между сечениями в трубопроводах определяется по формуле Дарси

$$dh_w = i_f dx = \lambda \frac{dx}{D} \frac{v^2}{2g}, \quad (5)$$

где D — диаметр трубопровода; λ — коэффициент гидравлического трения трубопровода при средней скорости, изменяющейся вдоль пути.

Для определения коэффициента λ предложено большое количество эмпирических формул в зависимости от области сопротивления. В дальнейших расчетах используем формулу, которая справедлива для всей области турбулентного течения [7]:

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{k_\varepsilon}{D} + \frac{68\nu}{vD} \right)^{0,25}, \quad (6)$$

где k_ε — абсолютная эквивалентная шероховатость трубопровода; ν — кинематический коэффициент вязкости.

После интегрирования получим уравнение потерь напора, учитывающее изменение скорости и коэффициента гидравлического трения по длине λ :

$$h_w = 0,11 \left(\frac{k_\varepsilon}{D} + \frac{68\nu}{v_o D} \right)^{0,25} \frac{L}{D} \frac{v_o^2}{2g} \times \\ \times \exp \left(-1,75k \frac{x}{L} \right) \frac{1}{1,75k} = A \frac{\lambda_o L}{D} \frac{v_o^2}{2g} \frac{1}{1,75k}, \quad (7)$$

где $A = \exp \left(-1,75k \frac{x}{L} \right)$ — коэффициент перехода от λ_o в начальном сечении к λ в любом сечении перфорированного трубопровода.

Как видно из уравнения (7), значения λ с непрерывной раздачей жидкости существенно отличаются от значения λ при равномерном движении и зависят от интенсивности распределения воды по длине (параметр k) и соотношения расстояния до рассматриваемого сечения к общей длине трубопровода $\left(\frac{x}{L} \right)$.

Значения θ определяем по формуле А.И. Егорова [2]

$$\theta = v_\Pi \cos \left(1,155 \frac{\delta}{d_o} \right), \quad (8)$$

где V_{Π} -- скорость потока; δ -- толщина стенки трубопровода; d_o -- диаметр отверстия.

Подставив в формулу (8) значения V_{Π} из (3), получаем

$$\theta = \frac{Q_o}{\omega} \exp \left(-k \frac{x}{L} \right) \beta, \quad (9)$$

где $\beta = \cos 1,155 \frac{\delta}{d_o}$.

Подставляя (3), (4), (6), (9) в уравнение (2) и интегрируя при постоянном ω , k , D , получаем уравнение

$$h + \frac{Q_o^2}{2g\omega^2} \exp \left(-2k \frac{x}{L} \right) \left[2\alpha - \beta - N \exp \left(0,25k \frac{x}{L} \right) \right] = C, \quad (10)$$

где $N = \lambda_o \frac{L}{D} \frac{1}{1,75k}$, $\frac{P}{\gamma} = h$.

Постоянную интегрирования C определяем из граничных условий при $x=0$, $h = h_n$:

$$C = h_n + \frac{Q_o^2}{2g\omega^2} (2\alpha - \beta - N). \quad (11)$$

Тогда уравнение (10) будет иметь вид

$$h_n - h = \frac{Q_o^2}{2g\omega^2} \left\{ \exp \left(-2k \frac{x}{L} \right) \left[2\alpha - \beta - N \exp \left(0,25k \frac{x}{L} \right) \right] + N + \beta - 2\alpha \right\}. \quad (12)$$

Представим уравнение (13) в безразмерной форме, разделив все члены на $\frac{V_o^2}{2g}$:

$$\eta = \frac{h_n - h}{\frac{V_o^2}{2g}} = \exp \left(-2k \frac{x}{L} \right) \left[2\alpha - \beta - N \exp \left(0,25k \frac{x}{L} \right) \right] + N + \beta - 2\alpha. \quad (13)$$

Уравнение (13) описывает изменение напора вдоль перфорированного трубопровода на участке, где имеет место отток воды с учетом закона изменения расхода вдоль пути.

Для анализа пьезометрических напоров вдоль трубопровода с непрерывной раздачей используем формулу (14). Взяв первую производную функцию и приравняв ее к нулю, определяем значение x , соответствующее экстремальным значениям η :

$$\exp(-2k\frac{x}{L})(\beta - 2\alpha) + 0,875N \exp(-1,75k\frac{x}{L}) = 0.$$

После преобразования находим

$$x = \frac{\ln(2\alpha - \beta) - \ln 0,875N}{0,25k} L. \quad (14)$$

При решении уравнения (15) могут быть следующие случаи:

$$1) 2\alpha - \beta > 0,875 N ; \quad x > 0 ,$$

т.е. экстрема с $h_{\max}$ или $h_{\min}$ устанавливается в промежутке между начальным и конечным сечениями дырчатой трубы;

$$2) 2\alpha - \beta = 0,875 N ; \quad x = 0 ,$$

т.е. экстрема с $h_{\max}$ или $h_{\min}$ устанавливается в начальном сечении трубы;

$$3) 2\alpha - \beta < 0,875 N ; \quad x < 0 ,$$

т.е. экстремы в интервале между начальным и конечным сечениями не существует.

Характер изменения пьезометрической линии можно производить через критерий F , который определяется в предельном случае из равенства (10) при $h=0$ и $x=L$:

$$F = \frac{(2\alpha - \beta)D 1,75k [\exp(-2k) - 1]}{\lambda_0 L [\exp(-1,75k) - 1]} \quad (15)$$

При $F > 1$ имеем короткие распределители, давление вдоль перфорированной трубы увеличивается. При $F = 1$ — предельно короткие распределители, для которых значения пьезометрического напора в их начале и в конце равны между собой. При $F < 1$ — длинные распределители, давление по направлению течения жидкости уменьшается.

Последние соотношения могут быть использованы как критерии, аналогичные критериям Я. Т. Ненько [6] при конструктивном отношении $K_\omega > 0,4$.

В ы в о д ы

1. Установлено, что значения коэффициента гидравлического трения в трубопроводах с непрерывной раздачей жидкости существенно отличаются от коэффициента λ при равномерном движении. Предложено определять значения коэффициента λ в любом сечении по длине трубопровода от начального сечения через поправочный переходный коэффициент $A = \exp(-1,75 k \frac{x}{L})$.

2. Описано уравнение движения жидкости при распределении воды перфорированным трубопроводом постоянного поперечного сечения с учетом принятого закона изменения расхода вдоль пути.

Л и т е р а т у р а

1. Петров Г.А. Гидравлика переменной массы. Харьков, 1964.
2. Егоров А.И. Распределение воды дырчатыми трубами с постоянным шагом отверстий. — "Труды института ВОДГЕО", 1972, вып. 36.
3. Смыслов В.В., Константинов Ю.М. К расчету дырчатых труб с раздачей расхода вдоль пути. — В сб. : Гидравлика и гидротехника. Вып. 12. Киев, 1971.
4. Клячко В.А., Апельцин И.Э. Очистка природных вод. М., 1971.
5. Смыслов В.В., Езерский Н.О. Анализ уравнения движения жидкости в трубопроводах с переменной раздачей вдоль пути. — В сб. : Гидравлика и гидротехника. Вып. 18. Киев, 1974.
6. Ненько Я.Т. О движении жидкости с переменной вдоль потока массой. Харьков, 1938.
7. Альтшуль А.Д. Киселев П.Г. Гидравлика и аэродинамика. М., 1965.

А.И. Куприн, Е.К. Седых, А.М. Тихонцов

МЕТОД РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ СЕЧЕНИЯ ОТКРЫТОГО ПОТОКА ПУЛЬПЫ НА ЗАКРУГЛЕНИЯХ

Движение пульпы на закруглениях (в коленах) характеризуется прежде всего изменением величины и формы живого сечения потока.

Под действием центробежной силы в желобе с внутренней стороны закругления уменьшается глубина потока, вследствие

чего создаются условия для остановки крупных твердых частиц.

Уровень жидкости у внешней стенки значительно увеличивается, что может приводить к переливу воды через борт. Кроме этого, на повороте образуются более или менее значительные зоны, в которых наблюдаются вихри и противотоки жидкости.

В настоящей работе приводятся формулы, необходимые для расчета геометрических параметров потока прямоугольной формы на закруглении (высота внешней стенки на закруглениях, угол наклона дна желоба в поперечном сечении к горизонту и др.). Определение этих параметров позволяет более обоснованно вести проектирование трасс безнапорного гидротранспорта.

Найдем разницу уровней жидкости у внешней и внутренней стенок желоба, исходя из дифференциального уравнения Гюйгенса для свободной поверхности [1]:

$$Xdx + Ydy + Zdz = 0, \quad (1)$$

где X , Y , Z — проекции сил, действующих на единицу массы ($m = 1 \frac{\text{кг} \cdot \text{с}^2}{\text{м}}$) жидкости в месте закругления.

Интегрируя уравнение (1), получим

$$h = 2,3 \frac{v_3^2}{g} \lg \frac{R}{r}, \quad (2)$$

где v_3 — средняя скорость движения пульпы на закруглении; R — радиус закругления наружной стенки желоба; r — радиус закругления внутренней стенки желоба.

Непосредственно по формуле (2) еще нельзя определить величину h , а следовательно, и другие параметры сечения потока на закруглениях, так как неизвестен радиус закругления r .

Чтобы получить расчетные формулы, с помощью которых можно определить абсолютные размеры живого сечения потока на закруглении, считаем, что свободная поверхность жидкости в сечении представляется прямой линией. Это можно предположить на основании того, что ширина желобов, применяющихся в промышленности, относительно невелика.

Определим, например, погрешность этого допущения, если $r = 1,2$ м; $R = 1,6$ м; $v_3 = 2,5$ м/с. Превышение h , если его определить по формуле (2), будет равно

$$h = 2,3 \frac{2,5^2}{9,8} \lg \frac{1,6}{1,2} = 0,183 \text{ м.}$$

Превышение h'_0 в середине желоба, определенное по той же формуле, равно

$$h'_0 = 2,3 \frac{2,5^2}{9,8} \lg \frac{1,4}{1,2} = 0,096 \text{ м.}$$

Превышение h''_0 в середине желоба при допущении, что проекция свободной поверхности на вертикальную плоскость представляется в виде прямой линии, будет равно

$$h''_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,183}{2} = 0,0915 \text{ м.}$$

Таким образом, для практических расчетов можно считать, что

$$h'_0 = h''_0 \quad (3)$$

Определим геометрические размеры живого сечения потока на закруглениях вначале при условии, что дно желоба в поперечном сечении располагается горизонтально (рис. 1, а, б, в).

Площадь поперечного сечения потока ω_3 закруглений с достаточной степенью точности можно определить так:

$$\omega_3 = \frac{1}{2} b_3 h \quad (4)$$

или

$$\omega_3 = \frac{2h_{в.з} + h}{2} b_0, \quad (5)$$

где b_3 -- ширина части желоба на закруглении, находящейся под водой; $h_{в.з}$ -- глубина потока жидкости у внутренней стенки закругления; b_0 -- ширина желоба на закруглении.

На основании неразрывности (сплошности) потока можно написать:

$$\omega_0 v_0 = \omega_3 v_3, \quad (6)$$

где ω_0 -- площадь живого сечения потока до закругления; v_0 -- средняя скорость движения потока до закругления; ω_3 -- площадь живого сечения потока в месте закругления.

$$\text{или} \quad (R - r) \frac{h}{2} = \frac{1}{k_3} b_o h_o . \quad (10)$$

$$\text{Отсюда} \quad h = \frac{2b_o h_o}{k_3 (R - r)} . \quad (11)$$

Приравняв правые части равенства (2) и (11); получим

$$\frac{2b_o h_o}{k_3 (R - r)} = 2,3 \frac{v_3^2}{g} \lg \frac{R}{r} . \quad (12)$$

Находим

$$\frac{2b_o h_o}{k_3 (R - r)} = 2,3 \frac{k_3^2 v_o^2}{g} \lg \frac{R}{r} . \quad (13)$$

Из формулы (13) можно легко определить r , так как все остальные величины известны, а значение R выводим из соотношения

$$R = R_o + \frac{b_o}{2} , \quad (14)$$

где R_o -- радиус закругления по центру желоба,

$$R_o = (4 - 5)b_o . \quad (15)$$

После определения r найдем величину b_3 :

$$b_3 = R - r . \quad (16)$$

Величина b_3 , вычисленная по формуле (16), может быть равна, меньше или больше ширины желоба, а глубина потока жидкости у внутренней стенки желоба соответственно равна или больше нуля.

Если величина b_3 , найденная по формуле (16), будет равна или меньше b_o (рис. 1, а, б), то искомую величину h можно определить из выражения (11).

Если будет больше b_o (рис. 1, в), то величину h легко вычислить по формуле (2), так как значения r и R становятся известными, а величина h может быть определена из выражений (2), (5) - (8), т.е.

$$h_{в,з} = \frac{1}{k_3} h_o - 2,3 \frac{k_3^2 v_o^2}{2g} \lg \frac{R}{R-b_o} \quad (17)$$

Наблюдения за потоками в шахтных условиях [2] показали, что для большей гарантии исключения перелива воды на закруглении необходимо, чтобы высота внешней стенки была на 100 мм больше высоты, полученной по формуле (11). Это необходимо делать потому, что вследствие неравномерности движения твердых материалов в потоке их концентрация на закруглении временно может превышать расчетные значения.

Таким образом, окончательное определение высоты наружной стенки для случаев, изображенных на (рис. 1, а, б), следует производить по формуле

$$h_n = \frac{2 b_o h_o}{k_3 (R - r)} + 0,1 \text{ м.} \quad (18)$$

Для случая, изображенного на рис. 1, в, высоту наружной стенки желоба на закруглении можно найти по выражениям (2) и (17) с учетом гарантии исключения перелива жидкости на закруглении:

$$h_n = h + h_{в,з} + 0,1 \text{ м.} \quad (19)$$

Высота h_v внутренней стенки желоба на закруглении равна высоте прямолинейного участка желоба.

Следовательно, превышение Δh наружной стенки закругления по отношению к внутренней стенке для случаев, изображенных на рис. 1, а, б, должно быть определено по формуле

$$\Delta h = \frac{2 b_o h_o}{k_3 (R - r)} + 0,1 - h_v, \quad (20)$$

а превышение Δh наружной стенки закругления по отношению к внутренней стенке для случаев, изображенных на рис. 1, в, должно быть равно

$$\Delta h = h + h_{в,з} + 0,1 - h_v. \quad (21)$$

Нами найдены параметры сечения потока на закруглении при горизонтальном расположении дна желоба в поперечном сечении (рис. 1, б, в).

Заметим, что такое расположение желоба целесообразно только при перемещении однофазных жидкостей.

При перемещении потока жидкости, содержащего твердые частицы, в указанных случаях на закруглении под действием центробежной силы происходит крайне нежелательный сдвиг перемещаемого материала к внешней стенке и образование локальной зоны повышенной концентрации, что может служить причиной запруживания желобчатого става на всем его протяжении.

Для исключения прижатия частиц к внешней стенке желоба под действием центробежной силы, а следовательно, для более равномерного распределения твердых частиц по ширине желоб целесообразно укладывать на закруглении с некоторым углом α_1 к горизонту (рис. 1, г, д, е). Наклон дна желоба на угол α_1 способствует более равномерному распределению жидкости по ширине желоба в месте закругления.

Определить угол наклона дна желоба к горизонту можно по формуле [3]

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{v^2}{g R_0}, \quad (22)$$

где v — средняя скорость движения твердых частиц на закруглении; g — ускорение силы тяжести.

Средняя скорость движения твердых частиц на закруглении также пропорциональна средней скорости движения потока до закругления:

$$v = k_{3, \tau} v_0. \quad (23)$$

Для обеспечения угла наклона дна желоба на угол α_1 внутреннюю стенку желоба шириной b_0 на закруглении надо опустить или внешнюю поднять на высоту

$$h_1 = b_0 \sin \alpha_1. \quad (24)$$

Теперь определим геометрические параметры сечения потока на закруглении при условии, если $\alpha_1 > 0$.

По аналогии с выражением (9) для случая, изображенного на рис 1, д, можно написать

$$\frac{1}{2} - \frac{h - h_1}{\cos \alpha_1} \cdot b_3 = \frac{1}{k_3} b_0 h_0, \quad (25)$$

откуда

$$h = \frac{2b_o h_o \cos \alpha_1}{k_3 b_3} + h_1. \quad (26)$$

С другой стороны, высоту h можно вычислить по формуле (2), учитывая при этом, что радиусы R и r приближенно можно определить так:

$$r = R_o - \frac{b_o}{2} \cos \alpha_1, \quad (27)$$

$$R = R_o + \frac{b_o}{2} \cos \alpha_1 - (h - h_1) \operatorname{tg} \alpha_1. \quad (28)$$

Таким образом,

$$h = \frac{v_3^2}{g} 2,3 \lg \frac{R_o + \frac{b_o}{2} \cos \alpha_1 - (h - h_1) \operatorname{tg} \alpha_1}{R_o - \frac{b_o}{2} \cos \alpha_1}. \quad (29)$$

Решая систему уравнений (26) и (29), нетрудно найти величину b_3 .

Если b_3 окажется меньше, чем b_o (рис. 1, г), тогда для определения геометрических параметров сечения потока на закруглении можно пользоваться равенством, аналогичным (25):

$$\frac{1}{2} [h - h_1 + (b_o - b_3) \sin \alpha_1] \frac{b_3}{\cos \alpha_1} = \frac{1}{k_3} b_o h_o, \quad (30)$$

откуда

$$h = \frac{2b_o h_o \cos \alpha_1}{k_3 b_o} + h_1 - (b_o - b_3) \sin \alpha_1. \quad (31)$$

Высоту h можно определить также по формуле (2), имея в виду, что радиусы R и r приближенно находят по выражениям:

$$r = R_o + \frac{b_o}{2} \cos \alpha_1 - b_3 \cos \alpha_1, \quad (32)$$

$$R = R_o + \frac{b_o}{2} \cos \alpha_1 - [h + (b_o - b_3) \sin \alpha_1 - h_1] \operatorname{tg} \alpha_1. \quad (33)$$

Если b_3 окажется больше b_0 (рис. 1, е), для определения геометрических параметров сечения потока на закруглении следует воспользоваться равенствами (17)–(19).

В этом случае значение радиусов R и r находят так:

$$R = R_0 + \frac{b_0}{2} \cos \alpha_1 - (h_{B,3} + h) \sin \alpha_1, \quad (34)$$

$$r = R_0 - \frac{b_0}{2} \cos \alpha_1 - h_{B,3} \sin \alpha_1. \quad (35)$$

Таким образом, расчет геометрических параметров потока на закруглении для рассматриваемого случая можно вести, пользуясь уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{2}{k_3} h_0 - 2h_{B,3}; \\ h &= 2,3 \frac{v_3^2}{g} \lg \frac{R_0 + \frac{b_0}{2} \cos \alpha_1 - (h_{B,3} + h) \sin \alpha_1}{R_0 - \frac{b_0}{2} \cos \alpha_1 - h_{B,3} \sin \alpha_1} \end{aligned} \right\} (36)$$

При монтаже закруглений их следует надежно закреплять, так как возникающая центробежная сила, а также сила давления на внешнюю стенку закругления могут достигать значительных величин и приводить при некачественном монтаже к разрушению трассы желобчатого става.

Для вычисления значения коэффициентов k_3 и $k_{3,т}$ были проведены специальные эксперименты на лабораторной установке, которая включала стальной желоб шириной 175 мм, длиной 7 м; на конце желоба был смонтирован плавный поворот радиусом $R_0 = 4 \cdot b_0 = 700$ мм из листовой стали. Внутренняя сторона поворота была опущена на величину $h = 20$ мм. Установка имела также систему подачи воды, обеспечивающую стационарный поток, ленточный питатель для равномерной загрузки сыпучих материалов в поток воды. Уклон желоба изменялся от 0,01 до 0,07; расход воды от 0,8 до 11,2 л/с, число Рейнольдса от 3100 до 26400; число Фруда всегда было больше 1, т.е. потоки были бурными.

Обработка результатов экспериментов показывает, что величина коэффициентов k_3 и $k_{3,т}$ для оптимальных режи-

мов и наиболее употребительных уклонов изменяется в пределах:

для угля ($i=0,025\text{--}0,08$) $k=0,94$, $k_{\text{з.т}}=0,47\text{--}0,87$;

песчаника ($i=0,07\text{--}0,09$) $k_{\text{з}}=0,76$, $k_{\text{з.т}}=0,48\text{--}0,61$;

для алюминиевой стружки 0--25 мм ($i=0,01\text{--}0,02$) $k_{\text{з}}=0,92$ $k_{\text{з.т}}=0,25\text{--}0,45$

для чугуновой стружки 0--10 мм ($i=0,02\text{--}0,03$) $k_{\text{з}}=0,75$, $k_{\text{з.т}}=0,10\text{--}0,15$;

для стальной стружки 0--25 мм ($i=0,02\text{--}0,05$) $k_{\text{з}}=0,72$, $k_{\text{з.т}}=0,10\text{--}0,20$.

Л и т е р а т у р а

1. Богомолов А.И., Михайлов К.И. Гидравлика. М., 1972.
2. Тютиков Г.Т., Руднев Г.С., Куприн А.И. Лабораторные и промышленные исследования местных сопротивлений при безнапорном гидротранспорте. "Изв. вузов. Горный журнал", 1962, № 6.
3. Куприн А.И. Уменьшение местных гидравлических сопротивлений при безнапорном гидротранспорте угля. "Гидравлическая добыча угля", 1969, 4.

А.И. Куприн, Е.К. Седых,
А.М. Тихонцов, В.Г. Янковец

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ГРАНИЦ МАСШТАБНОГО ЭФФЕКТА ПРИ МОДЕЛИРОВАНИИ БЕЗНАПОРНОГО ГИДРОТРАНСПОРТА КРУПНОКУСКОВЫХ СЫПУЧИХ МАТЕРИАЛОВ

Безнапорный гидротранспорт является одним из основных звеньев гидромеханизации трудоемких и тяжелых процессов и используется, например, для удаления в отвалы грунта от места его выемки при строительстве гидротехнических сооружений, транспортировании металлической стружки и т.д.

Проблеме моделирования потоков, перемещающих твердые сыпучие материалы, посвящен ряд исследований, однако до сего времени нет четких рекомендаций по определению минимальных размеров модели, при которых масштабным эффектом можно пренебречь.

В настоящей статье описана разработанная авторами методика определения критического масштаба модели $\lambda_{\text{кр.}}$, начиная с которого процесс безнапорного гидротранспорта будет

автомодельным. В качестве примера для песчаника и стальной стружки определены минимальные размеры модели $\lambda_{кр}$.

Опыты проводились на моделях, имеющих различные размеры, при этом гранулометрический состав перемещаемых сыпучих материалов подготавливался с соблюдением законов геометрического подобия в соответствии с масштабами моделей. Если поток на первой самой малой модели имеет ширину

$B_1(\lambda_1=1)$, глубину h_1 и крупность перемещаемого материала a —с, то поток на второй модели имеет ширину $\lambda_2 B_1$, глубину $\lambda_2 h_1$, а крупность перемещаемого материала будет $\lambda_2 a$ — $\lambda_2 c$ и т.д., причем $\lambda_1 < \lambda_2 < \dots < \lambda_n$.

В опытах на моделях использовался один и тот же перемещаемый материал, что автоматически обеспечивало равенство плотности на модели и в натуре, коэффициента трения, критерия оценки формы частиц [1, 2]. В результате опытов получают основные зависимости удельного расхода q воды от масштаба модели при предельном нагружении потока, а также дополнительного уклона Δi , необходимого для определения скорости движения пульпы. Получив такие зависимости $q = f(\lambda)$ и $\Delta i = f(\lambda)$, нетрудно пересчитать результаты модели на натурные условия.

