

12622

ПРОВ. 1951

СРЕДНЕ-АЗИАТСКИЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ
САНИИРИ

ИРРИГАЦИЯ И ГИДРОТЕХНИКА

8

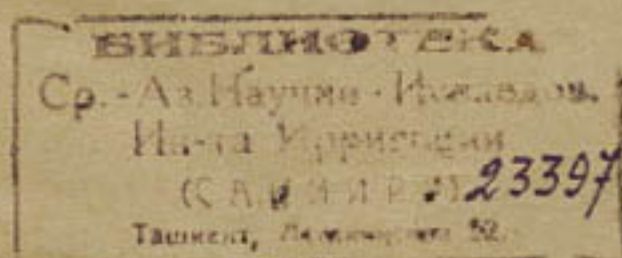
1935

ТАШКЕНТ

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ

ИРРИГАЦИЯ И ГИДРОТЕХНИКА

№ 8



САНИИРИ
ТАШКЕНТ

1935

До пользования книгой просьба внести следующие исправления

	Строка		Напечатано	Следует читать
	сверху	снизу		
19		15	$\mu = \text{пост}$	$\eta = \text{пост}$
20	20		$\frac{K^2 y^2 - Q^2}{2}$	$K^2 y^2 - Q^2$
25		1	$K \frac{4}{1} dy$	$K \frac{y}{1} dy$
30	1		движения потери напора,	движения, потери напора
30	21		механический	механистический
31			линии токов потенциал	линии токов и потенциал
32	1		в точке	в точке а
33	11		$Q = K \frac{H^2}{2S} = K \frac{H^2}{L - m n_1}$	$Q = \frac{K}{2} \frac{H^2}{L - m_1 h}$
33	13		$h_1 = \frac{L}{m} - \sqrt{\frac{L^2}{m^2} - \frac{45}{m^2 \beta} H^2}$	$h_1 = \frac{L}{2m_1} - \sqrt{\frac{L^2}{4m_1^2} - \frac{45}{m_1 \beta} H^2}$
33	14—15—16		Строки 14, 15, 16	вычеркнуть
35	15—16		1,60	1, 0 ∞
43	3		установления	устранения
44		4	принципа удельной энергии	принципа наименьшей удельной энергии сечения
47		21	$m'_s =$	$m''_s =$
47			$m_s =$	$m''_s =$
45		11	обозначения (см рис. 1)	(обозначения см. рис. 1)
49	1		$u = 1$	$n = 1$
49	2		$n H^{5/2}$	$n H_0^{5/2}$
50	7		$\frac{\rho}{H_{01}} = \frac{\rho}{H_{01}}$	$\frac{\delta}{H_{01}} = \frac{2}{2} = 1$
54		13	$(\delta_2 + k) (1 - k_{02})^{1/2} k_{02}$	$(\delta + k_{02}) (1 - k_{02})^{1/2} k_{02}$
54		1	$M_s'' \eta_1 =$	$M_s'' \eta_1 =$

Изменение солонцеватости почв под влиянием орошения

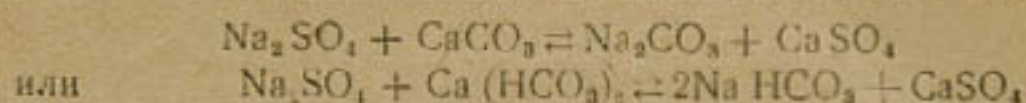
Детально разработанная акад. К. К. Гедройцем теория солонцевого процесса, подкрепленная многими экспериментальными данными, считается в настоящее время общепризнанной и удовлетворительно объясняющей почвенные процессы, связанные с явлениями солонцеватости. Как известно, К. К. Гедройц солонцами и солонцеватыми почвами называет такие, в почвенном поглощающем комплексе которых содержится обменный натрий. Основными свойствами солонца и солонцеватых почв, свойствами, вызываемыми именно присутствием натрия, являются образование соды, высокая дисперсность почвы и нестойкость почвенного поглощающего комплекса, распадающегося на его составные элементы (RO_2 , SiO_2).