Для получения зависимостей $q = f(\lambda)$ и $\Delta i = f(\lambda)$ авторами были проведены опыты на разномасштабных моделях. В качестве перемещаемого материала использовался дробленый песчаник, имеющий различную крупность, и стальная стружка в смеси от всех типов станков. Опыты проводились на установке, устройство которой заключается в следующем. Самовсасывающий насос 4 типа СВМ (рис. 1) подает воду из отстойника 5 по трубопроводу 3 в напорный бак 2, имеющий устройство для поддержания постоянного уровня. Это устройство состоит из сливной камеры 4 и трубы 13 диаметром 150 мм, через которую переливается вся излишняя вода из бака. Кроме этого, в сливной камере имеется сигнальная трубка 11, через которую при достижении определенного уровня в баке вода сливается в приемную воронку и далее в отстойник 5. В бак подается заведомо больше воды, чем из него вытекает по трубопроводу 1. Для опорожнения напорного бака 4 после окончания работы открывается задвижка 12 и вода по трубе 6 сливается в отстойник. Бак является аккумулялирующей емкостью воды, необходимой для проведения трех-четырёх опытов, после чего снова включается насос для его заполнения.

Таким образом, все опыты выполнялись при выключенном насосе, что исключало вибрацию фундамента, а следовательно,

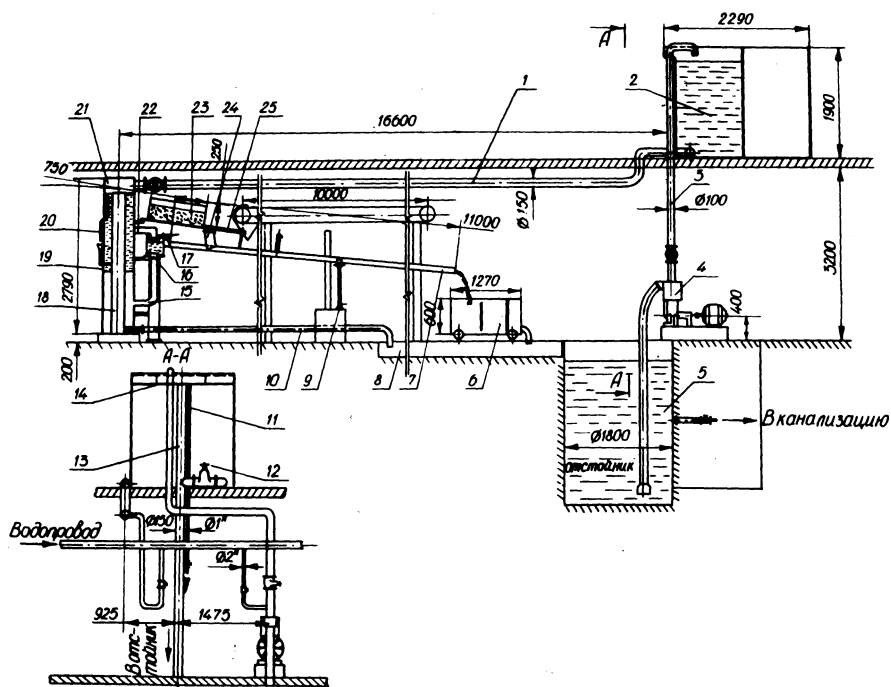


Рис. 1. Экспериментальная установка по определению основных параметров безнапорного гидротранспорта:
 1,3—трубопровод; 2—напорный бак; 4—самовсасывающий насос; 5—отстойник; 6—мерный бак; 7—желоб; 8—канал; 9—винтовой домкрат; 10,13,15,18—трубы; 11—сигнальная трубка; 12—затвор; 14—камера; 16—клапан; 17—рукоятка; 19—перегородка; 20—трубка; 21—колонна; 22—патрубок; 23—бункер; 24—лоток; 25—наклонная площадка.

и желоба в процессе эксперимента. По трубопроводу 1 вода подается в колонну 21, предназначенную для обеспечения постоянства расхода воды на желоб. Колонна представляет собой трубу диаметром 520 мм, разделенную по высоте на две части с помощью перегородки 19. Постоянство расхода воды обеспечивается поддержанием неизменного напора в течение всего времени проведения эксперимента и за счет постоянного диаметра диафрагмы, смонтированной на конце сливного патрубка 14. Излишняя вода, подаваемая в колонну 21, сливается через трубу 10 и канал в отстойник. Для визуального наблюдения за постоянством напора служит сигнальная трубка

20. Уровень трубки 20 располагается на 2 мм ниже, чем уровень трубы 18. Вода из патрубка 22 попадает в бак-успокоитель и из него в желоб 7, мерный бак 6 и по каналу в отстойник. В опытах применялись желоба съемные, стальные, прямоугольного сечения шириной от 34 до 275 мм и длиной от 2 до 11,5 м. Желоб одним своим концом шарнирно прикреплен к баку-успокоителю и имеет вторую опору, регулируемую по высоте с помощью винтового домкрата 9. Таким образом, уклон желоба может изменяться в пределах 0,00--0,135. Изменение расхода воды, подаваемой на желоб, обеспечивается за счет сменных диафрагм, выполненных из нержавеющей стали и имеющих калиброванный диаметр. Диаметры диафрагм составляют 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 80 мм.

Для загрузки твердого материала в желоб был использован бункер 22, который представляет собой металлический ящик без дна. Этот бункер располагался на наклонной площадке 24, к которой крепился лоток 23. При движении бункера с постоянной скоростью материал равномерно загружался через лоток в желоб. Конструкция лотка обеспечивает одинаковое направление векторов скоростей воды и твердых частиц в момент загрузки. Для возможности мгновенного прекращения подачи воды на желоб в момент отсечки служит клапан 16, приводимый в движение рукояткой 17. При открытии клапана вода из бака-успокоителя сливается по трубе 15.

Кроме этого, для загрузки твердого материала в поток жидкости использовался ленточный конвейер длиной 10 м. Загружаемый материал располагался равномерным слоем, скорость движения ленты была постоянной. Степень интенсивности загрузки обеспечивалась за счет изменения площади поперечного сечения материала на ленте. Строгое постоянство поперечного сечения материала по всей длине ленты, заданного для каждой серии опытов, обеспечивалось с помощью специального шаблона.

Для измерения расхода воды объемным методом служит мерный бак 6, имеющий водомерное стекло, перегородку с пробкой. Максимальная емкость мерного бака составляет 0,57 м³, время заполнения фиксировалось секундомером.

Опыты проводились в следующем порядке: вначале желоб устанавливался с определенным уклоном, затем в бункер питателя загружалась порция исследуемого материала необходимого веса. При помощи задвижки осуществлялась подача заданного количества воды в единицу времени на желоб. В процессе определения расхода воды с помощью мерного бака измерялась также глубина потока воды шпигельмасштабом, имеющим нони-

ус с ценой деления 0,1 мм. Для измерения глубины потока, имеющего гладкую свободную поверхность, наконечник шпиген-масштаба применяется в виде острой иглы, в случае же бурных потоков удобно пользоваться наконечником в виде лопатки шириной 4—5 мм.

При каждом уклоне и расходе воды измерялась скорость движения отдельных частиц исследуемых материалов. Затем материал из бункера разгружался равномерно в поток чистой воды и наблюдался характер движения пульпы. Транспортирующая способность по твердому стоку вычислялась как частное от деления объема или веса материала за время его движения по желобу, измеряемое секундомером.

Секундомер при этом включался, как только первая группа частиц твердого материала проходила полностью желобчатый став, и выключался, когда последние частицы материала проходили тот же став. Такой способ выяснения транспортирующей способности позволяет осреднять значение Q_T в процессе одного опыта, что является безусловным его преимуществом. Для нахождения максимально возможной транспортирующей способности каждый опыт при определенном уклоне и расходе повторялся 3—5 раз с постепенным увеличением нагрузки по твердому стоку, пока не было установлено минимально возможное время движения всего сыпучего материала, разгруженного из бункера, по желобу, при этом еще сохраняется надежное транспортирование твердых частиц.

Для нахождения действительной консистенции пульпы и других параметров потока делались отсечки пульпы. Для этого прекращалась подача на желоб, отсекался участок потока пульпы длиной 1 и в тот же момент под желоб подставлялся мерный бак. Вся пульпа, находящаяся на желобе, попадала в мерный бак. Объемное содержание жидкой и твердой фазы в пульпе находим с помощью специально изготовленного измерительного сосуда.

Описанный метод определения транспортирующей способности открытого потока хорошо зарекомендовал себя на протяжении многолетних исследований [4]. При его применении, однако, очень важно выполнить следующие четыре основных требования:

- 1) желоб должен иметь достаточную длину; 2) загрузка твердого материала в поток транспортирующей жидкости равномерная; 3) нагружение потока предельное; 4) продолжительность опытов достаточная.

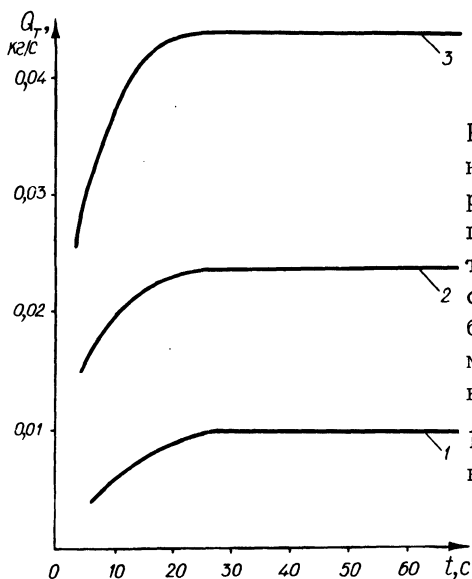


Рис. 2. Результаты определения зависимости транспортирующей способности открытого потока от времени загрузки твердым материалом (желоб стальной шириной 62,5 мм, глубина потока воды $h_b = 7$ мм, материал — стальная стружка крупностью $d_{cp} = 6,4$ мм):
1, 2, 3 — уклон желоба, соответственно $i = 0,07; 0,09; 0,11$.

Необходимость выполнения первого требования рассмотрена нами ранее [1]. Целесообразность выполнения второго и третьего разъяснения не требует, а необходимость выполнения последнего требования диктуется следующими обстоятельствами. Время движения материала по желобу можно разделить на три периода: I период — от начала загрузки до того момента, когда первые частицы переместились в мерный бак; II период — установившееся движение материала по желобу; III период — от момента окончания выгрузки материала из бункера до того момента, когда последняя группа частиц пройдет весь желоб.

В I и III периодах имеет место неустановившееся движение, причем количество материала по всей длине желоба непрерывно изменятся, в I периоде это количество увеличивается, а в III уменьшается. Как в I, так и в III периодах, имеет место неполное использование энергии водного потока.

Авторы провели предварительные опыты по определению транспортирующей способности потока в зависимости от времени загрузки твердого материала. Результаты исследований (рис. 2) показывают, что для постоянных условий эксперимента существует минимальное время загрузки t_{min} , после которого транспортирующая способность потока не изменяется. В последующих опытах время загрузки твердого материала в поток жидкости всегда было больше, чем t_{min} .

В табл. 1 указаны размеры поперечных сечений потоков, а также крупность сыпучего материала, используемого на каждой из моделей.

Все желоба были выполнены из стального проката, не имели стыков, порогов, сужений и расширений; коэффициент шероховатости был одинаков для всех желобов и равен 0,01. Предельный уклон каждой модели изменялся от 0,05 до 0,13; расход воды колебался от 0,02 до 11,2 л/с.

Таблица 1

Масштаб моделирования	$\lambda_1=1$	$\lambda_2=1,8$	$\lambda_3=3$	$\lambda_4=4$	$\lambda_5=5,2$	$\lambda_6=8$
Ширина желоба В, мм	34	62,5	100	135	175	275
Глубина потока воды h_B , мм						
до введения твердых частиц	1,6	3,0	4,8	6,5	8,4	13,0
после введения	5,4	10	16	21,6	28	43,0
Крупность частиц а --с, мм	1,5-3	26-5,4	4,5-9	6-12	8-16	12-24
	3-6	5,4-11	9-18	12-24	16-31	24-48
	5-10	9-18	15-30	20-40	26-52	40-80
	8-12	14-22	24-36	32-48	42-62	-
	0-12	0-22	0-36	0-48	0-62	-

Число Рейнольдса для потоков транспортирующей жидкости равнялось 730--50000:

$$Re = \frac{v_B R_B}{\nu}$$

Число Фруда было всегда больше 1, а значит, поток был бурным;

$$Fr = \frac{v_B^2}{g h_B}$$

где v_B -- скорость потока воды до введения твердых частиц; R_B -- гидравлический радиус сечения потока воды; ν -- вязкость воды.

Все опыты проводились при стационарном режиме движения жидкости; уклон желоба, расход воды, интенсивность загрузки материала в поток были стабильными.

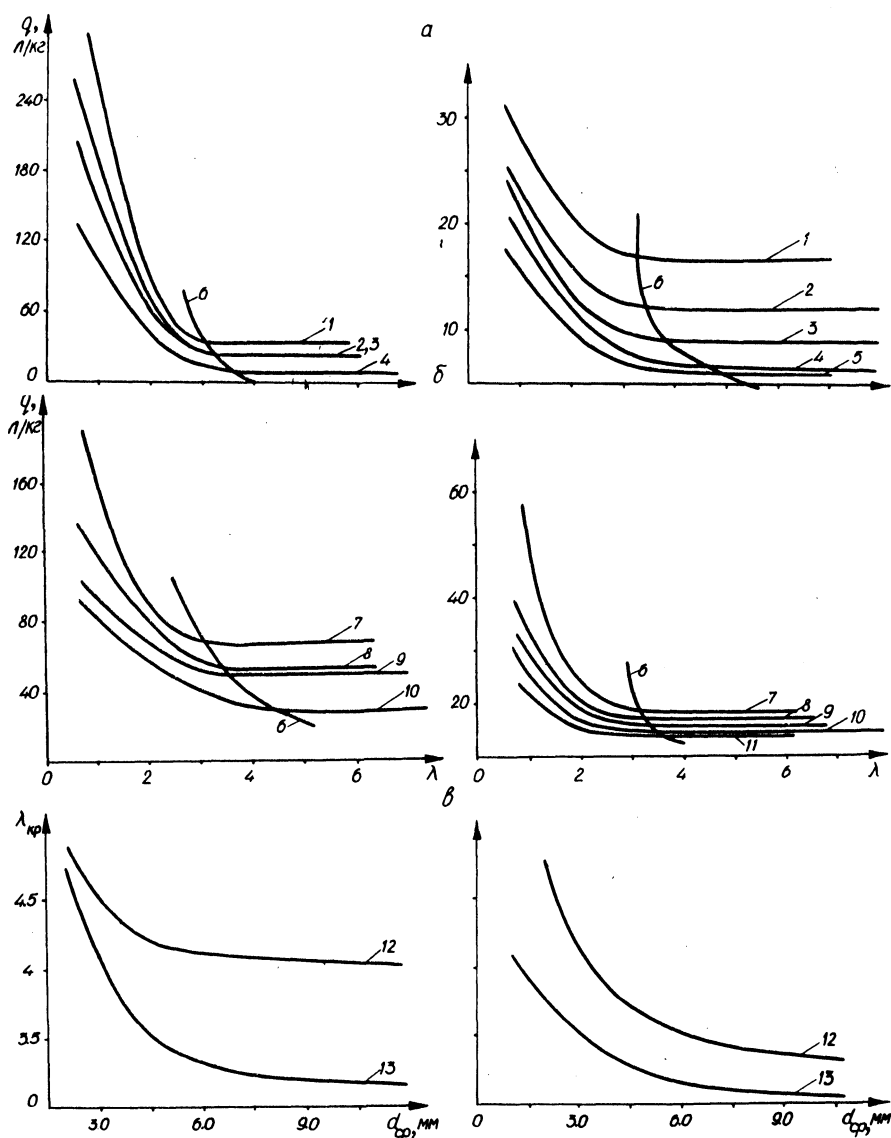


Рис. 3. Зависимости удельного расхода воды от масштаба моделирования и крупности перемещаемого материала (а, б), критического масштаба моделирования от крупности материала (в) при безнапорном гидротранспорте по стальным желобам: 1—5 и 12— $i=0,09, h=1,6 \text{ мм}$ при $\lambda_1=1$; 7—11 и 13— $i=0,05, h=5,4 \text{ мм}$ при $\lambda_1=1$; 1 и 7— $d_{cp}^B=10 \text{ мм}$; 2 и 8—7,5; 3 и 9—4,5; 4 и 10—2,2; 5 и 11—рядовой материал; 6—линия критического моделирования (здесь и на рис. 4 зависимости слева—для стальной стружки, справа—для песчаника).

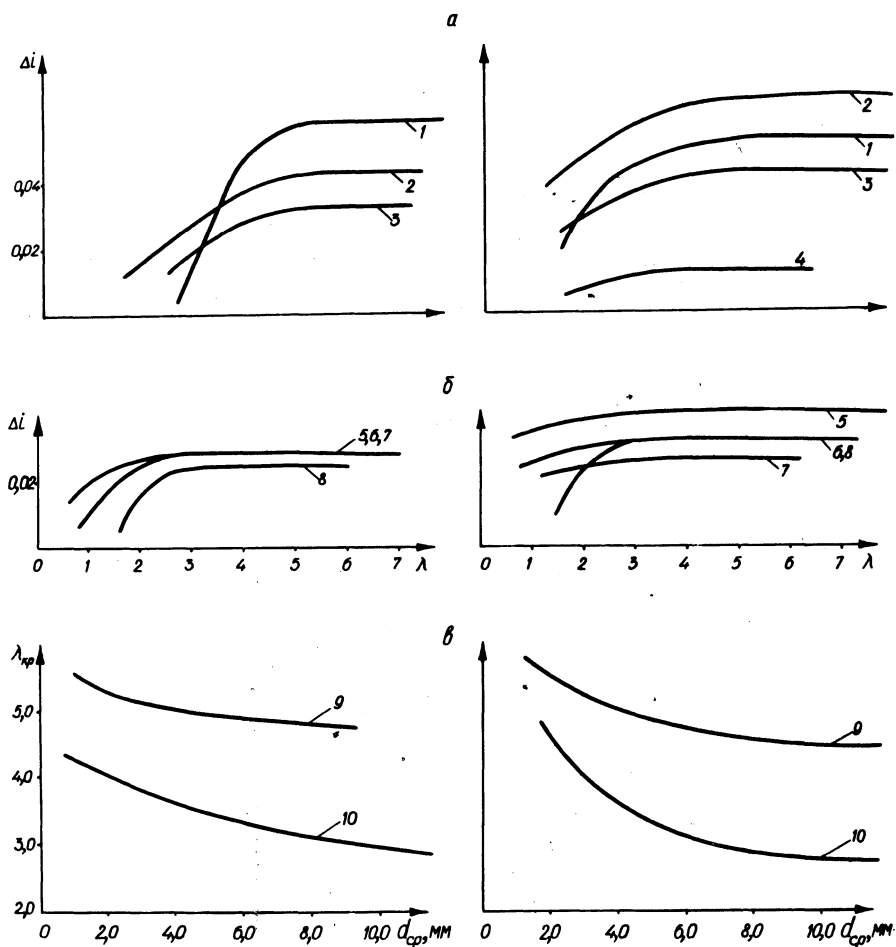


Рис. 4. Зависимости дополнительного уклона от масштаба моделирования и крупности перемещаемого материала (а,б), критического масштаба моделирования от крупности материала (в) при безнапорном гидротранспорте по стальным желобам: 1,4 и 9 — $i=0,09$, $h_B = 1,6$ мм при $\lambda_1 = 1$; 5—8 и 10 — $i=0,05$, $h_B = 5,4$ мм при $\lambda_1 = 1$; 1 и 5 — $d_{ср}^1 = 2,2$ мм; 2 и 6 — 4,5; 3 и 7 — 7,5; 4 и 8 — 10.

Результаты опытов (рис. 3) показывают, что на малых моделях удельный расход воды q для песчаника и стальной стружки значительно больше, чем на моделях, имеющих большой масштаб. Это можно объяснить следующим образом. Гидравлический радиус при $\lambda_n/\lambda_1 > 1$ на малой модели в λ_n/λ_1 раз меньше, чем на большой; относительная шероховатость при $\lambda_n > \lambda_1$ на малой модели, в λ_n/λ_1 раз больше, чем на большой; во столько же раз больше и точек контакта частиц с дном желоба. Точки контакта частиц находятся в пограничном слое, скорость которого близка к нулю. Суммарная поверхность S частиц, находящихся в 1 кг твердого материала на малой модели в λ_n/λ_1 раз больше, чем на большой, что вызывает на малой модели большее сопротивление движению жидкости сквозь скелет твердых частиц.

При увеличении масштаба модели указанные факторы в меньшей мере оказывают влияние на удельный расход воды и при определенном масштабе удельный расход воды и дополнительный уклон становятся постоянными.

Полученные результаты позволяют определить границы масштабного эффекта при моделировании. Для условий безнапорного гидротранспорта стальной стружки и дробленого песчаника можно считать, что результаты по определению q и Δi , полученные на модели шириной 175 мм, могут быть пересчитаны по критерию Фруда на потоки сколь угодно большого масштаба. Явление масштабного эффекта на больших уклонах i и при больших расходах Q исчезает быстрее, чем для малых значений i и Q . Удельный вес частиц и их форма на масштабный эффект влияют незначительно.

Исследования показали также, что масштабный эффект определяется не только размерами модели желоба, но и крупностью перемешиваемого материала. Масштабный эффект для частиц малой крупности проявляется более существенно, чем для частиц большой крупности (рис. 4). На рис. 4, а, б показано изменение удельного расхода воды от масштаба моделирования, а на рис. 4, в — зависимость критического значения масштаба моделирования от крупности перемешиваемого материала. Анализ полученных результатов показывает, что с увеличением крупности критический масштаб моделирования $\lambda_{кр}$ уменьшается.

Л и т е р а т у р а

1. Куприн А.И., Цейтлин Б.Е., Тихонцов А.М. Экспериментальное определение основных параметров безнапорного

гидротранспорта на стендовой лабораторной установке.-- "Изв. вузов. Горный журнал", 1970, № 2. 2. Куприн А.И., Тихонов А.М., Цейтлин Б.Е. Расчет безнапорного гидротранспорта металлической стружки.-- "Механизация и автоматизация производства", 1969, № 12. 3. Куприн А.И., Чэн-да-джун. Влияние коэффициента трения на транспортирующую способность потока при безнапорном и напорном гидротранспорте. -- "Изв. вузов. Горный журнал", 1960, № 10.

А.Ф. Попов

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ФУНДАМЕНТА С ПОЛОЙ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ ПОДОШВОЙ НА СДВИГ С ПОВОРОТОМ

Существующий метод определения устойчивости сооружений на сдвиг предполагает совпадение линий действия активной сдвигающей силы T и равнодействующей R_r , параллельных ей реактивных касательных напряжений τ и соответственно поступательное перемещение сооружения по направлению силы T .

Вместе с тем для многих сооружений возможно нарушение устойчивости в форме сдвига с поворотом вокруг некоторого полюса. При этом напряжения τ приобретают разные направления, а несущая способность основания оказывается ниже, чем при поступательном сдвиге. Нарушение устойчивости сооружения в форме сдвига с поворотом возникает при внецентренном приложении сдвигающей силы T , неравномерном распределении нормальных напряжений в основании, а также в тех случаях, когда поступательному сдвигу препятствует неподвижная опора и т.п.

Аналитические зависимости для расчета устойчивости сооружений с монолитной прямоугольной подошвой на сдвиг с поворотом даны в работе [1]. Зависимости эти следующие:

$$\int_F \tau \sin \psi \, dF = 0; \int_F \tau \cos \psi \, dF = R_r; \int_F \tau r \, dF = R_r(m+e). \quad (1)$$

Они дают возможность определить положение полюса поворота (координаты m, n) при сдвиге и величины предельных реактивных сил R_r , т.е. коэффициент устойчивости:

$$k = R_r / T. \quad (2)$$

В случае симметрии подошвы первое из уравнений (1) удовлетворяется тождественно и коэффициент устойчивости определяется из системы двух уравнений.

Теоретические зависимости были проверены экспериментально [2]. Несущая способность основания определялась при сдвиге с поворотом с жесткими прямоугольными штампами двух размеров $1,0 \times 0,5$ и $1,8 \times 0,9$ м на песчаном грунте в диапазоне нагрузок, соответствующих числам моделирования $N_5 = \sigma / B \gamma = 0,6 \text{--} 2,0$.

Опыты проводились в лаборатории механики грунтов ВНИИГ в широком диапазоне эксцентрицитетов силы Т с использованием поступательного сдвига и поворота штампов парой сил. Результаты этих испытаний обобщены и представлены в работе [2]. При сравнении их с данными теоретических расчетов во всех рассмотренных случаях получена хорошая сходимость теории с экспериментом.

В большинстве случаев в расчетах устойчивости сооружений на сдвиг с поворотом можно пользоваться гипотезой линейного распределения нормальных напряжений, на основе которой были получены аналитические зависимости.

В практике промышленного и гидротехнического строительства, помимо сооружений со сплошной подошвой, встречаются фундаменты с тонкостенной прямоугольной подошвой. При выводе зависимостей для оценки устойчивости таких сооружений на сдвиг с поворотом используем те же исходные предпосылки [1].

1. Исследование устойчивости прямоугольного сооружения с ленточным фундаментом по контуру на сдвиг с поворотом начнем со случая, когда нормальное, а следовательно, и касательные напряжения распределены по линейному закону $\tau = \tau_0 + \alpha x + \beta y$ (нормальная сила N приложена с эксцентрицитетом как в направлении оси x , так и в направлении оси y), а сдвигающая сила T для общности приложена произвольно (рис. 1). Полагаем, что основание однородное по прочностным характеристикам ($\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{const}$; $c = \operatorname{const}$), а относительно малую ширину фундаментов сооружения δ принимаем всюду одинаковой.

Очевидно, в этом случае полюс O не лежит ни на одной из осей симметрии подошвы сооружения и при определении предельной реактивной силы R_r и положения полюса поворота O (координаты m, n) используем все три уравнения равновесия (1).

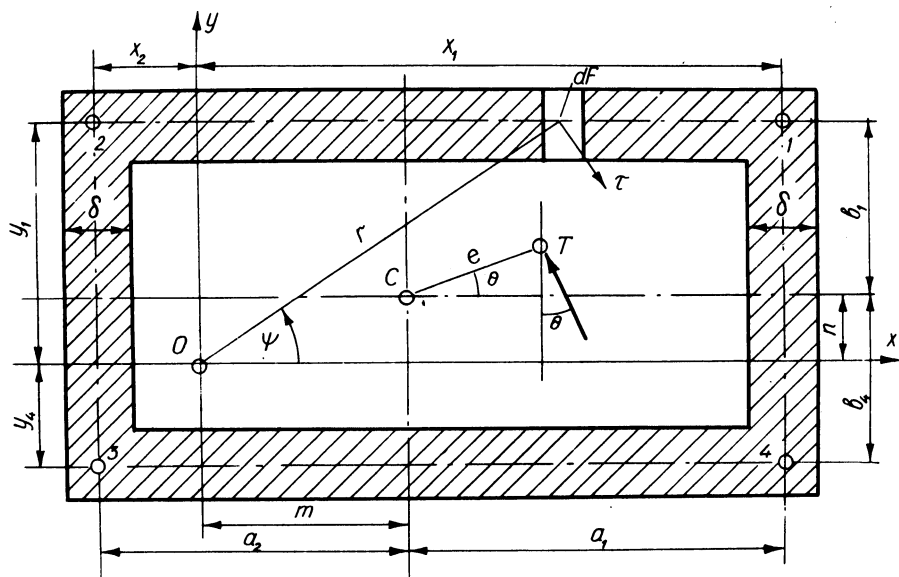


Рис. 1.

Выполнив интегрирование левых частей этих уравнений и вводя обозначения

$$x_1 = m + a_1; \quad x_2 = m - a_2; \quad y_1 = n + b_1; \quad y_4 = n - b_4; \quad r_1 = \sqrt{x_1^2 + y_1^2}; \\ r_2 = \sqrt{x_2^2 + y_1^2}; \quad r_3 = \sqrt{x_2^2 + y_4^2}; \quad r_4 = \sqrt{x_1^2 + y_4^2};$$

$$A_1 = x_1^2 (\text{Arsh} \frac{y_1}{x_1} - \text{Arsh} \frac{y_4}{x_1}); \quad A_2 = y_1^2 (\text{Arsh} \frac{x_2}{y_1} - \text{Arsh} \frac{x_1}{y_1});$$

$$A_3 = x_2^2 (\text{Arsh} \frac{y_4}{|x_2|} - \text{Arsh} \frac{y_1}{|x_2|}); \quad A_4 = y_4^2 (\text{Arsh} \frac{x_1}{|y_4|} - \text{Arsh} \frac{x_2}{|y_4|});$$

$$B_1 = y_1 r_1 - y_4 r_4; \quad B_2 = x_2 r_2 - x_1 r_1; \quad B_3 = y_4 r_3 - y_1 r_2;$$

$$B_4 = x_1 r_4 - x_2 r_3,$$

получим систему в виде

$$\tau_0 \delta \left[r_1 - r_4 - r_3 + r_2 - \frac{A_2}{y_1} - \frac{A_4}{|y_4|} \right] + \alpha \delta \left[x_1 (r_1 - r_4) - \right. \\ \left. - x_2 (r_3 - r_2) - y_1 (r_2 - r_1) + y_4 (r_4 - r_3) \right] +$$

$$+\beta\delta\left[\frac{B_1-A_1}{2}-\frac{B_3-A_3}{2}-A_2+A_4\right]=R_r\sin\theta; \quad (3)$$

$$\begin{aligned} & \tau_0\delta\left[\frac{A_1}{x_1}+\frac{A_3}{|x_2|}+r_1-r_2-r_3+r_4\right]+ \\ & +\alpha\delta\left[A_1+A_3-\frac{(B_2-A_2)}{2}+\frac{(B_4-A_4)}{2}\right]+ \\ & +\beta\delta\left[x_1(r_1-r_4)-y_1(r_2-r_4)-x_2(r_3-r_2)+y_4(r_4-r_3)\right]=R_r\cos\theta; \quad (4) \\ & \tau_0\delta\left[\frac{B_1+A_1}{2}-\frac{B_3+A_3}{2}-\frac{B_2+A_2}{2}+\frac{B_4+A_4}{2}\right]+ \\ & +\alpha\delta\left[\frac{x_1}{2}(B_1+A_1)-\frac{x_2}{2}(B_3+A_3)-\frac{(r_2^3-r_1^3)}{3}+\frac{(r_4^3-r_3^3)}{3}\right]+ \\ & +\beta\delta\left[\frac{(r_1^3-r_4^3)}{3}-\frac{(r_3^3-r_2^3)}{3}-\frac{y_1}{2}(B_2+A_2)-\frac{y_4}{2}(B_4+A_4)\right]= \\ & =R_r(m\cos\theta+n\sin\theta+e). \quad (5) \end{aligned}$$

При учете знаков y/x_2 и y_4 полученные формулы распространяются на оба варианта расположения полюса 0 в пределах контура 1, 2, 3, 4 и вне его (рис. 1).

Сравнение полученных зависимостей для расчета устойчивости сооружений с подошвой в форме полого прямоугольника с аналогичными зависимостями [1] для сплошных прямоугольных сооружений показывает, что по сложности они мало отличаются друг от друга, т.е. решение задачи, выраженное через функции, вырожденные при малых ширинах фундамента δ , практически не упрощается.

2. Как частный случай рассмотрим фундамент с полой прямоугольной подошвой, на которую действует нормальная сила N с эксцентризмом e_N относительно геометрического центра подошвы в направлении оси x , а направление активной сдвигающей силы T проходит через центр подошвы параллельно оси y . В этом случае касательные напряжения τ распределены по закону $\tau=\tau_0+\alpha x$ и задача упрощается, так как полюс 0 лежит на оси симметрии x , т.е. $n=0$ и $e=e_N$.

Для определения координаты m и предельной силы R_r используется уравнение системы:

$$2\tau_0 \delta \left[r_1 - r_2 + x_1 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_1} + x_2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_2} \right] + \\ + \alpha \delta \left[(x_1 r_1 - x_2 r_2) + 2(x_1^2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_1} - x_2^2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_2}) + \right. \\ \left. + b^2 (\operatorname{Arsh} \frac{x_2}{b} - \operatorname{Arsh} \frac{x_1}{b}) \right] = R_r; \quad (6)$$

$$\tau_0 \delta \left[(x_1 r_1 - x_2 r_2) + b^2 (\operatorname{Arsh} \frac{x_1}{b} - \operatorname{Arsh} \frac{x_2}{b}) + x_1^2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_1} - \right. \\ \left. - x_2^2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_2} \right] + \alpha \delta \left[b(x_1 r_1 - x_2 r_2) + x_1^3 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_1} - \right. \\ \left. - x_2^3 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_2} \right] + \frac{2}{3} (r_1^3 - r_2^3) = R_r(m+e), \quad (7)$$

где $r_1 = \sqrt{x_1^2 + b^2}$; $r_2 = \sqrt{x_2^2 + b^2}$; $x_1 = m + e_N + a$; $x_2 = m + e_N - a$.

3. Еще более упрощаются формулы, когда основание сооружения однородное по прочностным характеристикам, сила N приложена центрально, так что касательные напряжения распределены равномерно $\tau = \text{const}$, и эксцентричная сдвигающая сила T параллельна одной из осей прямоугольника, например оси y (рис. 2). В этом случае полюс O лежит на оси симметрии x , т.е. координата $n = 0$. Расстояние m и предельная сила R_r определяются по уравнениям

$$2\tau_0 \delta \left[r_1 - r_2 + x_1 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_1} + x_2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_2} \right] = R_r; \quad (8)$$

$$\tau_0 \delta \left[(x_1 r_1 - x_2 r_2) + b^2 (\operatorname{Arsh} \frac{x_1}{b} - \operatorname{Arsh} \frac{x_2}{b}) + x_1^2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_1} - \right. \\ \left. - x_2^2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{x_2} \right] = R_r(m+e), \quad (9)$$

где $r_1 = \sqrt{x_1^2 + b^2}$; $r_2 = \sqrt{x_2^2 + b^2}$; $x_1 = m + a$; $x_2 = m - a$.

4. Уравнения (8), (9) свидетельствуют о том, что с увеличением эксцентриситета e сдвигающей силы T уменьшается до нуля равнодействующая предельных касательных напряжений R_r , но равнодействующий момент этих напряжений стремится к конечному пределу M_R . Полюс поворота совмещается с центром подошвы сооружения ($m = 0$, $n = 0$) благодаря наличию двух осей симметрии.

Предельный реактивный момент M_R связан в этом случае с касательными напряжениями уравнением

$$M_R = 2\tau_0 \delta \left[a r_1 + b^2 \operatorname{Arsh} \frac{a}{b} + a^2 \operatorname{Arsh} \frac{b}{a} \right] , \quad (10)$$

где $r_1 = \sqrt{a^2 + b^2}$.

Пример. Определить предельную силу R_r для сооружения с полой прямоугольной подошвой (рис. 2) по следующему

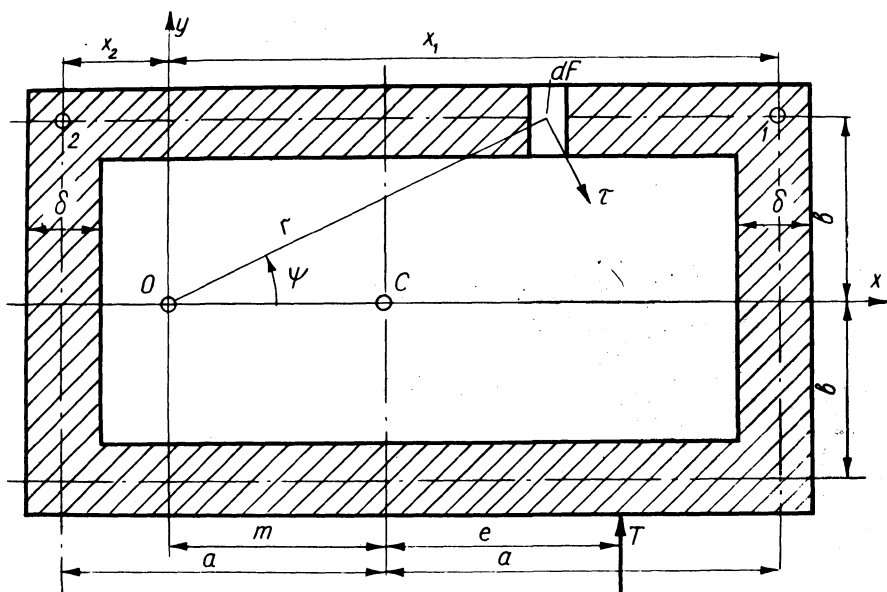


Рис. 2.

шим данным: $2a = 27,0$ м; $2b = 12,0$ м; $\tau = 20$ т/м²; $e = 4,5$ м; $\delta = 3,0$ м.

Для решения задачи воспользуемся системой трансцендентных уравнений (8), (9). Разделив одно уравнение на другое, исключим неизвестную R_r и из полученной зависимости найдем подбором величину m , определяющую положение полюса 0. После чего величина R_r найдется по любому из уравнений системы.

Задавшись расстоянием $m = 15,0$ м, вычислим $x_1 = 28,5$ м, $x_2 = 1,5$ м; $r_1 = 29,0$ м; $r_2 = 6,2$ м и, наконец, $e = 4,5$ м, что совпадает с заданием. Соответствующая величина реактивной силы $R_r = 3880$ т.

Для сравнения подсчитаем предельную реактивную касательную силу в предположении поступательного перемещения при сдвиге $R_t = \tau F = 4680$ т, что в 1,21 раза преувеличено по отношению к результату, полученному с учетом эксцентрици- тета приложения сдвигающей силы Т.

В ы в о д ы

1. Решения задачи для тонкостенного прямоугольного фундамента через вырожденные (при малых ширинах фундаментов) функции упрощаются незначительно и в общем случае расчет устойчивости таких сооружений, как и расчет монолитных прямоугольных сооружений, сводится к решению системы трех трансцендентных уравнений.

При наличии оси симметрии подошвы сооружения и нормальной к оси силы Т расчет упрощается, так как полюс 0 размещается на этой оси и определению подбором подлежит лишь одна его координата.

2. Эксцентрицитет сдвигающей силы оказывает существенное влияние на устойчивость сооружения.

Л и т е р а т у р а

1. Можевитинов А.Л., Кузьмин С.А., Попов А.Ф. Расчет устойчивости сооружений на сдвиг эксцентричной силой. -- "Изв. ВНИИГ", 1971, т. 95. 2. Попов А.Ф. Экспериментальные исследования устойчивости сооружений на сдвиг с поворотом. -- "Изв. ВНИИГ", 1972, т. 99.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ТРУБОПРОВОДАХ

При проектировании трубопроводов различного назначения часто встречаются пространственные z -образные трубопроводы (рис. 1), расчет которых способом приведения пространственной задачи к трем плоским [1] является сравнительно громоздким.

Настоящая работа посвящена расчету на прочность такого трубопровода с любым отношением длин участков и учетом коэффициента понижения жесткости криволинейных колен.

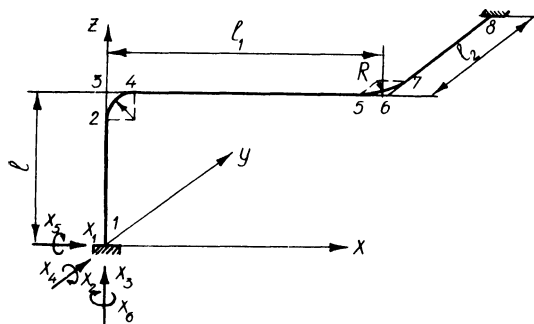


Рис. 1.

Рассматриваемый трубопровод с точки зрения строительной механики представляет собой упругую статически неопределимую систему с шестью лишними неизвестными. С использованием соотношений длин участков $k_1 = \frac{l_1}{l}, k_2 = \frac{l_2}{l}, \gamma = \frac{1}{R}$

система канонических уравнений метода сил может быть представлена в виде

$$\begin{pmatrix} 1^3 A_{11} & 1^3 A_{12} & 1^3 A_{13} & 1^2 A_{14} & 1^2 A_{15} & 1^2 A_{16} \\ 1^3 A_{21} & 1^3 A_{22} & 1^3 A_{23} & 1^2 A_{24} & 1^2 A_{25} & 1^2 A_{26} \\ 1^3 A_{31} & 1^3 A_{32} & 1^3 A_{33} & 1^2 A_{34} & 1^2 A_{35} & 1^2 A_{36} \\ 1^2 A_{41} & 1^2 A_{42} & 1^2 A_{43} & 1 A_{44} & 1 A_{45} & 1 A_{46} \\ 1^2 A_{51} & 1^2 A_{52} & 1^2 A_{53} & 1 A_{54} & 1 A_{55} & 1 A_{56} \\ 1^2 A_{61} & 1^2 A_{62} & 1^2 A_{63} & 1 A_{64} & 1 A_{65} & 1 A_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \\ X_5 \\ X_6 \end{pmatrix} = \Delta EI \begin{pmatrix} k_1 \\ k_2 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (1)$$

где $\Delta = \alpha \Delta t l$ — температурное удлинение плеча 1; α — коэффициент линейного температурного расширения материала

трубопровода; Δt -- расчетный температурный перепад; E -- модуль нормальной упругости материала трубы; I -- осевой момент инерции сечения трубы; A_{mn} -- коэффициент, зависящий от соотношений длин участков, понижения жесткости криволинейных колен (k); определяется по соответствующим зависимостям [1, 2].

Так,

$$A_n = \frac{1}{3} + k_1 + 1,3k_2 + \frac{1}{3}k_2^3 + \frac{1}{\gamma^2} - \frac{3,28}{\gamma} - \frac{2}{3\gamma^3} + \frac{1}{k} \left(\frac{2,36}{\gamma} - \frac{1,14}{\gamma^2} + \frac{0,71}{\gamma^3} \right) \quad (1')$$

Решение системы (1), определяемое правилом Крамера [3], дает возможность получить формулы для нахождения неизвестных силовых факторов в виде

$$\left. \begin{aligned} X_i &= \frac{\Delta EI}{I^3} \lambda_i, & i=1, 2, 3; \\ X_j &= \frac{\Delta EI}{I^2} \lambda_j, & j=4, 5, 6, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где

$$\lambda_{i(j)} = f_{i(j)}(k, k_1, k_2, \gamma) = \frac{\begin{vmatrix} A_{11} \dots A_{1,i(j)-1} & k_1 & A_{1,i(j)+1} \dots A_{16} \\ A_{21} \dots A_{2,i(j)-1} & k_2 & A_{2,i(j)+1} \dots A_{26} \\ A_{31} \dots A_{3,i(j)-1} & 1 & A_{3,i(j)+1} \dots A_{36} \\ A_{41} \dots A_{4,i(j)-1} & 0 & A_{4,i(j)+1} \dots A_{46} \\ A_{51} \dots A_{5,i(j)-1} & 0 & A_{5,i(j)+1} \dots A_{56} \\ A_{61} \dots A_{6,i(j)-1} & 0 & A_{6,i(j)+1} \dots A_{66} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} A_{11} & A_{12} \dots A_{16} \\ A_{21} & A_{22} \dots A_{26} \\ \vdots & \vdots \dots \vdots \\ A_{61} & A_{62} \dots A_{66} \end{vmatrix}} \quad (2')$$

С использованием полученных зависимостей (2) выражения суммарных изгибающих и крутящих моментов для характерных сечений трубопровода запишутся так:

$$\left. \begin{aligned} M_n^{\text{из}} &= \frac{2 \Delta EI}{l^2} \psi_n^{\text{из}} ; \\ M_n^{\text{кр}} &= \frac{4 \Delta EI}{l^2} \psi_n^{\text{кр}} , \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

где $\psi_n^{\text{из}}, \psi_n^{\text{кр}}$ — функции $F(k, k_1, k_2, \gamma)$, зависящие от соотношения длин участков трубопровода и коэффициента понижения жесткости колен; определяются по соответствующим выражениям для определенного сечения n :

$$\left. \begin{aligned} &\text{для сечения 1} \\ \psi_1^{\text{из}} &= 0,5 \sqrt{\lambda_4^2 + \lambda_5^2} ; \quad \psi_1^{\text{кр}} = 0,25 \lambda_6 ; \\ &\text{для сечения 3} \\ \psi_3^{\text{из}} &= 0,5 \sqrt{\left[\lambda_1 - \frac{0,293}{\gamma} (\lambda_1 + \lambda_3) - \lambda_4 \right]^2 + 0,5 (\lambda_2 - \lambda_5 - \lambda_6)^2} ; \\ \psi_3^{\text{кр}} &= 0,177 \left[\lambda_1 \left(1 - \frac{0,585}{\gamma} \right) - \lambda_5 + \lambda_6 \right] ; \\ &\text{для сечения 6} \\ \psi_6^{\text{из}} &= 0,5 \sqrt{\left[\lambda_2 K_1 - \frac{0,293}{\gamma} (\lambda_1 + \lambda_2) - \lambda_6 \right]^2 + 0,5 (\lambda_1 + \lambda_2 - \lambda_3 K_1 - \lambda_4 - \lambda_5)^2} ; \\ \psi_6^{\text{кр}} &= 0,177 \left[\lambda_1 - \lambda_2 - \lambda_3 \left(K_1 - \frac{0,585}{\gamma} \right) - \lambda_4 + \lambda_6 \right] ; \\ &\text{для сечения 8} \\ \psi_8^{\text{из}} &= 0,5 \sqrt{(\lambda_1 K_2 - \lambda_2 K_1 + \lambda_6)^2 + (\lambda_2 - \lambda_3 K_2 - \lambda_5)^2} ; \\ \psi_8^{\text{кр}} &= 0,25 (\lambda_1 - \lambda_3 K_1 - \lambda_4) . \end{aligned} \right\} \quad (3')$$

Анализ полученных выражений показал, что функции $\psi^{\text{из}}_{1,8}$ в основном зависят от соотношений длин K_1, K_2 и коэффициента понижения жесткости колен, а $\psi^{\text{кр}}_n$ — только от соотношений длин. Значения коэффициентов $\psi^{\text{из}}_n$ и $\psi^{\text{кр}}_n$ вычислены на электронной вычислительной машине "Минск-2" и представлены на рис. 2, 3. Коэффициенты $\psi^{\text{из}}_3$ и $\psi^{\text{из}}_6$ даны в табл. 1.

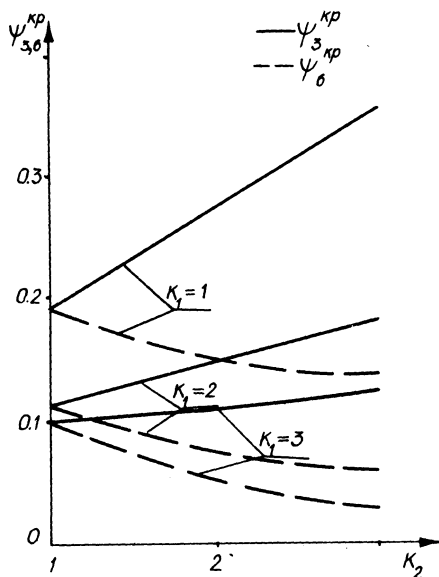


Рис. 2.

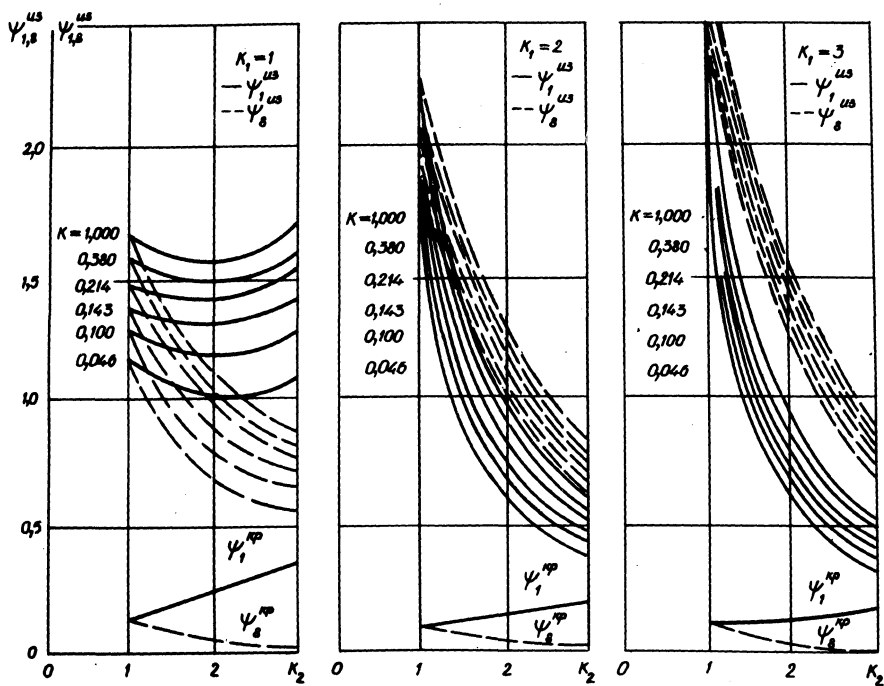


Рис. 3.