Образование солонцев и солонцеватых почв связывается с предшествовавшей солончаковой стадией. В одной из своих работ К. К. Гедройц (1) пишет: „Каким бы способом ни появлялся в почве поглощенный натрий, когда источником его является хлористый и сернокислый натрий, вследствие ли многократного периодического осолонения почвы этими солями, или вследствие однократного появления (или первоначального их содержания в материнской породе) в почве этих солей, во всяком случае, для проявления свойств поглощающего комплекса, содержащего поглощенный натрий, т. е. для проявления солонцеватости, необходимо рассоление почвы в той или другой степени; стадия солончаковой почвы в этом случае обязательно предшествует стадии солонцеватой почвы. Когда же источником поглощенного натрия является сода, для возникновения солонцеватости почвы стадия солончаковой почвы, конечно, не обязательна.“

Независимо от того, каким путем попали в почву легкорастворимые натриевые соли, солонцеватая стадия почвы неизбежно наступит. Проявление солонцеватости в большей или меньшей степени будет зависеть, во-первых, от количества поглощенного натрия, а во-вторых, от состава солей в почве. Если, например, в почве содержится сернокислый кальций ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{aq}$), то даже при сравнительно большом количестве хлористого натрия в почвенном растворе его очень мало будет содержаться в поглощающем комплексе, так как он будет вытеснен из последнего кальцием сернокислого кальция.

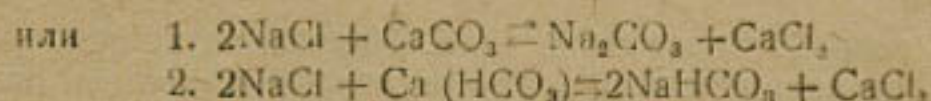
Кроме того, солевой фон, на котором происходит выщелачивание доминирующей в почве натриевой соли, оказывает существенное влияние на физико-химические и физические свойства выщелачиваемой почвы, в частности и на проявление этой почвой солонцеватости (Сушко—2). Сульфатные натриевые солончаки, развитые на карбонатной основе, всегда имеют в солевом составе верхних гори-

зонтон то или иное количество гипса. Накопление его обусловлено двумя причинами: первая — это обменная реакция между сернокислым натрием почвенного раствора и углекислым кальцием почвы.



Второю причиной является простое выветривание почвообразующих пород.

В случае хлоридных натриевых солончаков, развитых также на карбонатной основе, в результате обменных реакций между NaCl и CaCO_3 образуется CaCl_2



Если в хлоридном солончаке есть гипс, то при промывании он быстро уносится из почвы, так как растворимость гипса в присутствии хлор-иона сильно повышается.

После удаления легкорастворимых солей эти две почвы будут иметь совершенно различные свойства: в первой солонцеватость будет отсутствовать или проявляться в весьма слабой степени, во второй почве явления солонцеватости будут выражены весьма сильно.

Теперь мы знаем, что при некоторых условиях в течение процесса выщелачивания при естественном увлажнении или при искусственном орошении может идти процесс вступления в почвенный поглощающий комплекс натрия, дающего почве всю совокупность солонцеватых свойств.

За последнее время проведены большие экспериментальные и лабораторные исследования вопроса солонцеватости орошаемых почв Всесоюзным институтом гидротехники и сельскохозяйственной мелиорации (Л. П. Розов — 3, 4, 5, 6), на Уральской опытной станции (Н. В. Орловский — 7) и в Научном институте удобрений (Е. И. Ратнер — 8). Не останавливаясь подробно на этих работах, приведем лишь некоторые выводы из них, имеющие отношение к изучаемому нами вопросу. Л. П. Розов установил, что явлениям солонцеватости, хотя бы выраженной очень ярко морфологически, не всегда соответствуют аналитические данные. Солонцеватые горизонты с большим процентом поглощенного натрия способны длительно и устойчиво существовать в условиях орошения даже в сильно карбонатных почвах.

В одной из своих работ Л. П. Розов говорит об уменьшении общей емкости поглощения при орошении, и это влияние относится им за счет разрушения поглощающего комплекса, связанного с кальцием, а с другой стороны, обогащения его натрием и магнием. Сказанное иллюстрируется данными Уральской опытной станции относительно состава поглощенных оснований в карбонатных почвах, орошаемой и неорошаемой (см. табл. 1 на след. стр.).