Таблица 1

γ	κ_2	$\kappa_1 = 1$							
		K							
		0,046	0,100	0,143	0,214	0,380	1,000	0,046	0,100
		$\psi_3^{\text{из}}$							
10	1	0,28	0,43	0,54	0,72	0,88	1,12	0,31	0,47
	2	0,22	0,28	0,32	0,35	0,37	0,39	0,20	0,28
	3	0,24	0,29	0,30	0,32	0,33	0,34	0,17	0,22
20	1	0,43	0,60	0,72	0,88	0,97	1,13	0,48	0,64
	2	0,27	0,33	0,37	0,41	0,44	0,46	0,24	0,31
	3	0,29	0,31	0,33	0,34	0,34	0,35	0,19	0,24
30	1	0,53	0,71	0,82	0,95	1,02	1,13	0,58	0,75
	2	0,33	0,37	0,39	0,41	0,42	0,43	0,28	0,33
	3	0,31	0,32	0,33	0,34	0,34	0,35	0,22	0,25
γ	κ_2	$\psi_6^{\text{из}}$							
10	1	0,28	0,43	0,54	0,72	0,88	1,12	0,31	0,47
	2	0,36	0,55	0,68	0,88	1,01	1,21	0,31	0,46
	3	0,46	0,65	0,79	0,98	1,10	1,27	0,32	0,46
20	1	0,43	0,60	0,72	0,88	0,97	1,13	0,48	0,64
	2	0,55	0,74	0,86	1,00	1,07	1,21	0,47	0,62
	3	0,66	0,85	0,97	1,10	1,17	1,28	0,48	0,61
30	1	0,53	0,71	0,82	0,95	1,02	1,13	0,58	0,75
	2	0,66	0,83	0,94	1,05	1,12	1,21	0,54	0,68
	3	0,78	0,96	1,05	1,15	1,21	1,29	0,54	0,66

По известному изгибающему моменту находятся продольные температурные напряжения на криволинейных участках (сечения 3,6)

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M_{3,6}^{\text{из}}}{W} = \frac{\Delta E D m_1}{l^2} \psi_{3,6}^{\text{из}} \quad (4)$$

и на прямолинейных участках (сечения жесткого закрепления)

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M_{1,8}^{\text{из}}}{W} = \frac{\Delta E D}{l^2} \psi_{1,8}^{\text{из}}, \quad (5)$$

а по известному крутящему моменту — касательные температурные напряжения

$k_1 = 2$				$k_1 = 3$					
K									
0,143	0,214	0,380	1,000	0,046	0,100	0,143	0,214	0,380	1,000
$\psi_3^{\text{из}}$									
0,58	0,75	0,87	1,03	0,35	0,50	0,62	0,78	0,88	1,06
0,32	0,35	0,37	0,39	0,18	0,25	0,30	0,35	0,37	0,39
0,24	0,26	0,28	0,30	0,12	0,17	0,20	0,23	0,25	0,28
0,75	0,91	0,98	1,04	0,52	0,69	0,80	0,92	0,99	1,09
0,35	0,38	0,41	0,43	0,22	0,28	0,34	0,37	0,39	0,41
0,27	0,28	0,29	0,30	0,17	0,21	0,23	0,25	0,26	0,28
0,85	0,96	1,02	1,05	0,63	0,80	0,89	0,98	1,03	1,11
0,37	0,39	0,41	0,42	0,27	0,32	0,35	0,37	0,39	0,40
0,27	0,29	0,30	0,30	0,19	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28
$\psi_6^{\text{из}}$									
0,58	0,75	0,87	1,03	0,35	0,50	0,62	0,78	0,88	1,06
0,57	0,72	0,81	0,95	0,32	0,41	0,56	0,69	0,76	0,86
0,57	0,70	0,77	0,88	0,30	0,42	0,51	0,61	0,68	0,77
0,75	0,91	0,98	1,04	0,52	0,69	0,80	0,92	0,99	1,09
0,72	0,84	0,91	0,95	0,46	0,60	0,68	0,75	0,80	0,95
0,70	0,79	0,85	0,88	0,43	0,55	0,61	0,68	0,72	0,77
0,85	0,96	1,02	1,05	0,63	0,80	0,89	0,98	1,03	1,11
0,78	0,89	0,94	0,96	0,54	0,66	0,74	0,80	0,84	0,88
0,74	0,84	0,88	0,89	0,50	0,60	0,66	0,71	0,74	0,77

$$\tau_{\text{к}} = \frac{M_{\text{н}}^{\text{кр}}}{W_{\text{р}}} = \frac{\Delta E D}{l^2} \psi_{\text{н}}^{\text{кр}}, \quad (6)$$

где D — наружный диаметр трубопровода; W , $W_{\text{р}}$ — осевой и полярный моменты сопротивления трубы; m_1 — коэффициент интенсификации продольных напряжений на криволинейных участках труб [1, 2].

При изгибе криволинейных колен пространственного трубопровода величина коэффициента m_1 , входящего в формулу (4), зависит от угла β между вектором изгибающего момента и нормалью к плоскости кривизны участка [1]. Зная моменты, соответствующие плоскому изгибу колена и изгибу,

нормальному плоскости кривизны, можем найти угол β для сечений 3 и 6 середины колен:

$$\left. \begin{aligned} \beta_3 &= \arctg \frac{0,707(\lambda_2 - \lambda_5 - \lambda_6)}{\lambda_1 - \frac{0,293}{\delta}(\lambda_1 + \lambda_2) - \lambda_4}; \\ \beta_6 &= \arctg \frac{0,707(\lambda_1 + \lambda_2 - \lambda_3 K_1 - \lambda_4 - \lambda_5)}{\lambda_2 K_1 - \frac{0,293}{\delta}(\lambda_1 + \lambda_2) - \lambda_6} \end{aligned} \right\} (7)$$

Анализ выражений (7) показал, что угол β_3 в основном зависит от отношения длин k_2 , а угол β_6 — от k_1 и k_2 . Значения углов приведены на рис. 4.

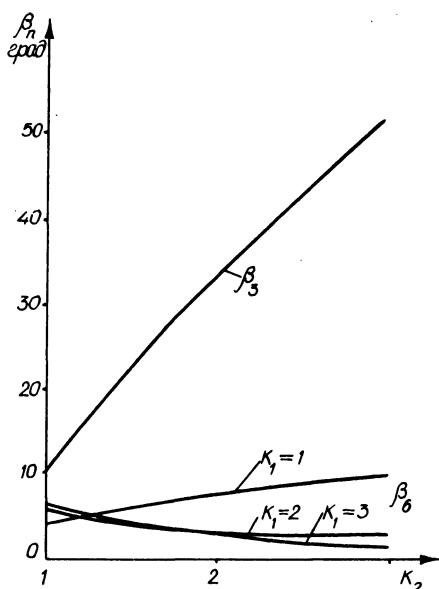


Рис. 4.

Полученные зависимости позволяют сравнительно быстро оценить компенсирующую способность системы при различных соотношениях длин и радиусах кривизны сварных и гнутых колен.

Пример Определить температурные напряжения в трубопроводе (рис. 1) с параметрами $D/d = 159/144$ мм, $l = 3,25$ м, $l_1 = 6,5$ м, $l_2 = 8$ м, $R = 2 D$ при максимальной температуре теплоносителя $\Delta t = 400^\circ\text{C}$. Коэффициент линейного температурного расширения материала трубопровода $\alpha = 1,38 \cdot 10^{-5}$ см/м·град; модуль нормальной упругости материала

$E=1,63 \cdot 10^6$ кг/см² [2]. Коэффициент понижения жесткости
криволинейных участков $k=0,22$ [2].

Температурное удлинение плеча 1

$$\Delta = \alpha \Delta t l = 1,38 \cdot 10^{-5} \cdot 400 \cdot 325 = 1,8 \text{ см.}$$

Температурные напряжения:

на прямолинейных участках (сечения 1, 8)

$$(\sigma_{из})_1 = \frac{\Delta E D}{l^2} \psi_{из}^1 = \frac{1,8 \cdot 1,63 \cdot 10^6 \cdot 15,9}{325^2} 0,65 = 288 \text{ кг/см}^2;$$

$$(\tau_{кр})_1 = \frac{\Delta E D}{l^2} \psi_{кр}^1 = \frac{1,8 \cdot 1,63 \cdot 10^6 \cdot 15,9}{325^2} 0,175 = 77,4 \text{ кг/см}^2;$$

$$(\sigma_{из})_8 = \frac{\Delta E D}{l^2} \psi_{из}^8 = \frac{1,8 \cdot 1,63 \cdot 10^6 \cdot 15,9}{325^2} 0,92 = 407 \text{ кг/см}^2;$$

$$(\tau_{кр})_8 = \frac{\Delta E D}{l^2} \psi_{кр}^8 = \frac{1,8 \cdot 1,63 \cdot 10^6 \cdot 15,9}{325^2} 0,025 = 11,1 \text{ кг/см}^2;$$

на криволинейных участках (сечения 3, 6)

$$(\sigma_{из})_3 = \frac{\Delta E D m}{l^2} \psi_{из}^3 = \frac{1,8 \cdot 1,63 \cdot 10^6 \cdot 15,9 \cdot 2,00}{325^2} 0,31 = 274 \text{ кг/см}^2;$$

$$(\tau_{кр})_3 = \frac{\Delta E D}{l^2} \psi_{кр}^3 = \frac{1,8 \cdot 1,63 \cdot 10^6 \cdot 15,9}{325^2} 0,16 = 70,7 \text{ кг/см}^2;$$

$$(\sigma_{из})_6 = \frac{\Delta E D m}{l^2} \psi_{из}^6 = \frac{1,8 \cdot 1,63 \cdot 10^6 \cdot 15,9 \cdot 1,65}{325^2} 0,71 = 518 \text{ кг/см}^2;$$

$$(\tau_{кр})_6 = \frac{\Delta E D}{l^2} \psi_{кр}^6 = \frac{1,8 \cdot 1,63 \cdot 10^6 \cdot 15,9}{325^2} 0,067 = 29,8 \text{ кг/см}^2.$$

Значения коэффициентов $\psi_{из}^n$ и $\psi_{кр}^n$ принимались по
табл. 1 и графикам, приведенным на рис. 2, 3, при $k_1 = \frac{1,1}{1} =$
 $\frac{6,5}{3,25} = 2$; $k_2 = \frac{1,2}{1} = \frac{8}{3,25} = 2,46$ и $\gamma = \frac{1}{R} = \frac{3,25}{0,318} \approx 10$. Ко-
эффициенты интенсификации продольных напряжений m_1 при-
нимались по данным работы [1] при $\beta_3 = 42^\circ$ и $\beta_6 = 3^\circ$
(рис. 4).

Л и т е р а т у р а

1. Волошин А.А. Расчет на прочность трубопроводов судовых энергетических установок. Л., 1967. 2. Камерштейн А.Г., Рождественский В.В., Ручимский М.Н. Расчет трубопроводов на прочность. М., 1969. 3. Филин А.П. Матрицы в статике стержневых систем. М.--Л., 1966.

В.Н. Заяц

АНАЛИЗ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ БАЛКИ С ПОДАТЛИВЫМ ОСНОВАНИЕМ

Балки на упругом основании относят к статически неопределимым системам. Деформации балок и оснований под нагрузками неразрывно связаны между собой, т.е. оказывают взаимное влияние друг на друга. Они выполняют общую инженерную задачу, но доля участия их в работе зависит от строительных свойств каждого элемента в отдельности. Строительные свойства включают геометрические и физические параметры балки и основания.

При расчетах балок на упругом основании различают два основных направления: по методу коэффициента упругой постели (гипотеза Винклера) и по методу упругого полупространства, предложенному значительно позже. Метод коэффициента упругой постели применяется в частности при расчетах балок на основании из слабых грунтов (ил, торф, мелкозернистые водонасыщенные пески) или на слое сжимаемого грунта незначительной мощности, опирающемся на несжимаемое основание [1--3]. В доступности практического использования второй метод уступает первому.

Рассмотрим метод коэффициента упругой постели применительно к расчету деформации колеиных железобетонных плит на торфяном основании, укладываемых при строительстве дорог на осушаемых торфяных массивах. Армированная железобетонная плита размерами $300 \times 100 \times 15$ см по существующим критериям [2] в поперечном направлении относится к жестким. Опыты показали, что под нагрузкой на торфе поперечный прогиб практически отсутствует, в связи с этим величину прогиба в продольном направлении будем определять по теории расчета балок.

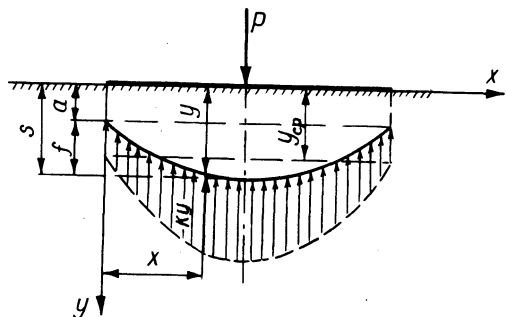


Рис. 1.

Теория расчета по методу коэффициента упругой постели основана на предпосылке о прямой пропорциональности между давлением на основание и осадкой. Расчетные уравнения получают исходя из условий совместной работы балки и упругого основания. Общее дифференциальное уравнение решено как для балок бесконечно длинных, так и для балок конечной длины. Для практического использования составлены таблицы функций. Основной трудностью применения этого метода (как и других) является отсутствие единой и достоверной методики определения коэффициента упругой постели, как главной расчетной характеристики грунтов основания.

В связи с этим заслуживает внимания приближенный метод расчета осадки оснований под центрально нагруженной балкой конечной длины. При соответствующем подборе жесткостей балок и размеров основания этот метод может служить в качестве эталона для определения физических параметров грунтов основания. Заключается он в том, что упругая линия балки, изогнутой под центральной сосредоточенной нагрузкой, принята в виде квадратной параболы. Уравнение ее применительно к принятой схеме деформации, приведенной на рис. 1, имеет вид

$$y = a + bx - cx^2, \quad (1)$$

где постоянные b и c можно выразить через длину l и стрелу прогиба балки f . Тогда получим

$$y = a + \frac{4f}{l} x - \frac{4f}{l^2} x^2. \quad (2)$$

Реактивное давление грунта основания на единицу площади балки принято пропорциональным величине осадки, которая равна погружению балки в основание:

$$q = ky, \quad (3)$$

где k --коэффициент упругой постели, кг/см^3 .

Для получения в уравнении (2) численных значений a и f использован энергетический метод [4], в соответствии с которым потенциальная энергия деформации системы, накопленная при деформации балки и погружении ее в основание, равна

$$U = \frac{1}{2EI} \int_0^l M^2 dx + \frac{kb}{2} \int_0^l y^2 dx,$$

где $M = EIy''$; b --ширина балки по основанию.

После замены значений величины y и второй производной от нее функцией (2), интегрирования по длине балки и некоторых преобразований получим

$$U = 32 \frac{EI}{l^3} f^2 + \frac{kbl}{30} (15a^2 + 20af + 8f^2). \quad (4)$$

Незначительное повышение нагрузки P на величину dP приведет к изменению потенциальной энергии системы, которое численно равно работе нагрузки на соответствующих приращениях перемещений da и df . В связи с этим частные производные от функции (4) по a и f равны силе P . Получим систему из двух уравнений, из которой находим, что

$$f = \frac{P}{C_o} \frac{0,375}{0,1 + \frac{C_6}{C_o}}, \quad (5)$$

$$a = \frac{P}{C_o} - \frac{2}{3} f = \frac{P}{C_o} \left(1 - \frac{0,25}{0,1 + \frac{C_6}{C_o}} \right), \quad (6)$$

где $C_6 = \frac{48EI}{l^3}$ --жесткость балки, кг/см ; $C_o = kbl$ -- жесткость основания, кг/см .

Наибольшее погружение балки в основание будет под точкой приложения нагрузки P . Осадка основания в этой точке $s = a + f$. После замены a и f из (5) и (6) получим

$$s = \frac{P}{C_o} \left(1 + \frac{0,125}{0,1 + \frac{C_6}{C_o}} \right). \quad (7)$$

Сравнение результатов подсчета численных значений a, f, s по полученным формулам, приближенным и точным, показало практически полное совпадение. Использование в точном методе расчета таблиц гиперболических и тригонометрических функций с интерполяцией числовых данных может приводить к тем же погрешностям, которые дают приближенные формулы. Подсчеты выполнены для деревянного бруса на воде ($k = 0,001 \text{ кг/см}^3$), стальной пластинки на торфе ($k = 1 \text{ кг/см}^3$) и стального бруса на песке ($k = 40 \text{ кг/см}^3$). Во всех случаях совпадение результатов было достаточно приемлемым.

Преимущество использования полученных приближенных формул в практических расчетах по сравнению с точными несомненное. По ним можно не только просто и удобно производить вычисления: структура их позволяет проследить степень влияния каждого фактора на искомую величину. Применение этих формул ограничивается только одним видом нагружения: сосредоточенной нагрузкой в центре балки.

Анализ структуры формул (5)—(7) показывает, что осадка основания под центрально нагруженной балкой, а также прогиб балки на упругом основании зависят в первую очередь от величины нагрузки и жесткости основания. В каждую формулу входит, кроме того, сомножитель, содержащий отношение жесткостей балки и основания.

Найдем связь прогиба балки с осадкой основания. Для этого возьмем отношение f/s по формулам (5) и (7). После преобразований получим

$$\frac{f}{s} = \frac{0,375}{0,225 + \frac{C_6}{C_0}} \quad (8)$$

Как следует из формулы (8), доля прогиба балки от осадки основания убывает с ростом отношения жесткостей. При $C_6 = 0,15C_0$ прогиб балки f и осадка s окажутся равными. Если случится, что $C_6 < 0,15C_0$, то формулы (5)—(7) использовать в расчетах нельзя, так как при этом прогиб балки будет больше осадки. Это очень гибкие балки, которые под нагрузкой погружаются в основание не по всей длине.

С другой стороны, для того чтобы прогиб f составлял от осадки s меньше одного процента, достаточно принять $C_6 = 37,5C_0$. При этом балка будет достаточно жесткой, чтобы погружаться в основание под центральной нагрузкой без заметного прогиба. Такие балки называют абсолютно жесткими.

Рассмотренный ограниченный вид нагружения с простыми расчетными формулами можно рекомендовать в качестве эталонного для определения коэффициента постели основания. Найденный для этого случая нагружения коэффициент постели используется в расчетах осадки той же балки при других, более сложных видах загрузки. В случае невозможности использовать балку под эталонную нагрузку следует выполнить модель и провести испытания грунтов основания с пересчетом результатов измерений.

Для определения численных величин коэффициента упругой постели рекомендуют использовать значения модуля общей деформации, найденные по результатам испытаний грунтов оснований жесткими штампами [2]. При таком пересчете учитываются только размеры и форма балки и штампа. Жесткость балки в расчет не принимается, однако она важна при определении показателей основания по опытным данным, поскольку наблюдается полное взаимодействие между ними при совместной работе под нагрузками.

Если есть опытные данные по осадке основания под нежесткой балкой, то коэффициент упругой постели определяют по среднему значению осадки y_{cp} и среднему удельному давлению $p = P/F$ из зависимости

$$k = \frac{p}{y_{cp}}. \quad (9)$$

В рассматриваемом методе линия осадок поверхности основания под центральной нагрузкой на балку принята параболической, поэтому с учетом уравнения (2)

$$y_{cp} = \frac{1}{l} \int_0^l y dx = a + \frac{2}{3} f. \quad (10)$$

При проведении опытов удобнее всего измерять осадки основания под концами и серединой балки. Прогиб балки f определяется по разности осадок $s - a$. Тогда из выражения (10) следует, что

$$y_{cp} = \frac{2s + a}{3}. \quad (11)$$

Сравнивая выражения (6) и (10), получаем

$$C_o = \frac{P}{y_{cp}} = \frac{3P}{2s + a},$$

откуда

$$k = \frac{C_o}{bl} = \frac{3P}{bl(2s + a)}. \quad (12)$$

Из анализа расчетных формул вытекает, что средняя осадка ($y_{cp} = P/C_o$) зависит лишь от жесткости основания. Жесткость балки в расчет не входит. Отсюда следует, что коэффициент упругой постели (k) является величиной постоянной, характеризующей свойства основания под балками любой жесткости. В опытах для определения постоянной k можно загружать основание балкой без учета ее жесткости. Это облегчает задачу эксперимента.

Для проверки рассмотренных положений сравнивались результаты измерений осадки центрально нагруженной железобетонной колеиной плиты на торфяном основании и результаты моделирования этой плиты тонкими металлическими пластинками на том же торфе. Плиту моделировали также пластинкой из органического стекла.

В процессе испытания под каждой ступенью нагрузки измеряли индикаторами часового типа перемещения концов и середины плиты. Аналогичные измерения выполнены при испытаниях пластинок. Размеры пластинок в плане уменьшены в 10 раз по сравнению с плитой, нагрузки -- в 100 раз. По данным испытаний определяли значения y_{cp} для каждой ступени нагрузки и строили графические зависимости y_{cp} от P , из которых получали для каждого опыта жесткость основания C_o .

Исходные данные и конечные результаты опытов сведены в табл. 1, из которой следует, что для одного и того же торфяного грунта получены в зависимости от жесткости балки различные значения коэффициента упругой постели k . Это указывает на необходимость учитывать жесткость балки при моделировании ее в лабораторных опытах.

Так, для рассмотренной железобетонной колеиной плиты с жесткостью 6120 кг/см пластинку модели, уменьшенную в плане в 100 раз, необходимо брать такой толщины, чтобы жесткость ее была в 100 раз меньшей, чем у плиты. При этом условии коэффициент k модели будет соответствовать необходимой величине k основания плиты, если в опыте использован тот же грунт.

В заключение следует отметить, что для определения численных значений коэффициента упругой постели в основании балок можно использовать метод, в котором балка или ее мо-

Таблица 1

Исходные данные		Полученные результаты	
Балки на основании	C_b , кг/см	C_p , кг/см	K , кг/см ³
Железобетонная плита 300 x 100 x 15 см на торфе H = 120 см	6120	7000	0,233
Металлические пластинки:			
30x10x0,2 см на торфе H=30 см	24	60	0,200
30x10x0,3 см на торфе H=30 см	80	76	0,253
30x10x0,4 см на торфе H=30 см	190	80	0,286
Пластинки из органического стекла			
30x10x0,8 см на торфе H=30 см	27	63	0,210

дель нагружаются центральной сосредоточенной нагрузкой. При испытании фиксируют перемещения концов и середины балки, по которым производятся расчеты. Жесткость пластины модели выбирается с учетом жесткости балки и масштабов моделирования в плане. В основании модели необходимо иметь те же грунты, что и в натуре. Размеры слоев основания желательно назначать с учетом масштабов моделирования балки.

Л и т е р а т у р а

1. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. 1. М., 1959.
2. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А. Расчет конструкций на упругом основании. М., 1973.
3. Цытович Н.А. и др. Основания и фундаменты. М., 1970.
4. Тимошенко С.П. Курс сопротивления материалов. М.--Л., 1930.

С.В. Войтеховский, А.Г. Дмитриев, Е.И. Вербицкий

ЗОНАЛЬНЫЕ ПРОЕКТЫ НА СТРОИТЕЛЬСТВО ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН В УСЛОВИЯХ БССР

В целях более оперативного решения вопросов водоснабжения, в первую очередь в сельской местности, республиканским специализированным трестом "Промбурвод" Белсельхозтехники

СМ БССР разработаны зональные проекты строительства скважин на воду.

По зональным проектам осуществляется строительство водозаборных скважин на объектах с потребностью в воде до $15 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Подземные воды на территории БССР приурочены к различным стратиграфическим горизонтам, которые характеризуются весьма разнообразным литологическим составом и мощностью водовмещающих пород.

Из большого количества водоносных горизонтов для целей водоснабжения с проектным дебитом скважин до $15 \text{ м}^3/\text{ч}$ использованы только те, которые находятся в зоне активного водообмена с минерализацией, не превышающей 1 г/л . Это подземные воды четвертичных, палеогеновых, неогеновых, меловых и девонских отложений.

Разработка зональных проектов состояла из двух этапов. На первом этапе по административным областям БССР были составлены карты районирования водоносных горизонтов в масштабе $1:500\,000$. На втором -- на основе карт районирования водоносных горизонтов разработаны зональные проекты.

Основой для составления карт районирования водоносных горизонтов послужили карты расположения буровых скважин на воду (карты фактического материала).

Условный знак скважин на картах фактического материала раскрашен цветом, который отнесен к определенному геологическому возрасту. Цифры сверху -- номер скважины, снизу -- вскрытая глубина залегания кровли и подошвы водовмещающих пород.

На основании карт фактического материала по каждому перспективному водоносному горизонту составлены рабочие карты кровли и вскрытой мощности водоносных отложений. По изолиниям равных глубин залегания водовмещающих пород с учетом их литологического состава и мощности выделены зоны с общими гидрогеологическими условиями.

На картах районирования (рис. 1) сплошными тонкими линиями с условными знаками ограничены площади распространения основных водоносных горизонтов. Цифра в числителе -- номер зоны, в знаменателе -- геологический возраст водовмещающих пород (индекс). Линиями с бергштрихами показаны направления распространения водовмещающих пород вспомогательных водоносных горизонтов. В разрывах линий указаны интервалы вскрытой глубины залегания кровли водовмещающих пород и их геологический возраст.

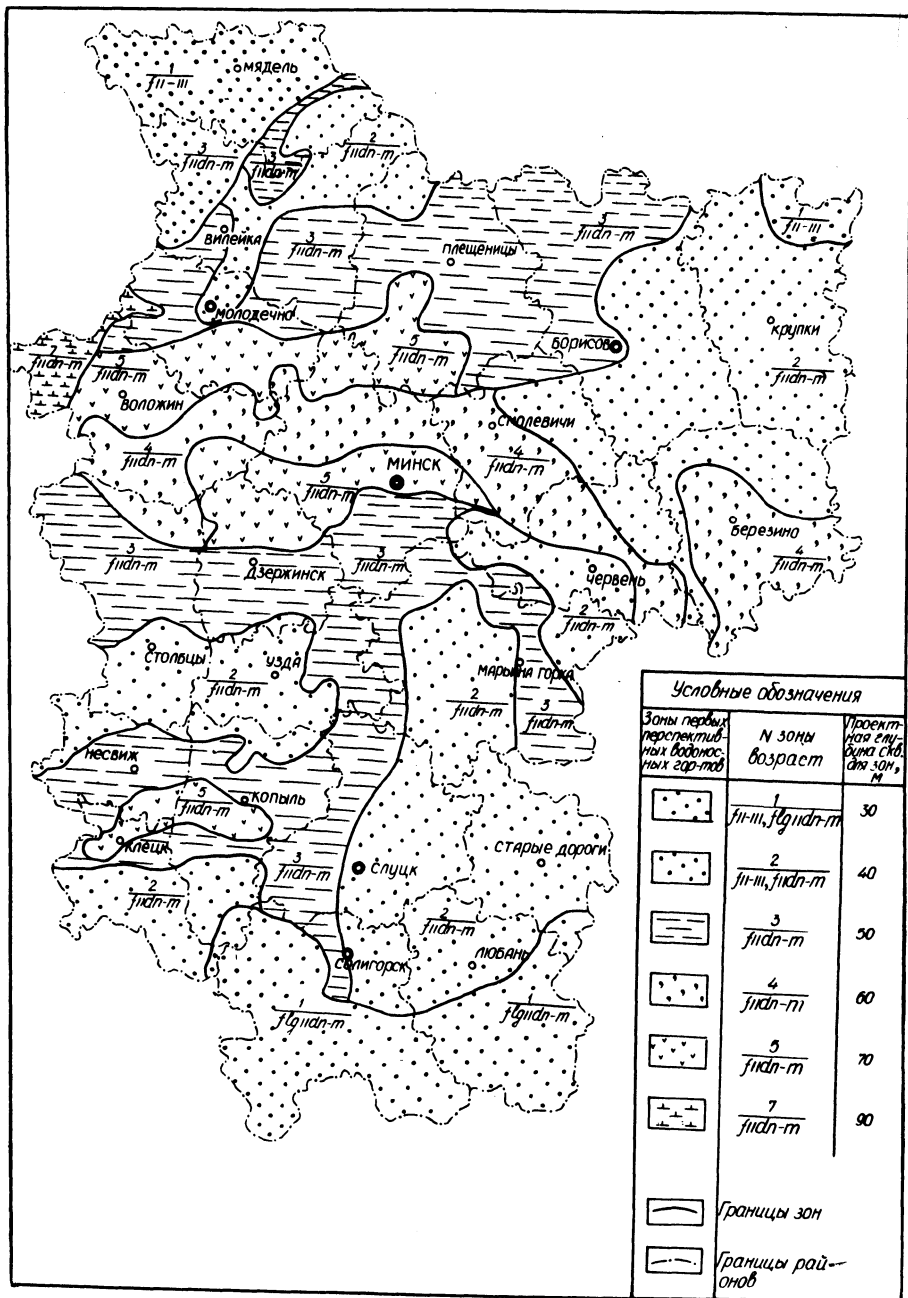


Рис. 1. Карты районирования водоносных районов Минской области.

Разделение на основные и вспомогательные водоносные горизонты несколько условно. Основными горизонтами принято считать первые от поверхности, перекрытые водоупором, а залегающие ниже — вспомогательными. В целом по республике выделено 63 зоны.

Для удобства карты составлены в двух вариантах. На одной из них показаны зоны распространения основных водоносных горизонтов, на другой — основных и вспомогательных.

К картам составлены объяснительные записки, в которых приведено описание геологического строения и гидрогеологических условий каждой из административных областей БССР.

Карты рекомендованы для разработки зональных проектов на бурение разведочно-эксплуатационных скважин производительностью до 15 м³/ч.

Проекты разрабатывались по следующей методике: по картам районирования водоносных горизонтов, карте фактического материала и каталогу подбирались опорные скважины с наиболее достоверными данными и для каждой из зон были составлены усредненные геологические разрезы по глубинам проектируемых скважин. Затем в соответствии с требованиями ТУ-14-57, СН-325-65 и СНиП-1У-39 с учетом опыта строительства и эксплуатации водозаборных скважин на территории БССР по усредненным геологическим разрезам разработаны зональные проекты. В составе зональных проектов сохранены все главы, имеющиеся в индивидуальных проектах.

На объектах водоснабжения предусмотрено строительство типовых заглубленных насосных станций из железобетонных колец с автоматическими водоподъемными установками или погружными насосами с установкой водонапорных башен. Кроме этого, предусматривается сооружение и благоустройство зон санитарной охраны.

Применение зональных проектов на строительстве водозаборных скважин позволяет решать следующие основные задачи:

- 1) сократить сроки на составление проектно-сметной документации;
- 2) примерно в пять раз удешевить стоимость проектно-сметной документации;
- 3) улучшить оперативно-производственное планирование и внедрить технически обоснованные нормы затрат материалов в строительных организациях, ведущих бурение скважин на воду.

ДРЕНАЖНЫЕ ПОРИСТЫЕ ТРУБЫ В МЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Как показали многочисленные исследования гончарного дренажа, одной из основных причин нарушения его нормальной работы является заиливание полостей трубок мелкими частицами грунта, проникающими вместе с водой через водоприемные отверстия. Заиливание приводит к ряду неблагоприятных явлений: уменьшается пропускная и водозахватная способности труб, а вместе с ними ухудшается и осушительное действие дренажа. Одним из путей предупреждения дрен от заиливания в период их укладки и эксплуатации является создание труб; в трубах водоприемные отверстия можно заранее строго задавать в необходимых пределах, которые не зависели бы от качества строительных работ и позволяли в любых грунтовых условиях укладывать их без защитного фильтра. При этом в процессе изготовления труб характеристики перфораций (количество и их размеры) можно регулировать в зависимости от механического состава дренируемого грунта и величины водной нагрузки. Таким требованиям могут отвечать трубы с пористыми фильтрующими стенками, так называемые трубофильтры, которые обеспечивают прием воды всей их поверхностью. Такие трубы выполняют одновременно функции водопроводящего канала и однослойного фильтра.

Борьба за увеличение водозахватной способности и долговечность службы дренажа связана именно с разработкой и внедрением пористых труб. Последние получили всеобщее признание, в связи с чем совершенствуются как конструкции, так и методы сооружения дренажей, выполненных из таких труб. В результате экспериментальных исследований в качестве материала для пористых труб были предложены керамика и бетон [1, 2]. При разработке рациональной конструкции труб основная задача состояла в том, чтобы подобрать такой состав материала и фильтрационное сопротивление, при которых поступление грунта в дрены было бы минимально допустимым, а кольматация стенок труб практически отсутствовал. Условие непротекания частиц скелета грунта через открытые поры в стенках труб и некольматируемости их мелкими частицами, вынос которых фильтрационным потоком из грунта является допустимым, могут быть обеспечены правильным подбором состава материала пористых труб.

Подбор пористых труб производился нами с таким расчетом, чтобы при работе дренажа предотвратить чрезмерную кольматацию пор фильтра, т.е. стенок труб, или непрерывное истечение грунта в дренаж. Иначе в первом случае на поверхности труб резко возрастут потери напора, в результате чего значительно снизится водозахватная способность дренажа; в другом случае дренаж заилится и быстро выйдет из строя.

В основу известных рекомендаций по подбору фильтров дренажей и буровых скважин положен принцип, который сводится к нормированию межслойного коэффициента $m = D_{50}/d_{50}$, где D_{50} — средний диаметр зерен фильтра, а d_{50} — средний диаметр частиц дренируемого или водоносного грунта. При этом в качестве граничных условий принимается устойчивая работа дренажа без пескования или "оптимальная" кольматация. Тогда в первом случае берется предельное значение соотношения $m_{\text{доп}} = D_{50}/d_{50}$ [3], а в другом исходят из такого значения m , чтобы на фильтре имели место минимальные потери напора [4]. Такой подход к решению задачи подбора фильтров с сыпучей обсыпкой не может быть перенесен на "жесткие" фильтры, которые в силу технологических особенностей изготовления обладают иной структурой порового пространства. Последняя существенным образом изменяет характер суффозии и кольматации в пористых трубах по сравнению с сыпучими фильтрами. Отсюда следует, что предполагаемая устойчивость D_{50}/d_{50} в действительности не имеет места, так как размеры пор находятся в зависимости от многих факторов (вид вяжущего и его дозировка, степень и способ уплотнения, технология изготовления и др.), которые изменяют значение m в значительных пределах.

Представляется более правильным производить подбор пористых труб по коэффициенту фильтрации, который одновременно может служить и основной характеристикой их водопроницаемости. Принимая за расчетный параметр K_{ϕ}^0 , учитываем "жесткую" структуру порового пространства материала труб. Однако K_{ϕ}^0 характеризует фильтрационную способность "чистого" фильтра и не учитывает процесс взаимодействия последнего с дренируемым грунтом. В связи с этим фильтрационную способность пористых труб следует оценивать расчетным коэффициентом фильтрации

$$K_p = f(K_{\phi}^0, K_{гр}),$$

где K_{ϕ}^0 — начальная проницаемость труб; $K_{гр}$ — коэффициент фильтрации дренируемого грунта.

Таблица 1

Грунты	d_{10} , мм	d_{60} , мм	d_{50} , мм	$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$
Песок среднезернистый	0,19	0,43	0,39	2,26
" мелкий	0,11	0,23	0,21	2,09
" "	0,09	0,23	0,20	2,56
" "	0,075	0,22	0,19	2,93
" "	0,085	0,215	0,19	2,53
" "	0,08	0,20	0,18	2,50
" "	0,065	0,19	0,17	2,92
пылеватый	0,06	0,17	0,15	2,83

Инженерный подход к решению данной задачи состоит в выборе таких значений K_{ϕ}^0 и $K_{гр}$, которые обеспечивали бы максимальную водозахватную способность труб при минимальных потерях напора в них и работу дренажа без заиливания.

При такой постановке вопроса мы воспользовались теорией кольматации, применение которой значительно облегчает решение вопроса о подборе допустимых значений K_{ϕ}^0 и $K_{гр}$. Как известно, эффект кольматации фильтров принято рассматривать как результат двух одновременно протекающих, но различных по физической природе явлений:

а) наложение слоя дренируемого грунта на поверхность фильтра, вызывающее снижение водозахватной способности последнего за счет образования микросводов над входными отверстиями фильтра (поверхностная кольматация); б) механическая закупорка пор фильтра мелкими частицами грунта, находящимися в фильтрующем потоке (внутренняя кольматация).

С учетом изложенных соображений нами сделана оценка суффозионной и кольматационной устойчивости пористых труб по соотношению коэффициентов фильтрации трубы K_{ϕ}^0 и дренируемого грунта $K_{гр}$.

Для установления допустимых соотношений $K_{\phi}^0/K_{гр}$ на фильтрационной установке типа Дарси нами проводились опыты, в основу которых была положена степень кольматации фильтров. Методика исследований заключалась в следующем. После определения по стандартной методике начального коэффициента фильтрации образца K_{ϕ}^0 последний загружали грунтом, высота слоя которого составляла 10 см, и при напоре $H=100$ см исследовали их совместную работу. Для задержки просыпавшегося через образец грунта перед сливным бачком подключали

Содержание частиц, %, диаметром, мм						Коэффициент фильтрации $K_{гр}$ м/сут
>1,0	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,10	0,10-0,05	<0,05	
5,0	18,25	62,25	10,0	4,0	0,5	11,2
-	10,00	23,73	60,0	6,0	0,22	7,6
3,0	5,00	22,6	58,0	7,2	4,22	5,8
1,3	6,8	20,5	56,8	9,5	5,1	3,4
0,7	5,9	21,7	58,3	11,3	2,1	2,6
-	4,1	13,6	67,0	14,4	0,9	1,8
-	-	15,8	63,5	16,8	3,9	1,3
-	-	2,0	72,0	20,0	6,0	0,9

песколовку в виде 5-литровой бутылки, что позволяло по появлению в ней песка отмечать не только начало, но и продолжительность выноса. Каждый из образцов фильтра поочередно испытывался с несколькими грунтами (табл. 1), обеспечивающими работу дренажа без чрезмерной механической суффозии (вынос грунта не более 3% по весу). В ходе опытов определяли: коэффициент фильтрации системы грунт-фильтр K_{ϕ} , представляющий собой средний коэффициент фильтрации двухслойной системы (фильтр, равный толщине стенки дренажной трубы, и такой же слой грунта на нем) и являющийся по существу показателем поверхностной кольматации; коэффициент фильтрации образца после его работы в контакте с грунтом K_{ϕ}^0 , характеризующий степень внутренней кольматации. Контактный коэффициент фильтрации K_{ϕ} определялся до получения устойчивых значений $K = \text{const}$.

В результате сравнения K_{ϕ} и K_{ϕ}^0 и сопоставления их с начальным значением K_{ϕ}^0 для различных грунтов при конкретном K_{ϕ}^0 определяли соотношение $K_{\phi}^0/K_{гр}$, соответствующее допустимой кольматации. Чтобы иметь возможность рассматривать все сочетания $K_{\phi}^0/K_{гр}$ в качестве характеристики степени кольматации мы приняли относительные показатели кольматации, характеризующие как поверхностную, так и внутреннюю кольматации, т.е. отношения K_{ϕ}^0/K_{ϕ} и K_{ϕ}^0/K_{ϕ}^0 . В этом случае наилучшему сочетанию $K_{\phi}^0/K_{гр}$ будут соответствовать минимальные значения K_{ϕ}^0/K_{ϕ} и K_{ϕ}^0/K_{ϕ}^0 . Численный анализ результатов (табл. 2) показывает следующее:

Таблица 2

Коэффициент фильтрации, м/сут				$K_{\phi}^0/K_{гр}$	$K_{\phi}^0/K_{к}$	K_{ϕ}^0/K_{ϕ}
грунта $K_{гр}$	сильтра начальный K_{ϕ}	системы фильтр- грунт $K_{к}$	фильтра кольма- тирован- ного K_{ϕ}			
11,2	470	51,6	398	42,0	9,1	1,18
7,6	470	43,9	376	61,8	10,7	1,25
5,8	470	39,5	356	81,0	11,9	1,32
3,4	470	30,9	280	138,1	15,2	1,68
2,6	470	27,4	224	181,0	17,2	2,1
7,6	364	38,7	325	47,9	9,4	1,12
5,8	364	35,7	303	62,7	10,2	1,2
3,4	364	27,2	237	107,0	13,4	1,54
2,6	364	24,8	207	140,0	14,7	1,76
5,8	220	23,2	191	37,9	9,5	1,15
3,4	220	20,0	169	64,7	11,0	1,3
2,6	220	19,1	169	84,5	11,5	1,3
1,8	220	15,4	135	122,2	14,3	1,63
3,4	136	16,0	123	40,0	8,5	1,1
2,6	136	12,9	118	52,3	10,5	1,15
1,8	136	12,8	101	75,5	10,6	1,35
1,3	136	10,9	94,5	104,6	12,5	1,44
2,6	76	8,35	70,1	29,2	9,1	1,07
1,8	76	7,7	68	42,2	9,9	1,12
1,3	76	7,6	63	58,5	10,0	1,2
0,9	76	6,1	55	84,5	12,4	1,38
2,6	32	7,3	31	12,3	4,4	1,04
1,8	32	5,3	30	17,8	6,0	1,07
1,3	32	4,0	30	24,6	8,0	1,07
0,9	32	3,5	28	35,6	9,2	1,13

а) явление кольматации фильтров имеет место при различных сочетаниях K_{ϕ}^0 и $K_{гр}$, причем чем больше величина $K_{\phi}^0/K_{гр}$, тем больше и степень кольматации; б) степень снижения начального коэффициента фильтрации труб K_{ϕ}^0 за счет внутренней кольматации в 8--9 раз меньше, чем за счет наружной; в) увеличение $K_{гр}$ вызывает возрастание $K_{к}$ при очевидном преобладающем влиянии коэффициента фильтрации грунта $K_{гр}$ на среднее значение коэффициента фильтрации системы фильтр--грунт; г) предельное (максимальное) значение $K_{\phi}^0/K_{гр}$ можно определить только для наименьшего значения $K_{гр}$, принятого

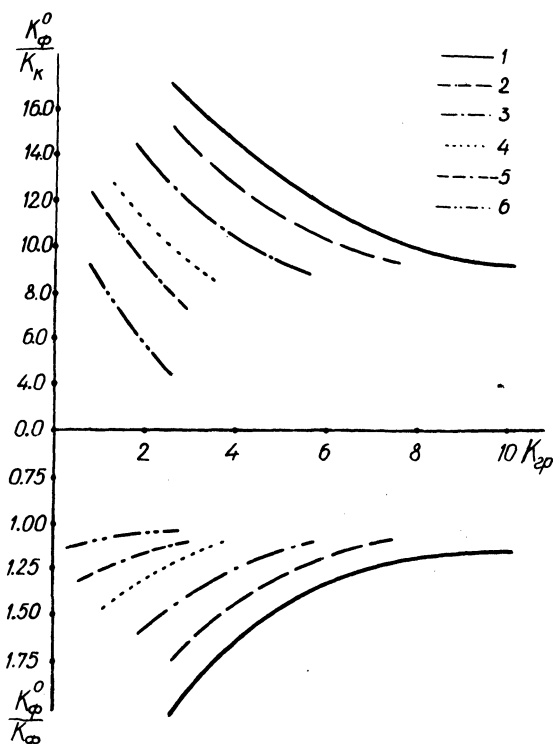


Рис. 1. Зависимость показателей кольматации K_{ϕ}^0/K_{κ} и K_{ϕ}^0/K_{ϕ} от водопрони-
 кой способности грунта $K_{гр}$ и фильтра

K_{ϕ}^0 :

1, 2, 3, 4, 5, 6 — соответственно $K_{\phi}^0 = 470; 364; 220; 136; 76; 32$ м/сут.

для каждого K_{ϕ}^0 из условия отсутствия механической суффозии, сопровождающейся выносом скелетных частиц грунта.

Анализ функций $(K_{\phi}^0/K_{\kappa}, K_{\phi}^0/K_{\phi}) = f(K_{гр})$, представленных на рис. 1, показывает, что для каждого образца с определенной фильтрационной способностью K_{ϕ}^0 с увеличением $K_{гр}$ относительные показатели кольматации уменьшаются, приближаясь (при $K_{гр} \rightarrow K_{\phi}^0$) к единице. Наоборот, при уменьшении значения $K_{гр}$ эти показатели кольматации увеличиваются. Несмотря на общий характер зависимостей $(K_{\phi}^0/K_{\kappa}, K_{\phi}^0/K_{\phi}) = f(K_{гр})$,

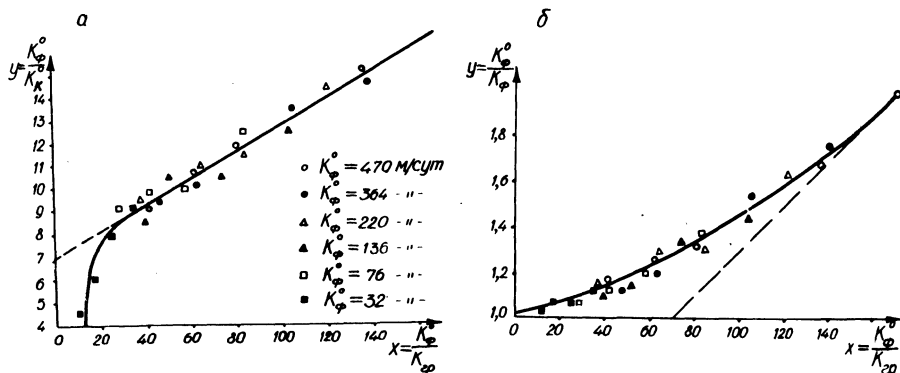


Рис. 2. Зависимость показателя поверхностной (а) и внутренней (б) кольматации от соотношения $K_{\phi}^0/K_{гр}$.

отметим, что при увеличении значения K_{ϕ}^0 кривые имеют более пологое очертание и приближаются к асимптотам при меньших значениях $K_{гр}$.

Как видно из табл. 2, соотношение коэффициентов фильтрации труб и грунтов $K_{\phi}^0/K_{гр}$ различно для всех исследуемых значений K_{ϕ}^0 . Однако если принять соотношение $K_{\phi}^0/K_{гр}$ за ос-

нову сравнения, то можно наблюдать (рис. 2) определенную закономерность изменения $K_{\phi}^0/K_{к}$ и $K_{\phi}^0/K_{ф}$ от $K_{\phi}^0/K_{гр}$. Математическая обработка результатов опытов по данным табл. 2 дает довольно высокую тесноту связи $K_{\phi}^0/K_{к} = f(K_{\phi}^0/K_{гр})$ и $K_{\phi}^0/K_{ф} = f(K_{\phi}^0/K_{гр})$. Корреляционные отношения представленных зависимостей соответственно равны 0,895 и 0,985.

Анализируя зависимости степени кольматации пористых труб от $K_{\phi}^0/K_{гр}$, можно установить предельно допустимые соотношения коэффициентов фильтрации грунта и фильтра, при которых кольматация пористых труб не будет превышать определенных величин.

Рассматривая графики функции $(K_{\phi}^0/K_{к}, K_{\phi}^0/K_{ф}) = f(K_{\phi}^0/K_{гр})$, можно установить, что зависимости в основном четко выражены двумя участками различной кривизны. Первая зависимость $K_{\phi}^0/K_{к} = f(K_{\phi}^0/K_{гр})$ (рис. 2, а) имеет большую кривизну у начала кривой, осяей координат и далее незначительное выполаживание, переходящее в прямую линию до $K_{\phi}^0/K_{гр} = 160$, т.е. у начала кривой имеется участок более интенсивного приращения величины $K_{\phi}^0/K_{к}$ с увеличением $K_{\phi}^0/K_{гр}$, что свидетельствует о возрастающей поверхностной кольматации на этом участке. Числен -

ный анализ изменения величины приращения $K_{\phi}^0/K_{\text{гр}}$ функции $K_{\phi}^0/K_{\text{к}} = f(K_{\phi}^0/K_{\text{гр}})$ на каждые десять единиц приращения $K_{\phi}^0/K_{\text{гр}}$ обнаруживает своего рода точку перегиба кривой, за которой наблюдается резкое падение приращения $K_{\phi}^0/K_{\text{к}}$ с 2,3 на 0,6, являющееся практически постоянной величиной. Точка перегиба этой зависимости соответствует отношению $K_{\phi}^0/K_{\text{гр}} = 30$, а участок, выраженный прямой линией, соответствует интервалу изменения $K_{\phi}^0/K_{\text{к}}$ от 30 до 160.