Чрезвычайно интересные данные получены К. Лазаревым (9) в опытах, проведенных по весьма оригинальному методу, на опытно-оросительной станции Донского института сельского хозяйства и мелиорации. Изучалась оросительная вода после просачивания ее на различные глубины почвы. Наблюдения были проведены на обычной для станции почве — черноземе южного типа. Наблюдения производились следующим образом.

В середине огражденного земляными валиками квадрата, площадью 10×10 м, вырывался колодец на глубину 1,25 м. Стенки колодца

Состав обменных оснований в почве парового поля
(в мм-экв. по 100 грамм абс. сухой почвы)

Таблица 1

Участок	Горизонты	Емкость поглощения в мм-экв.	Состав поглощенных оснований в % к емкости		
			Ca	Mg	Na
Пар неорошаемый	A 0-10	41,05	83,95	8,86	7,19
	B 23-28	37,25	79,15	15,90	4,95
	BC 60-70	33,15	56,55	28,07	15,38
Пар орошаемый	A 0-10	36,35	81,56	6,56	7,88
	B 20-28	36,65	71,17	19,80	9,03
	BC 60-70	27,37	37,94	36,0	26,06

были оцementeгированы на толщину 10 см и в каждой из четырех стенок были сделаны ниши, вдававшиеся в почву на 70 см. Глубина от поверхности почвы одной ниши была 25 см, другой — 50 см, третьей — 75 см и четвертой — 100 см. В верхнюю стенку каждой ниши была вдавлена круглая воронка из оцинкованного железа с сеткой из латуни, вроде тех сеток, какими пользуются при нагревании стеклянной посуды на газовых горелках.

Сетка прикрывала все отверстие воронки. На нижнем конце воронки была каучуковая трубка, надетая так, что в нее неизбежно должна была попадать вода, просачивающаяся при затоплении площадки.

Воду, попадавшую в воронку, через трубки собирали в склянки. Была собрана вода поливов — 10, 24 и 30 июля. Орошение производилось водами р. Грушевки.

Результаты анализа этих образцов воды, просочившейся на глубину 25 см во время первого и второго полива от 10 июля, сведены в таблицу 2.

Числа даны в гр на литр

Таблица 2

Образцы воды	Cl [']	SO ₄ [']	HCO ₃ [']	Mg ^{''}	Ca ^{''}	Na [']	Сумма минерал. сол.
Из канала	0,232	0,619	0,436	0,0588	0,166	0,290	1,590
Просочившаяся вода	1 полив 0,162	0,258	0,244	0,0295	0,227	0,100	1,097
	11 пол. 0,209	0,543	0,289	0,0297	0,229	0,186	1,333

В образце воды, просочившейся на глубину 50 см, найдено 0,354 гр Cl['] и 0,149 гр HCO₃['] в литре. Образец воды был по объему настолько незначителен, что дальнейших определений воды не было возможности произвести.

Значительно большие количества воды были собраны 24 июля. Для глубины 25 см удалось собрать отдельные образцы в начале полива и в конце. Данные сведены в таблицу 3 (см. табл. 3 на след. стр.).

Из приведенных таблиц видно, что за исключением кальция просочившаяся сквозь почву вода содержит уже менее минеральных веществ, нежели их было в оросительной воде; следовательно, происходит частичное поглощение этих веществ почвой. С кальцием

Образцы воды	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	HCO ₃ ⁻	Mg ²⁺	Ca ²⁺	Na ⁺	Сумма минерал. веществ
Из канала	0,261	0,720	0,291	0,0831	0,183	0,332	1,820
Просочившаяся на глубину см. { 25 нач.	0,274	0,715	0,204	0,0363	0,272	0,216	1,613
{ 25 кон.	0,271	0,763	0,227	0,0380	0,291	0,260	1,786
{ 50	0,204	0,752	0,200	0,0535	0,369	0,043	1,520
{ 75	0,268	1,190	0,189	—	—	—	—
{ 100	0,321	—	0,189	—	—	—	—

обратное явление: его в профильтровавшейся воде было больше, чем поступило в почву с водами орошения.