При рассмотрении же зависимости $K_{\phi}^0/K_{\text{к}} = f(K_{\phi}^0/K_{\text{гр}})$ (рис. 2, б), наоборот, наблюдается ее пологий (плавный) характер у начала осей координат с последующим постоянным подъемом, что свидетельствует о сравнительно медленном росте внутренней кольматации на интервале $10 \leq K_{\phi}^0/K_{\text{к}} \leq 160$. При соотношениях $K_{\phi}^0/K_{\text{к}} > 160$ кривая переходит в прямую с постоянным приращением функции $\Delta K_{\phi}^0/K_{\text{к}} = 1$ на каждые $\Delta K_{\phi}^0/K_{\text{к}} = 10$.

Физический смысл рассматриваемых зависимостей $K_{\phi}^0/K_{\text{к}}$ заключается в преимущественном влиянии поверхностной кольматации до значения $K_{\phi}^0/K_{\text{к}} = 30$ и интенсивной внутренней кольматации, переходящей затем в вынос скелетных частиц грунта через фильтр, при $K_{\phi}^0/K_{\text{к}} > 160$. Следовательно, предельно допустимое соотношение $K_{\phi}^0/K_{\text{гр}}$ находится в пределах $30 \leq K_{\phi}^0/K_{\text{к}} \leq 160$.

Таким образом, в результате проведенных исследований суффозионно-кольматационных процессов установлено, что явление кольматации пористых труб имеет место при различных сочетаниях K_{ϕ}^0 и $K_{\text{гр}}$, причем чем больше величина относительной проницаемости системы $K_{\phi}^0/K_{\text{гр}}$, тем выше и степень кольматации.

Следующим этапом работы было изучение процесса снижения водопропускной способности труб во времени и выявление существования какого-то предельного значения кольматации при допустимом значении $K_{\phi}^0/K_{\text{гр}}$. Опыты по оценке степени изменения K_{ϕ}^0 во времени проводили после отыскания для каждого K_{ϕ}^0 допустимого значения $K_{\text{гр}}$, ибо произвольный выбор типа грунта не позволил бы сделать строгие обобщения.

Эксперимент состоял в измерении расхода при фильтрации воды сквозь слой несвязного грунта и фильтр через определенные промежутки времени до получения стабильных, не изменяющихся во времени значений расхода. Для устранения влияния растворенного в воде воздуха на процесс кольматации вода перед поступлением в прибор пропусклась через стекло-фильтр. Постоянный напор фильтрующего потока поддерживали с помощью напорного бачка с водосливом.

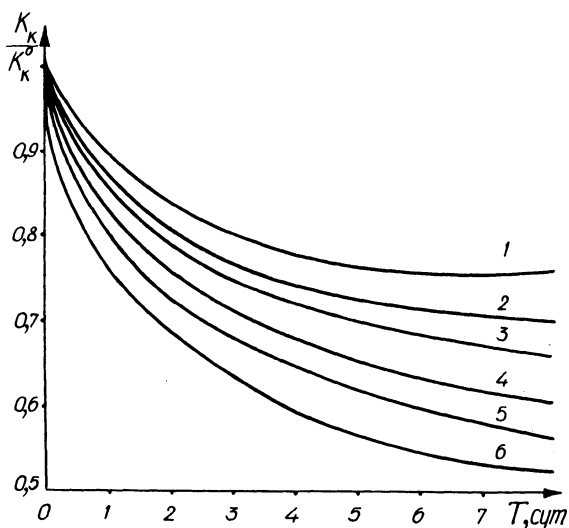
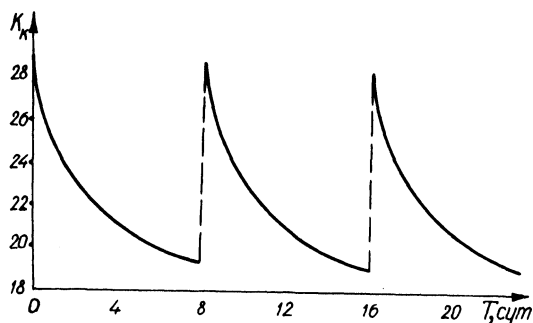


Рис. 3. Изменение водопроницаемости фильтров во времени:
 1— $K_{\phi}^0=470$ м/сут, $K_{гр}=5,8$ м/сут; 2—соответственно 364; 3,4;
 3—220; 2,6 м/сут; 4—136; 1,8 м/сут; 5—76; 1,3;
 6—32; 0,9.

Изучение динамики процесса заиливания фильтров осуществлялось в соответствии с установленным неравенством $30 \leq \frac{K_{\phi}^0}{K_{гр}} \leq 160$. Если перевести абсолютные значения коэффициента фильтрации $K_{гр}$ на относительные, выраженные в долях единицы от начального K_{ϕ}^0 , то можно представить результаты опытов в виде сопоставимых графиков (рис. 3). Для различных сочетаний K_{ϕ}^0 и $K_{гр}$ зависимость $K_{\phi}/K_{гр}^0$ имеет одинаковый качественный характер. В начале эксперимента относительный коэффициент фильтрации равен единице. По мере увеличения объема профильтровавшейся воды коэффициент фильтрации уменьшается, причем это уменьшение наиболее выражено в начальный момент опыта. Затем кривые явно стремятся к асимптотам.

Различным несвязным грунтам, а следовательно, различным по водопроницаемости фильтрам соответствуют вполне определенные предельные значения координат, причем с увеличением $K_{гр}$ величина понижения водопроницаемости уменьшается. Так, при $K_{\phi}^0=470$ м/сут и $K_{гр}=5,8$ м/сут максимальное снижение начального коэффициента фильтрации системы грунт—фильтр составляет всего 24%, а при $K_{\phi}^0=32$ м/сут и при $K_{гр}=0,9$ м/сут почти 50%. Однако следует подчеркнуть, что даже для мелких несвязных грунтов величина остаточного коэффициента фильтрации намного превышает водопроницаемость дренируемого грунта и

Рис. 4. Восстановление фильтрационных свойств фильтров промывкой ($K_{\phi}^0 = 220$ м/сут, $K_{гр} = 2,6$ м/сут).



фильтрационная способность пористых труб остается достаточной для обеспечения дренирующего эффекта и отвода избытка грунтовых вод в самых неблагоприятных почвенно-грунтовых и гидрогеологических условиях.

Время, в течение которого происходит основное изменение фильтрационных свойств труб, различно для каждого грунта и условий опытов и колебалось от 5 до 8 суток.

Изменение фильтрационных свойств происходит за счет уплотнения грунта под действием потока воды и происходящих процессов поверхностной и внутренней кольматации (рис. 3).

Для проверки правильности данного положения был выполнен следующий эксперимент. После стабилизации водопроницаемости системы фильтр—грунт поток воды был направлен в обратную сторону, т.е. осуществлена промывка фильтра обратным током воды. Продолжительность промывки колебалась от 3 до 8 ч. За этот период восстанавливалась первоначальная структура грунта в приконтактной зоне и водопроницаемость фильтра была очень близка к начальной (рис. 4). Следует отметить, что существование предельной кольматации и восстановление начальных фильтрационных свойств труб обратной промывкой характерны именно для несвязных грунтов и природа этих явлений заключается в возможности относительного перемещения частиц грунта в приконтактной зоне.

В ы в о д ы

1. Для подбора пористых труб из условия устойчивости к суффозии и кольматации получены значения предельно-допустимых отношений коэффициента фильтрации труб к коэффициенту фильтрации практически несущезуффузионных несвязных дренируемых грунтов, которые находятся в пределах $30 \leq K_{\phi} / K_{гр} \leq 160$. Это неравенство позволяет подбирать пористые трубы для раз-

личных несвязных практически несуггфозных грунтов. При этом снижение водопроницаемости системы грунт--фильтр во времени для самых мелких несвязных грунтов ($K_{гр} = 0,9$ м/сут) не превышает 50%.

2. Кольматация пористых труб достигает предельных значений и в ходе дальнейшей фильтрации практически не изменяется, а водопроницаемость остается достаточной для обеспечения дренируемого эффекта при всех реальных условиях работы дренажа.

Л и т е р а т у р а

1. Жуковский М.П. Прочность мелкопористого бетона на местных заполнителях как материала для фильтрующих дренажных труб. -- В сб.: Гидротехника, мелиорация и использование осушенных земель. Минск, 1968. 2. Петров Л.К., Жуковский М.П., Жолнеровский Д.А. Пористые проницаемые дренажные керамические трубы и их основные свойства. -- В сб.: Мелиорация и гидротехника. Вып. 81. Горки, 1971. 3. Елисеев М.Я. Клеевые гравийные фильтры для буровых скважин. -- "Гидротехника и мелиорация", 1955, № 3. 4. Николодышев И.С. Исследования фильтра из пористого бетона. -- "Гидротехника и мелиорация", 1958, № 10.

М.П. Жуковский

МОРОЗОСТОЙКОСТЬ ПОРИСТЫХ БЕТОННЫХ ТРУБ

В связи с огромным и постоянно растущим объемом капитального строительства в нашей стране большое значение приобретает вопрос совершенствования конструкции дренажа и снижения его стоимости, так как ряд объектов сельскохозяйственного, дорожного и промышленного строительства нуждается в инженерной защите от подтопления грунтовыми водами. С этой целью устраивается чаще всего горизонтальный трубчатый дренаж. Для защиты дренажа от заиливания и повышения его водозахватывающей способности требуется устройство вокруг труб многослойного песчано-щебеночного фильтра. Устройство такого дренажа представляет известные трудности при его укладке и не всегда обеспечивает высокое качество дренажа. Поэтому в настоящее время наметилась тенденция к широкому

применению в неагрессивных средах пористых бетонных труб [1, 2, 3, 4, 5, 6]. Большинство работ в этой области посвящено изучению крупнопористого бетона, использование которого для изготовления труб нецелесообразно ввиду необходимости устройства двуслойного переходного фильтра. Стремление улучшить конструкции дренажа при одновременном уменьшении объема фильтровой обсыпки вызывает необходимость исследования пористых бетонных труб, изготовленных на заполнителе, фракционированном мелком, и цементном вяжущем.

Основная и практически важная характеристика, с которой приходится считаться при проектировании дренажных сооружений, — это морозостойкость пористых труб, поскольку они могут находиться в зоне сезонного промерзания грунта и, следовательно, подвергаться совместному действию отрицательной температуры и воды. Однако данных по морозостойкости пористых бетонных труб, работающих в контакте с водой и морозом, не имеется, что и побудило нас провести специальные исследования по этому вопросу.

Материал дренажных труб имеет пористо-капиллярную структуру и в условиях эксплуатации насыщается водой. В результате совместного действия поровой воды и мороза может произойти разрушение стенок труб за счет увеличения объема воды при переходе в лед на 9% [7] и разности коэффициентов температурного расширения льда и скелета материала [8]. В замкнутом объеме при этом развивается давление, которое создает напряжение, превышающее предел прочности материала труб на растяжение [7]. Чтобы избежать опасных напряжений, вода, замерзающая в порах материала, должна свободно расширяться, а избыточная беспрепятственно вытесняться из этих пор в смежные, свободные от воды. Этим требованиям отвечает пористый бетон на мелких заполнителях. Так как поры в этом материале открытые и крупные, то вода вследствие малых капиллярных сил не удерживается и вытекает из них, в менее крупных удерживается лишь частично. Исследованиями установлена количественная связь между структурой пор и морозостойкостью материала [9]:

$$C = \frac{V_p}{V_{оп} - V_p} 100\% \geq 9\%,$$

где C — структурная характеристика, %; V_p — объем резервных пор; $V_{оп}$ — объем пор с размером, превышающим нижний предел опасных пор.

Таблица 1. Результаты испытания образцов из мелкопористого

Номинальный состав по весу	Состав заполнителя по весу, %, при диаметре, мм				Средний диаметр D_{50} , мм
	3--2	2--1	1,0--0,5	0,5--0,25	
1:6	100	-	-	-	2,50
	-	100	-	-	1,50
	-	-	100	-	0,75
	-	-	-	100	0,375
	25	25	25	25	1,0
	50	50	-	-	2,0
	-	50	50	-	1,0
	-	-	50	50	0,5
	33,3	33,3	33,3	-	1,5
	-	33,3	33,3	33,3	0,75
1:8	100	-	-	-	2,5
	-	100	-	-	1,5
	-	-	100	-	0,75
	-	-	-	100	0,375
	25	25	25	25	1,0
	50	50	-	-	2,0
	-	50	50	-	1,0
	-	-	50	50	0,5
	33,3	33,3	33,3	-	1,5
	-	33,3	33,3	33,3	0,75

Эта формула применима для оценки морозостойкости материалов, характеризующихся лишь 15 циклами попеременного замораживания и оттаивания. Поэтому определение морозостойкости производилось нами экспериментально как по стандартной, так и по методике БелНИИмВХ [10]. Для исследования были приняты образцы 5*5*5 см и пористые трубы, изготовленные на фракционированных одно- и разнотернистых песках.

Эксперименты с образцами разделены на три серии. Опыты первой серии проводились на образцах, изготовленных из бетонов одного и того же номинального состава, но на заполнителях различной крупности. Результаты этих испытаний приведены в табл. 1, из рассмотрения которой можно заключить, что все образцы, за исключением состава бетона на заполнителе 0,5--0,25 мм, выдерживают 35 циклов замораживания и оттаивания с допустимым снижением прочности от 16

бетона на морозостойкость по стандартной методике

Коэффициент неоднородности $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	В/Ц	Расход цемента, кг на 1 м ³ бетона	Коэффициент морозостойкости K_m при количестве циклов замораживания и оттаивания			
			15	25	35	50
1,24	0,375	254	1,0	0,88	0,82	0,73
1,45	0,40	260	1,0	0,89	0,80	0,71
1,45	0,46	252	0,99	0,86	0,77	0,69
1,45	0,555	234	0,74	0,63	0,54	0,41
4,0	0,395	278	1,0	0,91	0,84	0,72
1,83	0,385	265	1,0	0,93	0,86	0,72
2,00	0,410	266	1,0	0,90	0,81	0,71
2,00	0,50	251	0,95	0,84	0,76	0,68
2,77	0,40	266	1,0	0,90	0,82	0,71
2,77	0,46	262	0,98	0,86	0,78	0,69
1,24	0,45	195	0,98	0,89	0,79	0,70
1,45	0,50	199,5	0,97	0,85	0,76	0,63
1,45	0,595	192,5	0,92	0,83	0,72	0,61
1,45	0,45	174,5	0,67	0,58	0,49	0,33
4,0	0,505	213	0,95	0,81	0,73	0,60
1,83	0,455	213	0,97	0,84	0,76	0,64
2,0	0,505	213	0,96	0,82	0,73	0,58
2,0	0,66	192	0,88	0,76	0,63	0,53
2,77	0,51	203,5	0,94	0,83	0,74	0,58
2,77	0,6	199,5	0,92	0,80	0,69	0,53

Таблица 2. Влияние В/Ц на морозостойкость пористого бетона.

Номинальный состав бетона по весу	Состав заполнителя по весу, %, при диаметре, мм		Коэффициент морозостойкости K_m при количестве циклов замораживания и оттаивания	
	3--2	2--1	15	25
1:6	100	-	1,0	0,88
	100	-	0,83	0,71
	-	100	1,0	0,89
	-	100	0,78	0,62
	50	50	1,0	0,93
	50	50	0,75	0,64
1:7	50	50	0,98	0,87
	50	50	0,76	0,61

до 24%; с увеличением крупности однофракционных заполнителей (D_{50}) морозостойкость повышается.

Цель опытов второй серии — проверка морозостойкости образцов, изготовленных из бетонов на заполнителях одной крупности, но разного номинального состава (табл.1). Приведенные данные показывают, что морозостойкость бетона при всех циклах замораживания и оттаивания с уменьшением расхода цемента понижается.

Существенное влияние на морозостойкость бетона оказывает водоцементное отношение. Коэффициент морозостойкости пористого бетона, содержащего оптимальное количество воды как на одно-, так и многофракционных заполнителях, понижается с ростом оптимального значения В/Ц. С другой стороны, получение морозостойкого бетона возможно лишь при оптимальном значении В/Ц для данного состава. Бетоны, содержащие оди-

наковое количество цемента, но имеющие значение В/Ц выше оптимальных, менее морозостойки (табл. 2). Пониженная морозостойкость объясняется наличием в цементном камне мельчайших пор и усадочных трещин, которые образуются за счет испарения части воды: при твердении бетона в случае более высоких значений В/Ц.

В третьей серии опытов образцы испытывались в полупогруженном и погруженном в воду состоянии. Образцы выдержали без значительной потери прочности лишь 25 циклов попеременного замораживания и оттаивания (табл. 3). Коэффициент морозостойкости (K_M) образцов, испытанных в полупогруженном состоянии, оказался меньше K_M образцов, испытанных в погруженном состоянии. Влажность и температура распределены здесь неравномерно по сечению образцов и значительны знакопеременные деформации, приводящие к ослаблению их структуры. Дренажные трубы в натурных условиях могут находиться

Таблица 3. Морозостойкость образцов из пористого бетона,

Номинальный состав по весу	Состав заполнителя по весу, %, при диаметре, мм			
	3--2	2--1	1,0--0,5	0,5--0,25
1:6	100	—	—	—
	—	100	—	—
	—	—	100	—
	25	25	25	25
	50	50	—	—
	—	50	50	—
	—	—	50	50
	33,3	33,3	33,3	—
	—	33,3	33,3	33,3
	100	—	—	—
1:8	—	100	—	—
	—	—	100	—
	25	25	25	25
	50	50	—	—
	—	50	50	—
	—	—	50	50
	33,3	33,3	33,3	—
	—	33,3	33,3	33,3
	—	—	—	—
	—	—	—	—

контактирующих с водой

В полупогруженном состоянии			В погруженном состоянии		
Коэффициент морозостойкости K_M при количестве циклов замораживания и оттаивания					
15	25	35	15	25	35
0,90	0,81	0,70	0,98	0,86	0,79
0,89	0,80	0,64	0,96	0,85	0,78
0,86	0,76	0,63	0,93	0,82	0,70
0,88	0,77	0,65	0,96	0,88	0,78
0,89	0,80	0,68	0,95	0,87	0,78
0,88	0,77	0,66	0,97	0,82	0,77
0,85	0,76	0,52	0,92	0,79	0,70
0,88	0,78	0,65	0,96	0,83	0,78
0,86	0,75	0,58	0,93	0,81	0,69
0,86	0,73	0,63	0,95	0,84	0,76
0,85	0,74	0,58	0,93	0,82	0,75
0,80	0,72	0,49	0,92	0,81	0,70
0,85	0,69	0,48	0,93	0,78	0,68
0,86	0,70	0,53	0,95	0,81	0,75
0,84	0,68	0,47	0,92	0,79	0,72
0,78	0,57	0,41	0,86	0,75	0,56
0,84	0,67	0,50	0,90	0,80	0,72
0,79	0,58	0,43	0,89	0,77	0,62

Таблица 4. Сравнительная морозостойкость пористых труб

Наименование изделий	Номинальный состав по весу	Состав заполнителя по весу, %, при диаметре, мм		
		3--2	2--1	1--0,5
Образцы	1:6	100	-	-
Трубы	1:6	100	-	-
Образцы	1:6	-	100	-
Трубы	1:6	-	100	-
Образцы	1:6	-	-	100
Трубы	1:6	-	-	100

в зоне промерзания и переменного уровня воды, поэтому такие исследования, проведенные в полупогруженном состоянии, наиболее отвечают действительности.

Испытания пористых труб из бетона на морозостойкость по стандартной методике показали, что они выдерживают большее количество циклов замораживания и оттаивания, чем образцы из того же состава (табл. 4). Это явление связано с вытеснением избыточной воды из пор во время образования льда, которая при этом перемещается не только в свободные поры внутри материала, но и выходит на поверхность трубы. Чем меньше толщина трубы, т.е. чем короче путь прохождения воды, тем скорее протекает процесс ее отжатия на поверхность и тем меньше вероятность возникновения больших напряжений, приводящих к разрушению материала труб.

При определении морозостойкости труб, испытанных в погруженном и полупогруженном состояниях, преимущества последних, как тонкостенных конструкций, перед образцами не обнаружено.

Проведенные исследования морозостойкости пористых труб доказывают пригодность их использования в конструкциях горизонтальных дренажей мелкого заложения, находящихся в условиях сезонного промерзания грунта.

Л и т е р а т у р а

1. Барекян А.Ш., Челышев А.К., Снегирев И.А. Работоспособность дренажных труб из крупнопористого бетона. — "Гидротехника и мелиорация", 1968, № 4. 2. Восканян В.А. Индустриальное устройство дренажа с помощью трубофильтров. М.—Л., 1963. 3. Низовкин Г.А. Дренажи с дренирующими тру-

и образцов одних и тех же составов

По стандартной методике				В погруженном состоянии			В полупогруженном состоянии		
Коэффициент морозостойкости, $K_{мрз}$ при количестве циклов замораживания и оттаивания									
15	25	50	75	15	25	35	15	25	35
1,0	0,88	0,73	–	0,98	0,86	0,76	0,90	0,81	0,70
1,0	1,00	0,98	0,91	0,97	0,85	0,76	0,91	0,82	0,69
1,0	0,89	0,79	–	0,96	0,85	0,75	0,89	0,80	0,64
1,0	1,0	0,96	0,90	0,97	0,84	0,73	0,89	0,81	0,63
0,99	0,86	0,69	–	0,93	0,82	0,74	0,86	0,76	0,63
1,0	1,0	0,91	0,84	0,94	0,84	0,73	0,87	0,78	0,64

бами. — "Путь и путевое хозяйство", 1962, № 7. 4. Овсянников Л.Ф. Сооружение дренажей машиной системы ЦНИИ МПС. М., 1967. 5. Дегтярев Б.М. Коринченко И.В. Сборные дренажи из пористых бетонных труб. М., 1968. 6. Дегтярев Б.М., Ляпидевский Б.В. Использование трубофильтров из пористого бетона для дренажей. — "Промышленное строительство", 1968, № 9. 7. Мошанский Н.А. О механизме разрушения бетона при замораживании и морозостойкость бетонов в суровых условиях службы сооружений. — В сб.: Морозостойкость бетонов. Вып. 12. М., 1959. 8. Еремеев Г.Г. О морозостойкости бетонов. — "Бетон и железобетон", 1964, № 2. 9. Беркман А.С., Мельникова И.Г. Структура и морозостойкость стеновых материалов. Л.—М., 1962. 10. Михневич Э.И. Крепление откосов осушительных систем фильтрующими материалами. Автореф. канд. дис. Минск, 1967.

И.В. Минаев

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ НЕСИММЕТРИЧНЫХ КОНЕЧНЫХ РАЗНОСТЕЙ ДЛЯ РАСЧЕТА ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДРЕНАЖА

Технико-экономический расчет параметров дренажа может быть произведен методом аппроксимации. Для этого формируется функция цели $\bar{P}_3 = f(h, B, l, \dots)$ от нескольких переменных, которые представляют параметры сооружения ($h, B, l, \dots$) и определяют величину ежегодных затрат или ка-

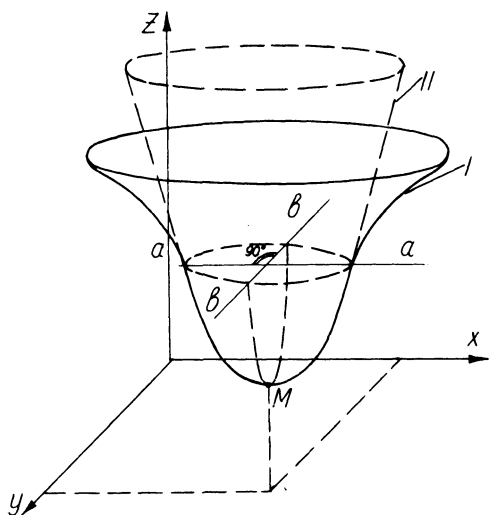


Рис. 1.

питаловложений. Изменяя эти параметры дренажа, можно влиять на размер затрат, определяемых функцией цели. Существование минимума затрат от нескольких переменных обосновывается логически при формировании функции цели и находится в результате решения задачи.

Рассмотрим функцию цели $\bar{P} = f(h, B)$ от двух переменных, где h — глубина заложения дрен, B — расстояние между дренами. Очевидно, что эти параметры могут принимать только положительные значения, тем не менее при изменении переменных от 0 до $+\infty$ функция цели может определять достаточно сложную поверхность. В методе аппроксимации выделяется только та часть этой поверхности, которая содержит глобальный минимум (минимумов может быть несколько) и не содержит точек перегиба, т.е. выделяется часть поверхности, при рассечении которой двумя взаимно перпендикулярными плоскостями в сечениях появляются гладкие кривые типа "седло" с одной точкой минимума $a-a, b-b$ (рис. 1). Выделение такой поверхности осуществляется сужением пределов изменения переменных. Обычно реальные пределы изменения параметров невелики: для глубин h от 0,7 до 1,5 м, для B от 7—10 до 35—40 м. Отсеченная поверхность с точкой минимума в математическом отношении проще для аппроксимации, так как аппроксимирующая поверхность (I, рис. 1) должна совпадать с отсеченной на ограниченном участке изменения переменной; за пределами этих отрезков аппроксимирующая по-

верхность не обязана совпадать с аппроксимируемой поверхностью (II, рис. 1). Отметим, что если в сечении получаются две совершенно идентичные кривые, то очевидно, что отсеченная поверхность симметричная и точка этой поверхности находится взятием производной (с приравниванием ее нулю) по одной переменной. Точка минимума несимметричной поверхности может быть найдена взятием частных производных по переменным, если аппроксимирующая поверхность описывается с помощью достаточно простого уравнения от двух (и более) переменных.

Если найдены уравнения для аппроксимации обеих кривых $f_1(h)$ и $f_2(B)$, то можно получить уравнение от двух переменных $F^2(h, B)$. Предварительно, однако, при аппроксимации кривых удобнее пользоваться относительными координатами на отрезке $[0,1--0,9]$ с шагом 0,1, т.е. применять девять узлов интерполяции и девять ординат. Перейти от реальных координат к относительным можно по формулам

$$u = \frac{h_u - (h_1 - h_{III})}{10 \cdot h_{III}}, \quad (1)$$

$$v = \frac{B_v - (B_1 - B_{III})}{10 \cdot B_{III}}, \quad (2)$$

где h_u, B_v — реальные абсциссы; h_1, B_1 — начальные значения переменных на оси абсцисс; h_{III}, B_{III} — шаг изменения переменных; u, v — относительные абсциссы, которые принимают значения 0,1; 0,2; 0,3; ...; 0,9.

Таким образом, если известны пределы изменения реальных ординат, то относительные u и v могут быть всегда вычислены.

Пусть кривая по переменной h аппроксимируется многочленом второй степени

$$y_h = a_{12}u^2 + a_{11}u + a_{10}, \quad (3)$$

а по переменной B — многочленом третьей степени

$$y_B = a_{23}v^3 + a_{22}v^2 + a_{21}v + a_{20}. \quad (4)$$

Тогда функция от двух переменных может быть найдена следующим образом [1, 2]. Образует двумерную матрицу коэффициентов, затем матрицу-строку и матрицу-столбец из неизвестных в уравнениях (3), (4). Матрица-столбец и матрица-строка образуют базовые векторы для уравнения $F_1(u, v)$:

$$y_{h,B} = (u^2 \ u \ 1) \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} v^3 \\ v^2 \\ v \\ 1 \end{pmatrix}. \quad (3')$$

После перемножения трех матриц получаем функцию от двух переменных $y_{h,B} = F_1(u, v)$, в которой коэффициенты a_{ij} еще необходимо вычислить. Наиболее важным моментом в данном методе является аппроксимация кривых по каждой из переменных. Остальные вычисления вполне автоматичны.

Аппроксимация кривых разделяется на два этапа: первый — предположение вида аппроксимирующей функции, второй — вычисление коэффициентов уравнения. Рассматриваемый метод, позволяет весьма просто вычислять коэффициенты аппроксимирующей функции и в некоторой мере автоматизировать подбор вида функции. Он применим для вычисления коэффициентов не только многочленов, но и других функций, однако здесь рассматриваются многочлены как наиболее распространенная функция для аппроксимации исходных данных.

Представим многочлен n -й степени в виде возрастающей суммы числа членов; последним в этом ряду будет находиться сам многочлен n -й степени:

$$\left. \begin{aligned} y_0 &= a_0 x^0 = a_0; \\ y_1 &= a_0 + a_1 x; \\ y_2 &= a_0 + a_1 x + a_2 x^2; \\ y_3 &= a_0 + a_1 x + a_1 x^2 + a_3 x^3; \\ &\dots \dots \dots \\ y_n &= a_0 + a_1 x + \dots + a_n x^n. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Будем далее придавать переменной x равноотстоящие значения ($x_2 - x_1 = x_3 - x_2 = \dots = x_n - x_{n-1} = h$) и вычислим значения

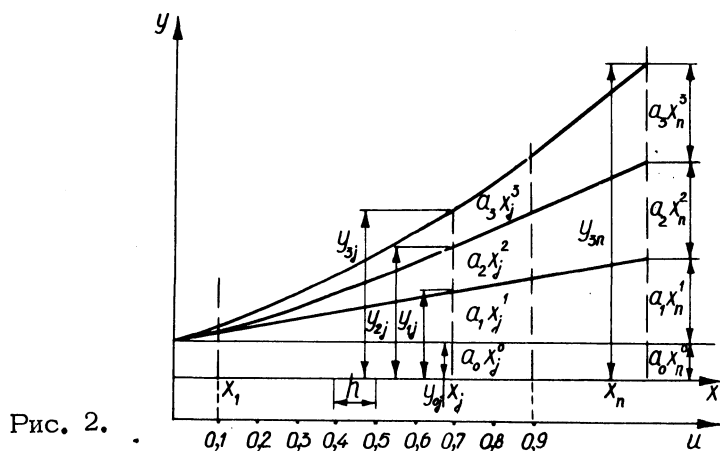


Рис. 2.

Y_{ij} по формулам (5). Ординаты Y_{ij} имеют двойной индекс, первый из которых означает номер многочлена, а второй — номер узла интерполяции (рис. 2).

Известно, что конечные разности ординат многочлена $(m+1)$ -го порядка равны нулю (где $m=0, 1, 2, \dots, n$ для многочленов (5)). Покажем это на примере многочлена третьей степени:

$$y_3 = 1,2 + 2,2x + 1,2x^2 + 0,2x^3, \dots \quad (6)$$

где x — переменная, принимающая значения натурального ряда чисел $(1, 2, 3, \dots, n)$.

Результаты вычислений сведены в табл. 1.

В табл. 1 приводятся значения y_{ij} каждого многочлена и их последовательные разности (от последующих значений отнимаются предыдущие). В скобки при знаке $\Delta^{(i)}$ взяты номера конечных разностей $(m+1)$ -го порядка, равные нулю. В развернутом виде эти конечные разности выражаются через ординаты y_{ij} следующим образом:

$$\Delta^{(1)} y_{0j} = y_{02} - y_{01} = 0, \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \Delta^{(2)} y_{1j} &= \Delta^1 y_{12} - \Delta^1 y_{11} = (y_3 - y_2) - (y_2 - y_1) = \\ &= y_3 - 2y_2 + y_1 = 0, \end{aligned} \quad (8)$$

Таблица 1. Конечные разности многочленов

x	$y_0=1,2$		$y_1 = 1,2 + 2,2 x$			$y_2 = 1,2 + 2,2x +$		
	y_{0j}	$\Delta^1 y_{0j}$	y_{1j}	$\Delta^1 y_{1j}$	$\Delta^2 y_{1j}$	y_{2j}	$\Delta^1 y_{2j}$	$\Delta^2 y_{2j}$
1	1,2	0	3,4	2,2		4,6	5,8	
2	1,2	0	5,6	2,2	0	10,4	2,4	8,2
3	1,2	0	7,8	2,2	0	18,6	2,4	10,6
4	1,2	0	10,0	2,2	0	29,2	2,4	13,0
5	1,2		12,2			42,2		

$$\Delta^3 y_{2j} = \Delta^2 y_{22} - \Delta^2 y_{21} = (\Delta^1 y_{23} - \Delta^1 y_{22}) -$$

$$-(\Delta^1 y_{22} - \Delta^1 y_{21}) = [(y_{24} - y_{23}) - (y_{23} - y_{22})] -$$

$$-[(y_{23} - y_{22}) - (y_{22} - y_{21})] = y_{24} - 3y_{23} + 3y_{22} - y_{21} =$$

$$= 0, \quad (9)$$

$$\Delta^4 y_{3j} = \Delta^3 y_{32} - \Delta^3 y_{31} = (\Delta^2 y_{33} - \Delta^2 y_{32}) - (\Delta^2 y_{32} - \Delta^2 y_{31}) =$$

$$= y_{35} - 4y_{34} + 6y_{33} - 4y_{32} + y_{31}. \quad (10)$$

Конечные разности (7), (8), (9), (10) симметричны (коэффициенты от концов к середине одинаковы), алгебраическая сумма коэффициентов равна нулю.

С помощью конечных разностей можно вычислить коэффициенты аппроксимирующего многочлена [2]. Как видно из рис. 2, каждая из ординат y_{3j} многочлена третьей степени состоит из суммы отрезков $a_i x_j^i$ и поэтому для ординат y_{3j} можно записать следующую сумму чисел:

$+1,2x^2$		$y_3 = 1,2 + 2,2x + 1,2x^2 + 0,2x^3$				
$\Delta^3 y_{2j}$		y_{3j}	$\Delta^1 y_{3j}$	$\Delta^2 y_{3j}$	$\Delta^3 y_{3j}$	$\Delta^4 y_{3j}$
		4,8	7,2			
0		12,0	12,0	4,8		
0		24,0	18,0	6,0	1,2	0
		42,0	25,2	7,2		
		67,2				

$$y_{3j} = a_3 x_j^3 + a_2 x_j^2 + a_1 x_j + a_0. \quad (11)$$

Для ординат y_{2j} записываем сумму чисел:

$$y_{2j} = a_2 x_j^2 + a_1 x_j + a_0. \quad (12)$$

Заменим левую часть равенства (11) обозначением левой части (12). Получим

$$y_{3j} = a_3 x_j^3 + y_{2j} \quad (13)$$

или

$$y_{2j} = y_{3j} - a_3 x_j^3.$$

Но из ординат y_{2j} можно образовать конечную разность (9), равную нулю:

$$(y_{31} - a_3 x_1^3) - 3(y_{32} - a_3 x_2^3) + 3(y_{33} - a_3 x_3^3) - (y_{34} - a_3 x_4^3) =$$

$$= 0. \quad (14)$$

В равенстве (14) содержится одна неизвестная величина a_3 — старший коэффициент кубического уравнения. Значение a_3 находим из (14):

$$a_3 = \frac{y_{31} - 3y_{32} + 3y_{33} - y_{34}}{x_1^3 - 3x_2^3 + 3x_3^3 - x_4^3} \quad (15)$$

Отметим, что числитель дроби (15) не равен нулю, так как для y_{3j} существует конечная разность, равная нулю, более

высокого порядка (10). Знаменатель в (15) также не равен нулю, так как он равен постоянному числу $(-6h^3)$. Действительно

$$x_2 = x_1 + h; \quad x_3 = x_1 + 2h; \quad x_4 = x_1 + 3h.$$

Подставив эти равенства в знаменатель (15), получим

$$a_3 = \frac{y_{31} - 3y_{32} + 3y_{33} - y_{34}}{-6h^3}. \quad (16)$$

Для нахождения коэффициента a_2 запишем равенство (11) следующим образом:

$$y_{2j} = a_2 x_j^2 + y_{1j}. \quad (17)$$

В равенстве (11) присутствуют ординаты y_{1j} , для которых справедлива конечная разность (8). Выразим y_{1j} из равенства (17) и подставим их значения в разделенную разность (8):

$$(y_{21} - a_2 x_1^2) - 2(y_{22} - a_2 x_2^2) + (y_{23} - a_2 x_3^2) = 0. \quad (18)$$

Из равенства (18) получаем формулу для вычисления коэффициента a_2 :

$$a_2 = \frac{y_{21} - 2y_{22} + y_{23}}{x_1^2 - 2x_2^2 + x_3^2}. \quad (19)$$

В формуле (19) значения ординат y_{2j} неизвестны, поэтому их следует выразить через ординаты y_{3j} из (13). Подставляя значения y_{2j} , выраженные через ординаты y_{3j} и коэффициент a_3 в (19), получаем

$$a_2 = \frac{(y_{31} - 2y_{32} + y_{33})}{(x_1^2 + 2x_2^2 + x_3^2)} - a_3 \frac{(x_1^3 - 2x_2^3 + x_3^3)}{(x_1^2 - 2x_2^2 + x_3^2)} \quad (20)$$

или

$$a_2 = \frac{y_{31} - 2y_{32} + y_{33}}{2h^2} - 3a_3(x_1 + h). \quad (21)$$

Для вычисления коэффициента a_1 используем конечную разность (7):

$$(y_{12} - a_1 x_2) - (y_{11} - a_1 x_1) = 0.$$

Получаем

$$a_1 = \frac{y_{12} - y_{11}}{x_2 - x_1} = \frac{y_{12} - y_{11}}{h}, \quad (22)$$

Выразим y_{1j} через ординаты y_{3j} и коэффициенты a_3 и a_2 :

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{(y_{32} - a_3 x_2^3 - a_2 x_2^2) - (y_{31} - a_3 x_1^3 - a_2 x_1^2)}{(x_2 - x_1)} = \\ &= \frac{y_{32} - y_{31}}{h} - a_3 [3x_1(x_1 + h) + h^2] - a_2(2x_1 + h). \end{aligned} \quad (23)$$

Наконец, значение коэффициента a_0 , выраженное через ординаты y_{3j} будет найдено следующим образом:

$$\begin{aligned} a_0 = y_0 = y_{31} - a_3 x_1^3 - a_2 x_1^2 - a_1 x_1 = y_{31} - \\ - x_1 [x_1(a_3 x_1 + a_2) + a_1]. \end{aligned} \quad (24)$$

Таким образом, для вычисления всех коэффициентов многочлена третьей степени получены формулы (16), (21), (23), (24). Формульное вычисление коэффициентов многочлена значительно удобнее и точнее, чем с помощью системы линейных уравнений [3].

Метод построения формул достаточно наглядно изложен на примере многочлена третьей степени. Пользуясь этим методом, можно построить формулы для вычисления коэффициентов многочлена любой степени.

В изложенном методе формульного вычисления коэффициентов многочлена существенно используется одно предположение [2], которое сводится к тому, чтобы плоскость между осью абсцисс и кривой разделить на полосы и образовать сумму ординат (рис. 2), а не сразу аппроксимировать ординаты заданной кривой. Этот прием можно использовать не только для многочленов, но и для других функций. Рассмотрим, например, функцию с отрицательной и положительной степенью неизвестной:

$$y_n = \frac{A_{-1}}{(x + \alpha_{-1})^{n_1}} + A_0 + A_{+1} (x + \alpha_{+1})^{n_2}, \quad (25)$$

где α_{-1}, α_{+1} -- числа; n_1 -- отрицательная степень; n_2 -- положительная степень переменной. Предположим, что $n_2 = 2$, тогда сумма двух последних слагаемых

$$y_{+2} = A_0 + A_{+1}(x + \alpha_{+1})^2 \quad (26)$$

образует многочлен второй степени, для которого справедлива разделенная разность (9). Ординаты (y_{+2j}) многочлена (26) отсекают часть площади под кривой с ординатами y_{-nj} ; коэффициент A_{-1} в равенстве (25) можно найти, пользуясь рассмотренным методом. Запишем (25) в виде

$$y_{-nj} = \frac{A_{-1}}{(x_j + \alpha_{-1})^{n_1}} + y_{+2j} \quad (27)$$

Выразив ординаты y_{+2j} из (27) и подставив в разделенную разность (9), получим формулу для вычисления A_{-1} :

$$A_{-1} = \frac{y_{-n1} - 3y_{-n2} + 3y_{-n3} - y_{-n4}}{(x_1 + \alpha_{-1})^{n_1} - 3(x_2 + \alpha_{-1})^{n_1} + 3(x_3 + \alpha_{-1})^{n_1} - (x_4 + \alpha_{-1})^{n_1}} \quad (28)$$

Коэффициенты A_0 и A_{+1} вычисляются, как для многочлена второй степени. Отметим также, что по ординатам y_{-nj} можно вычислить коэффициенты α_{-1} и α_{+1} .

Из формул (16), (21), (23), (24) видно, что число ординат, применяемых для вычисления коэффициентов, неодинаково. Наибольшее число ординат используется для вычисления старшего члена многочлена -- пять, а затем число ординат сокращается до двух при вычислении коэффициента a_1 и до одной при вычислении a_0 .

Как отмечалось, для аппроксимации функции цели можно использовать девять ординат, а симметричные конечные разности, получаемые классическим путем, как это показано в табл. 1, содержат ограниченное количество ординат.

Нами получены несимметричные разделенные разности и метод их формирования для любых степеней многочленов.

Рассмотрим многочлен второй степени на девяти узлах

интерполяции, которые на оси абсцисс принимают значения 0,1; 0,2; 0,3; ..., 0,9:

$$y = A_o (x^2 + \alpha_1 x + \alpha_o), \quad (29)$$

где $\alpha_1 = \frac{a_1}{A_o}$; $\alpha_o = \frac{a_o}{A_o}$; $\alpha_2 = 1$; $A_o = a_2$.

Для узла интерполяции $[0,1]$ запишем

$$y_1 = z_1 = A_o (0,1^2 + \alpha_1 0,1 + \alpha_o) = A_o \gamma_1, \quad (30)$$

для узлов интерполяции $[0,1; 0,2; 0,3]$, согласно методу равных сумм [4], подобная же запись для многочлена (29) будет иметь вид

$$\begin{aligned} y_1 + y_2 + y_3 = & A_o (0,1^2 + \alpha_1 0,1 + \alpha_o) + A_o (0,2^2 + \alpha_1 0,2 + \alpha_o) + \\ & + A_o (0,3^2 + \alpha_1 0,3 + \alpha_o) = A_o \gamma_2. \end{aligned} \quad (31)$$

Ввиду того, что запись равенств (30) и (31) осуществлена для одной и той же функции (29), коэффициент A_o можно вычислить по одной из них. Коэффициент A_o назовем выравнивающим. Выразив выравнивающий коэффициент из (30) и (31), приравняв правые части:

$$\frac{z_1}{\gamma_1} = \frac{z_2}{\gamma_2} \quad \text{или} \quad \gamma_1 = \gamma_2 \frac{z_1}{z_2}. \quad (32)$$

Подставив в (32) вместо $\gamma_1, \gamma_2, z_1, z_2$ их значения и произведя несложные алгебраические преобразования, получим равенство

$$\begin{aligned} (0,1^2 + \alpha_1 0,1 + \alpha_o) \left(1 - \frac{z_1}{z_2}\right) \frac{z_2}{z_1} = & (0,2^2 + \alpha_1 0,2 + \alpha_o) + \\ & + (0,3^2 + \alpha_1 0,3 + \alpha_o), \end{aligned}$$

где

$$\left(1 - \frac{z_1}{z_2}\right) \frac{z_2}{z_1} = \frac{y_2 + y_3}{y_1}.$$

Производя дальнейшие алгебраические преобразования, получим следующее уравнение с двумя неизвестными α_1 и α_0 :

$$\alpha_1(-0,5y_1+0,1y_2+0,1y_3)+\alpha_0(-2y_1+y_2+y_3)+(-0,13y_1+0,01y_2+0,01y_3)=0. \quad (33)$$

Далее произведем точно такие же алгебраические операции для узлов инетрполяции $[0,1]$ и $[0,1; 0,2; 0,4]$, затем для $[0,1]$ и $[0,1; 0,2; 0,5]$. В результате получим еще два уравнения с двумя неизвестными:

$$\alpha_1(-0,6y_1+0,1y_2+0,1y_4)+\alpha_0(-2y_1+y_2+y_4)+(-0,20y_1+0,01y_2+0,01y_4)=0, \quad (34)$$

$$\alpha_1(-0,7y_1+0,1y_2+0,1y_5)+\alpha_0(-2y_1+y_2+y_5)+(-0,29y_1+0,01y_2+0,01y_5)=0. \quad (35)$$

Исключим одно неизвестное, например α_1 , для чего составим результат (определитель) [5] для уравнений (33) и (34) и вычислим его:

$$R_1 = \begin{vmatrix} (-5y_1+y_2+y_3)^{0,1} [\alpha_0(-2y_1+y_2+y_3)+0,01(-13y_1+y_2+y_3)] \\ (-6y_1+y_2+y_4)^{0,1} [\alpha_0(-2y_1+y_2+y_4)+0,01(-20y_1+y_2+y_4)] \end{vmatrix} =$$

$$= \alpha_0 y_1 (-2y_1+y_2+4y_3-3y_4)+0,02(11y_1-3y_2-7y_3+4y_4). \quad (36)$$

В работе [2] более подробно обсуждается вопрос применения результата для данных многочленов, хотя там результат используется для других целей.

Исключим также неизвестное из уравнений (33) и (35) с помощью результата:

$$R_2 = \begin{vmatrix} (-5y_1 + y_2 + y_3)^{0,1} & [a_0(-2y_1 + y_2 + y_3) + (-13y_1 + y_2 + y_3)^{0,01}] \\ (-7y_1 + y_2 + y_5)^{0,1} & [a_0(-2y_1 + y_2 + y_5) + (-29y_1 + y_2 + y_5)^{0,01}] \end{vmatrix} =$$

$$= \alpha_0 y_1 (-4y_1 + 2y_2 + 5y_3 - 3y_5) + 0,02 y_1 (27y_1 - 7y_2 - 11y_3 + 4y_5). \quad (37)$$

Применение результата позволяет получить два многочлена с одним неизвестным. Для этих двух многочленов также можно написать результат для исключения неизвестного α_0 , и, вычислив его, приравнять нулю. Дело в том, что оба многочлена порождены одной и той же функцией (29) и коэффициент α_0 один и тот же в обоих многочленах (36) и (37). Известно, что если два уравнения имеют один общий корень, то их результат равен нулю [5].

Раскрыв результат R_{1-2} для (36) и (37), получим выражение

$$R_{1-2} = -10y_1^2 - y_2^2 + 7y_1y_2 + 47y_1y_3 - 65y_1y_4 + 25y_1y_5 - 10y_2y_3 - 9y_3^2 + 13y_2y_4 - 5y_2y_5 + 13y_3y_4 - 5y_3y_5 = 0. \quad (38)$$

После алгебраических преобразований в выражении (38) получаем следующее произведение ординат:

$$R_{1-2} = (-2y_1 + y_2 + 9y_3 - 13y_4 + 5y_5)(5y_1 - y_2 - y_3) = 0. \quad (39)$$

В этом выражении второй множитель не является конечной разностью и не равен нулю. Следовательно, чтобы результат был равен нулю, необходимо, чтобы нулю был равен первый множитель в (39):

$$2y_1 - y_2 - 9y_3 + 13y_4 - 5y_5 = 0. \quad (40)$$

Заметим, что если бы мы применили результат к уравнениям, содержащим не пять, а четыре ординаты, то получили

бы следующее выражение:

$$2y_1^2 + 3y_2^2 - 7y_1y_2 + 6y_1y_3 - 2y_1y_4 - 3y_2y_3 + y_2y_4 = 0, \quad (41)$$

которое приводится также к произведению двух линейных множителей:

$$(y_1 - 3y_2 + 3y_3 - y_4)(2y_1 - y_2) = 0. \quad (42)$$

Но первый множитель в (42) не что иное, как конечная разность для квадратного многочлена, которая уже использовалась нами (9).

Если бы мы применили результат к уравнениям, содержащим шесть ординат, то получили бы следующую конечную разность:

$$3y_1 - y_2 - y_3 - 21y_4 + 34y_5 - 14y_6 = 0, \quad (43)$$

а для девяти ординат

$$6y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - 113y_7 + 203y_8 - 91y_9 = 0. \quad (44)$$

Следует однако отметить, что применение результата к уравнениям, содержащим большое количество ординат, приводит к столь громоздким алгебраическим преобразованиям, что нам пришлось искать другие пути. Такой способ вычисления был найден, он очень практичен, но в данной статье мы не имеем возможности показать его.

Отметим также, что полученные результаты мы по традиции называем конечными разностями, хотя в данном случае первоначальный смысл этого термина теряется, поэтому более точно этот результат следует называть нулевыми комбинациями ординат (НКО).

НКО для большого числа ординат весьма схожи с симметричными конечными разностями, поэтому мы будем их также называть несимметричными конечными разностями (НКР). Алгебраическая сумма коэффициентов НКР равна нулю, но от концов к середине коэффициенты неодинаковы.

Поскольку мы хотим использовать НКО для аппроксимации кривых на десяти узлах интерполяции, то приведем таблицу НКО для многочленов от первой до седьмой степени для девяти ординат (табл. 2).

Таблица 2. Сводка НКО на 9 ординатах

Нулевые комбинации ординат для многочленов	Степень многочлена
$7y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - y_7 - 29y_8 + 28y_9 = 0$	1
$6y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - 113y_7 + 203y_8 - 91y_9 = 0$	2
$5y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - 211y_6 + 545y_7 - 475y_8 + 140y_9 = 0$	3
$4y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - 225y_5 + 741y_6 - 939y_7 + 541y_8 - 119y_9 = 0$	4
$3y_1 - y_2 - y_3 - 141y_4 + 545y_5 - 883y_6 + 741y_7 - 319y_8 + 56y_9 = 0$	5
$2y_1 - y_2 - 49y_3 + 203y_4 - 385y_5 + 413y_6 - 259y_7 + 89y_8 - 13y_9 = 0$	6
$y_1 - 8y_2 + 28y_3 - 56y_4 + 70y_5 - 56y_6 + 28y_7 - 8y_8 + y_9 = 0$	7

Как видно из табл. 2, последнюю строку занимает симметричная конечная разность, для которой девять ординат являются минимальным числом для образования линейной НКС. Симметричные конечные разности составляются из минимального количества ординат для образования линейной НКО. Однако здесь нами показано существование НКР, которые расширяют понятие о разделенных разностях; НКР можно записать на любом количестве ординат для любой степени многочлена.

Отметим, что для квадратного одночлена

$$y = A_0(x + \alpha)^2 \quad (45)$$

нами обнаружена НКО на трех ординатах, но уже имеющая вторую степень:

$$(y_1 - 4y_2 + y_3)^2 - 4y_1y_3 = 0. \quad (46)$$

Несимметричные разделенные разности более соответствуют успешной аппроксимации заданной кривой по двум причинам: во-первых, они захватывают весь выбранный отрезок кривой, так как теперь мы можем записать НКО на любом числе ординат; во-вторых, применение симметричных разделенных разностей ограничено участками кривых монотонно возрастающих или монотонно убывающих, так как при наличии точки минимума или максимума ординаты с одинаковыми коэффициентами, но разными знаками (до точки экстремума и за ней) будут равны и могут сократиться. В этом случае коэффициенты многочлена будут вычислены неверно. Несимметричные разделенные разности лишены этих недостатков.

Возвращаясь к вычислению коэффициентов многочленов, отметим, что можно применить НКР для вычисления a_3, a_2, a_1, a_0 по формулам, аналогичным формулам (15), (19), (21), (24), только записывать их на девяти узлах интерполяции и девяти ординатах в соответствии с НКР (табл. 2) для многочлена третьей степени. Поскольку эта запись будет почти автоматической, ее здесь не приводим.

Рассмотрим возможность вычисления коэффициентов α_{-1} и α_{+1} в функции (25) с использованием НКР. Аналогично формуле (28) можно записать

$$A_{-1} = \frac{6y_{-n1} - y_{-n2} - y_{-n3} - y_{-n4} - y_{-n5} - y_{-n6} - 113y_{-n7} +}{6(x_1 + \alpha_{-1})^{n1} - (x_2 + \alpha_{-1})^{n1} + \dots + (x_6 + \alpha_{-1})^{n1} -} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{+203y_{-n8} - 91y_{-n9}}{-113(x_7 + \alpha_{-1})^{n1} + 203(x_8 + \alpha_{-1})^{n1} - 91(x_9 + \alpha_{-1})^{n1}}. \quad (47)$$

В формуле (47) использовано девять узлов интерполяции x_j и девять ординат y_{-nj} . Поскольку последние вычисляются по одной и той же функции (25), то значение A_{-1} определяется как по формуле (28), так и (47), следовательно,

правые части этих формул можно приравнять. Тогда из соотношения правых частей формул получаем:

$$d_{-n} = \gamma_{-n},$$

где

$$d_{-n} = \frac{6y_{-n1} - y_{-n2} - y_{-n3} - y_{-n4} - y_{-n5} - y_{-n6} - 113y_{-n7} +}{y_{-n1} - 3y_{-n2} +} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{+ 203y_{-n8} - 91y_{-n9}}{+ 3y_{-n3} - y_{-n4}}, \quad (48)$$

$$\gamma_{-n} = \frac{6(x_1 + \alpha_{-1})^{n_1} - (x_2 + \alpha_{-1})^{n_1} - \dots - (x_6 + \alpha_{-1})^{n_1} - 113(x_7 + \alpha_{-1})^{n_1} +}{(x_1 + \alpha_{-1})^{n_1} - 3(x_2 + \alpha_{-1})^{n_1} +}$$

$$\rightarrow \frac{+ 203(x_8 + \alpha_{-1})^{n_1} - 91(x_9 + \alpha_{-1})^{n_1}}{+ 3(x_3 + \alpha_{-1})^{n_1} - (x_4 + \alpha_{-1})^{n_1}}. \quad (49)$$

Ординаты в формуле (48) — величины заданные и поэтому вычисляются; γ_{-n} содержит в общем случае три неизвестные: α_{-1} , n_1 , n_2 , так как степень многочлена n_2 в функции (25) определяет вид НКР. Для нахождения коэффициента α_{-1} следует построить график функции $\gamma_{-n} = \gamma(\alpha_{-1}, n_1)$, причем таких графиков от двух переменных будет столько, сколько испытывается степеней n_2 для аппроксимации заданной функции функцией (25).

В формулах (48) и (49) использованы конечные разности: симметричная и несимметричная; учитывая сказанное об НКР, следует в любом случае пользоваться НКР, например на шести и девяти ординатах для нахождения α_{-1} и n_1 . Коэффициент A_{-1} вычисляют затем по формуле (28) или (47).

Найдя подходящие значения α_{-1} и n_1 , можно приступить к поискам коэффициента α_{+1} в функции (25). Для этого определяется разность ординат:

$$y_{+2j} = y_{-nj} - \frac{A_{-1}}{(x_j + \alpha_{-1})^{n_1}}. \quad (50)$$

Для ординат y_{+2j} записываются две НКР в соответствии со степенью n_2 и находятся две формулы для вычисления A_{+1} аналогично тому, как это было сделано для коэффициента A_{-1} . Дальнейшие действия для вычисления коэффициента α_{+1} совершенно аналогичны действиям для вычисления коэффициента α_{-1} . Коэффициент A_0 определяется по разности ординат $(y_{-1j} - y_{+2j}) = \text{const}$. Таким образом, в этом расчете все величины вычисляются и ни одна не задается априорно.

Для получения функции от двух переменных следует поступить также, как это сказано в пояснениях к равенству (3). В частности, базовым вектором для аппроксимирующей функции (25) будет вектор

$$\left(\frac{1}{(x + \alpha_{-1})^{n_1}} \quad 1 \quad (x + \alpha_{+1})^{n_2} \right).$$

Воспользовавшись изложенным методом и НКР можно решать задачи по технико-экономическому расчету оптимальных параметров сооружений. Вычисление коэффициентов a_{ij} в функции (3) следует провести способом, изложенным в работе [1].

Литература

1. Минаев И.В. Технико-экономический расчет параметров вертикального дренажа методом аппроксимации. -- В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 2. Минск, 1972.
2. Минаев И.В. Метод аппроксимации и его применение в технико-экономическом расчете дренажей. -- В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 3. Минск, 1973.
3. Демидович Б.П., Марон И.А. Основы вычислительной математики. Изд. 2-е. М., 1963.
4. Меленятыев П.В. Приближенные вычисления. М., 1962.
5. Курош А.Г. Курс высшей алгебры. М., 1962.

СОДЕРЖАНИЕ

Шимко К.И., Круглов Г.Г. К методике определения коэффициента фильтрации мелкопористых трубофильтров	3
Брусиловский Ш.И., Рудой А.У., Козлов Е.М. Исследование осушительного действия дренажа на периодически переувлажняемых минеральных почвах	11
Михальцевич А.И. Расчет капиллярного подпитывания почвы от грунтовых вод	25
Горезко Т.П. Исследование режимов вакуумирования горизонтальных дренажей (по материалам полевых опытов в совхозе "Шарковшинский" Витебской области)	37
Свиштунов В.К. Изучение зоны выклинивания грунтовых вод при шлюзовании каналов	51
Карловский В.Ф., Мазаник А.А., Потапчик М.А. Осадка впервые осушаемой торфяной залежи на строительной полосе в период строительства каналов	62
Заяц В.Н., Вахер М.Я. Деформации сжимаемого основания при повторных нагрузках на пластину	71
Шупилов Я.М. Физико-механические характеристики торфа, укладываемого в дамбу обвалования	83
Голченко М.Г. Способы назначения сроков полива сельскохозяйственных культур в условиях Белоруссии	93
Левкевич Е.М., Юхновец В.Н. Длина и период ветровых волн на малых водохранилищах	100
Козлов Д.А., Лазаревич И.Г. Теоретическое решение вопроса очертания сопрягающего участка берега при слиянии двух каналов	108
Козлов Д.А. Расчет очертания раздельной стенки (быка)	113
Кравцов М.В., Суворов В.В. Скорость подъема и деформации пузырьков в жидкостях	119
Кравцов М.В., Суворов В.В., Федюкович И.В. Влияние формы на скорость осаждения осесимметричных тел в жидкостях	130
Шимко К.И., Елисеев А.Е. Уравнение движения жидкости в перфорированных трубопроводах постоянного поперечного сечения с учетом закона раздачи расхода вдоль пути	139

Куприн А.И., Седых Е.К., Тихонцов А.М. Метод расчета параметров сечения открытого потока пульпы на закруглениях	144
Куприн А.И., Седых Е.К., Тихонцов А.М., Янко - вец В.Г. Экспериментальное исследование границ масштабного эффекта при моделировании безнапорного гидротранспорта крупнокусовых сыпучих материалов	153
Попов А.Ф. Расчет устойчивости фундамента с полкой прямоугольной подошвой на сдвиг с поворотом	163
Балыкин М.К., Конючков В.В., Кончиц А.Е. Определение температурных напряжений в пространственных трубопроводах	170
Заяц В.Н. Анализ взаимодействия балки с податливым основанием	178
Войтеховский С.В., Дмитриев А.Г., Вербицкий Е.И. Зональные проекты на строительство водозаборных скважин в условиях БССР	184
Жуковский М.П. Дренажные пористые трубы в мелиоративном строительстве	188
Жуковский М.П. Морозостойкость пористых бетонных труб	198
Минаев И.В. Использование несимметричных конечных разностей для расчета оптимальных параметров дренажа	205

РЕФЕРАТЫ

УДК 627. 8.034.96

К методике определения коэффициента фильтрации мелкопористых трубофильтров. Шимко К.И., Круглов Г.Г. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 3—10.

Приводятся результаты исследований по уточнению существующей методики определения коэффициента фильтрации трубофильтров. С учетом полученных рекомендаций проведены опыты по вычислению коэффициента фильтрации мелкопористых трубофильтров, который при всех прочих равных условиях прямо пропорционален действующему диаметру заполнителя. — Ил. 3. Табл. 3. Библ. 5.

УДК 631.6:628.86

Исследование осушительного действия дренажа на периодически переувлажненных минеральных почвах. Брусиловский Ш.И., Рудой А.У., Козлов Е.М. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 11—25.

Приводятся результаты 4 — 5-летних наблюдений за водным режимом в зависимости от степени дренирования и рельефа местности. Выявлено, что на тяжелых почвах основная роль в отводе избытков влаги в осенний период принадлежит дренажному стоку. Весной же по мерзлой почве поверхностный сток достигал 25 — 46 % от суммарного.

Дается рекомендация по размещению дренажа в зависимости от элементов склона. — Ил. 4. Табл. 9. Библ. 6.

УДК 626. 844:626. 872

Расчет капиллярного подпитывания почвы от грунтовых вод. Михальцевич А.И. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 25—37.

Приведены уравнения для расчета установившегося капиллярного подпитывания почвы от грунтовых вод, а также определения требуемой глубины грунтовых вод по заданной величине подпитывания. Кратко изложены теоретические основы для

вывода формул, приведены примеры расчета. Предлагаемые уравнения позволяют учитывать глубину грунтовых вод, неоднородность зоны аэрации по влагопроводности горизонтальных слоев, глубину распространения основной массы корневой системы, влажность корнеобитаемого слоя. – Ил. 1. Табл. 3. Библ. 10.

УДК 631.62:626.862 + 533.5

Исследование режимов вакуумирования горизонтальных дрен (по материалам полевых опытов в совхозе "Шарковщинский" Витебской области). Горезко Т.П. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 37—51.

В полевых условиях опробован способ вакуумирования горизонтальных дрен в целях интенсификации осушительного действия дренажа на тяжелых минеральных почвах. Установлено, что вакуумирование увеличивает модуль дренажного стока в условиях максимального водонасыщения грунта в 2 – 4 раза, при снижении влажности грунта – в 10 раз и более. Оптимальная продолжительность сеансов вакуумирования составляет 1 – 2 ч, продолжительность безвакуумных перерывов – не менее 5 ч. – Ил. 4. Табл. 1. Библ. 7.

УДК 626.862

Изучение зоны выклинивания грунтовых вод при шлюзовании каналов. Свистунов В.К. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 51—62.

Анализируется работа каналов осушительно-увлажнительных систем при шлюзовании. Дается расчет коэффициента устойчивости фильтрующего откоса. Приводятся опытные данные по установлению средних величин интенсивности сброса уровней воды в канале при шлюзовании из условий недеформируемости русла. – Ил. 4. Табл. 4. Библ. 12.

УДК 626.86 – 318.002

Осадка впервые осушаемой торфяной залежи на строительной полосе в период строительства каналов. Карловский В. Ф., Мазаник А.А., Потапчик М.А. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 62—71.

Для выбора и экономического обоснования технологических схем прокопки каналов на болотах необходимо учитывать осадку поверхности болота в зоне канала в строительный период. Приводится формула для расчета осадки поверхности низинного

болота в строительный период. Определены условия ее применения. – Ил. 4. Табл. 3. Библ. 6.

УДК 624. 131. 54

Деформации сжимаемого основания при повторных нагрузках на пластину. Заяц В.Н., Вахер М.Я. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 71—83.

Изложены результаты моделирования колеиной плиты на торфяном основании повторными нагрузками на специально сконструированной установке с движущейся моделью колеса. Приведены данные испытаний однородных и слоистых образцов из различных торфов и мелкозернистого песка под металлической пластиной. Полученные выводы могут быть использованы при назначении толщины минеральной подсыпки под колеиные плиты и выборе типов стыковки. – Ил. 5. Табл. 1.

УДК 624.136.5

Физико-механические характеристики торфа, укладываемого в дамбу обвалования. Шупилов Я.М. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 83—92.

Приводится методика расчета сжимаемости, прочности и водопроницаемости торфа нарушенной структуры.

Для дамб обвалования с учетом их специфических условий работы рекомендована оптимальная влажность укладываемого в насыпь торфа с точки зрения комплекса его физико-механических свойств как строительного материала в целом. – Ил. 4. Табл. 1. Библ. 7.

УДК 532.546

Способы назначения сроков полива сельскохозяйственных культур в условиях Белоруссии. Голченко М.Г. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 93—100.

Рассматривается три способа назначения сроков полива культур, рекомендуемых конкретно для территории Белоруссии: по влажности одного горизонта; на основании расчетов почвенной влаги; по метеоданным с учетом биологических свойств культур. – Ил. 1. Табл. 3. Библ. 11.

УДК 532.593

Длина и период ветровых волн на малых водохранилищах. Левкевич Е.М., Юхновец В.И. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 100—108.

Рассматривается вопрос об определении длины и периода ветровых волн, образующихся в условиях малых водоемов.

Установлено, что имеющиеся методики по расчету длины и периода ветровых волн, полученные на основе наблюдений на крупных водохранилищах и в морских условиях, не могут быть полностью использованы для условий малых водохранилищ.

Подтверждена идентичность функции распределения периодов волн для разных условий волнообразования. Среднюю длину волны рекомендуется определять по среднему периоду с использованием классической связи между ними. – Ил.2. Табл.2. Библ. 15.

УДК 532.543

Теоретическое решение вопроса очертания сопрягающего участка берега при слиянии двух каналов. Козлов Д.А., Лазаревич И.Г. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып.5, с. 108—113.

Рассматривается сопряжение двух каналов различной ширины, сливающихся под прямым углом. При нахождении решения исходными величинами являются ширина каналов младшего и старшего порядков и длина участка сопряжения, так как она задана из условий пропуска дороги.

С помощью методов теории функций комплексного переменного записываются формулы для очертания сопрягающего участка. По полученным формулам приведены расчеты на ЭВМ "Минск-22". Результаты представлены в виде графиков, с помощью которых находятся координаты сопрягающего участка берега при слиянии двух каналов заданной ширины. – Ил. 3. Библ. 3.

УДК 532.543:627.819

Расчет очертания раздельной стенки (быка). Козлов Д.А. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып.5, с. 113—119.

Получено теоретическое решение задачи обтекания потоком жидкости раздельной стенки. Произведены расчеты формы оголовка раздельной стенки, соответствующего очертанию крайней струи жидкости. Исходя из условия допущения определенной неравномерности распределения скоростей в плане перед сооружением, вычислена длина раздельной стенки при различной ее ширине. – Ил.2. Табл.4. Библ.3.

УДК 532.58

Скорость подъема и деформация пузырьков в жидкостях.
Кравцов М.В., Суворов В.В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с.119--130.

Предлагаются формулы для расчета силы сопротивления подъему и скорости движения сферических пузырьков, а также формула для определения предельного диаметра недеформируемого пузырька или капли.

При сопоставлении расчетных и опытных данных о скоростях подъема сферических пузырьков и о предельных недеформируемых диаметрах капель и пузырьков получена хорошая степень совпадения. - Ил. 3. Табл. 2. Библ.9.

УДК 532.58

Влияние формы на скорость осаждения осесимметричных тел в жидкостях. Кравцов М.В., Суворов В.В., Федюкович И.В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 130--138.

Рассматриваются вопросы движения осесимметричных тел в жидкостях различной вязкости.

Получены зависимости для определения скорости осаждения и силы сопротивления движению тел различной формы, которые хорошо согласуются с экспериментальными данными. - Ил.5. Табл. 1. Библ.6.

УДК 532.543

Уравнение движения жидкости в перфорированных трубопроводах постоянного поперечного сечения с учетом закона раздачи расхода вдоль пути. Шимко К.И., Елисеев А.Е. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 139--144.

Предлагается вывод зависимости для определения пьезометрического давления в перфорированных трубопроводах с учетом линейного приращения расхода вдоль дырчатой трубы, изменения коэффициента гидравлического трения и проекции скорости отделяемых частиц на направление скорости основного потока. - Библ. 7.

УДК 621.867.7:621.9.014.8

Метод расчета параметров сечения открытого потока пульпы на закруглениях. Куприн А.И., Седых Е.К., Тихонцов А.М. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с.144--153.

Изложена методика определения основных параметров сечения открытого потока пульпы на закруглениях при транспорти-

ровании сыпучих материалов по желобам прямоугольного сечения. Рассмотрены случаи, когда дно желоба на повороте расположено горизонтально и наклонно. Полученные зависимости позволяют с достаточной для инженерных расчетов точностью определить необходимые размеры сечения желоба на повороте. – Ил. 1. Библ. 3.

УДК 627.81.001.57

Экспериментальное исследование границ масштабного эффекта при моделировании безнапорного гидротранспорта крупнокусовых сыпучих материалов. Куприн А.И., Седых Е.К., Тихонцов А.М., Янковец В.Г. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 153--163.

Дается описание лабораторной установки, на которой проводились эксперименты по моделированию безнапорного гидротранспорта на разномасштабных моделях.

Установлено, что масштабный эффект зависит от крупности перемещаемого материала. – Ил. 4. Табл. 1. Библ. 3.

УДК 624.131.53

Расчет устойчивости фундамента с полкой прямоугольной подошвой на сдвиг с поворотом. Попов А.Ф. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 163--169.

На основе гипотезы линейного распределения нормальных напряжений в основании даны аналитические зависимости для расчета устойчивости тонкостенного прямоугольного сооружения на сдвиг с поворотом при различных случаях его загрузки. Приводится пример расчета, подтверждающий необходимость учета эксцентриситета сдвигающей силы. – Ил. 2. Библ. 2.

УДК 621.643.001.24

Определение температурных напряжений в пространственных трубопроводах. Балыкин М.К., Конючков В.В., Кончиц А.Е. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 170--178.

Рассмотрены вопросы определения напряжений при компенсации температурных удлинений в пространственных z -образных трубопроводах.

Полученные зависимости позволяют вычислять напряжения при различных соотношениях длин участков с учетом гибкости криволинейных участков (отводов). – Ил. 4. Табл. 1. Библ. 3.

УДК 624.131

Анализ взаимодействия балки с податливым основанием.
Защ В.Н. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5. с. 178—184.

Рассматривается возможность использования конечных расчетных формул, полученных приближенным способом, для анализа работы балок на упругом основании. Показано влияние отношения жесткостей балки и основания на величину их деформаций.

Предложена методика определения коэффициента упругой постели в натуре и на модели при простейшем виде загрузки балки. — Ил. 1. Табл. 1. Библ. 4.

УДК 628.112.2

Зональные проекты на строительство водозаборных скважин в условиях БССР. Войтеховский С.В., Дмитриев А. Г., Вербицкий Е.И. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 184—187.

Рассматриваются вопросы методики разработки зональных проектов водозаборных скважин для объектов с потребностью в воде до 15 м³/ч. — Ил. 1.

УДК 626.862

Дренажные пористые трубы в мелиоративном строительстве.
Жуковский М.П. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 188—198.

Рассматриваются результаты исследований фильтрационно — кольматационных свойств пористых труб. Проведен анализ существующих методов подбора "жестких" фильтров дренажей и буровых скважин и показаны его недостатки. Применен более универсальный параметр для подбора конструкций из пористых материалов. Установлены предельно-допустимые соотношения коэффициентов фильтрации труб и дренируемых практически несупфозионных несвязных грунтов, по которым представляется возможным производить подбор фильтрующих элементов пористого дренажа. — Ил. 4. Табл. 2. Библ. 4.

УДК 631.6

Морозостойкость пористых бетонных труб. Жуковский М.П. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 198—205.

Рассматриваются вопросы морозостойкости пористого бетона на мелких фракционированных заполнителях как материала для пористых дренажных труб. Опыты, проведенные с образцами и трубами в условиях совместного воздействия на них отрицательных и положительных температур и воды, доказывают возможность использования пористых бетонных труб в конструкциях горизонтальных дренажей мелкого заложения, находящихся в условиях сезонного промерзания грунта. — Табл. 4. Библ. 10.

УДК 628.367

Использование несимметричных конечных разностей для расчета оптимальных параметров дренажа. Минаев И.В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1975, вып. 5, с. 205—222.

Изложены результаты по методике поиска оптимальных значений функций от нескольких переменных применительно к технико-экономическим расчетам дренажа. Для аппроксимации функций использованы несимметричные конечные разности. — Ил. 2. Табл. 2. Библ. 5.