Из приведенного материала автор делает такие выводы:

Вымываемость солей кальция из почвы оросительной водой, по всей вероятности, можно объяснить не вытеснением его натрием, а обычным растворением оросительной водой находящихся в почве солей кальция, так как при вытеснении кальция натрием должно было бы быть вытеснение натрием и магния. Однако, концентрация магния, как видно из приведенных данных, все время падает. К тому же заключению приводит и сопоставление в грамм-эквивалентах количества, на которое увеличилось содержание кальция в воде, с количеством, на которое уменьшилось в ней содержание натрия. Так, например, 10.VII понижение концентрации натрия в просачивающихся водах равно 8,27 мгр-экв., а концентрация кальция возросла только на 3,05 мгр-экв. При втором поливе концентрация была соответственно 4,55 и 3,12 м.-экв. На основании этих расчетов К. Лазарев заключает, что уменьшение концентрации натрия не эквивалентно повышению концентрации кальция; частично увеличение концентрации кальция могло произойти и вследствие вытеснения его натрием, но главным образом поступление кальция надо относить за счет растворения оросительной водой солей кальция, находившихся в почве (главным образом сульфат кальция).

К сожалению, К. Лазарев не изучал почвенного поглощающего комплекса, и нет данных для суждения об изменениях этого комплекса под влиянием орошения. Тем не менее и приведенных данных достаточно для того, чтобы сказать, что в данном случае происходило энергичное поглощение почвой натрия из оросительной воды, который вступал в почвенный поглощающий комплекс. Указания на то, что, кроме кальция, натрий должен был бы вытеснить и магний, чего на самом деле не происходило, не дает однако оснований делать то заключение, какое сделал в своей работе К. Лазарев. Мы знаем, что в солонцеватых почвах растут относительные количества натрия и магния за счет вытеснения кальция. То же самое происходило и в почве описанного опыта. Вытесненный кальций мог быть углекислым, хлористым или сернокислым. Углекислый кальций, как известно, очень мало растворим. Сернокислый (гипс) переходит в раствор всегда в совершенно определенных количествах, почему Лазарев и получал каждый раз в фильтрующейся воде, примерно, одинаковые его количества.

Перейдем к рассмотрению полученных нами экспериментальных данных на Персиановской опытно-мелиоративной станции Северо-

кавказского института гидротехники и мелиорации (близ Новочеркасска) в 1929 г. Наблюдения были произведены над черным паром, озимой пшеницей, кенафом, яровой пшеницей и овсом. Поглощенные Са и Mg определялись по Тюрину, а поглощенный Na по Гедройцу. Определения поглощенных оснований до орошения дали одинаковые величины для орошаемых и неорошаемых деленок.

По данным исследований академика К. Д. Глинка (10), профессора И. В. Новопокровского (11), Б. Б. Полюнова (12), И. А. Шульги (13), Е. С. Блажного и С. И. Тюремнева (14), почвенный покров плакорных условий местности в районе Персиановки представлен черноземами южного типа, лишь немного видоизмененными в сторону призовской разности. Для них характерен, во-первых, уровень залегания солевых горизонтов — он несколько ниже, нежели то свойственно типичным южным черноземам, как они описаны у Никифорова, и, во-вторых, карбонатная плесень, встречающаяся в иных случаях в виде отдельных тусклых пятен, правда, очень слабо выраженных.

Вся довольно широкая и равнинная древняя терраса р. Грушевки в пределах участка, принадлежащего Опытной мелиоративной станции названного института, покрыта почвами солончаковатого типа с карбонатным и сульфатным характером засоления. Описания почвенных разрезов, приведенных в работах академика К. Д. Глинка и проф. И. В. Новопокровского, характеризуют почвы 2-й террасы р. Грушевки, как солончаковатые, с разными степенями засоления и иногда с заметно выраженными признаками начинающегося у них процесса черноземообразования. Однако, общим для этих почв является уже некоторая выщелоченность их верхних горизонтов, о чем свидетельствует и довольно пониженное залегание в них горизонта вскипания и солевых горизонтов.

Ниже приводится описание почвенного разреза, характерного для территории опытного участка станции, на котором проводились наблюдения над влиянием искусственного орошения. Разрез взят $1\frac{1}{2}$ км к юго-западу от главного здания института, на 2-й левобережной равнинной террасе р. Грушевки, в северо-западном углу опытного участка (поле № 41). Поле занято под посев озимой пшеницы.

Морфологические данные этого разреза приводятся в следующем описании, сделанном В. Т. Рокачевой (22 X-29 г.). Почва имеет вскипание с 56 см от поверхности, довольно сильное. Густая сеть тусклых карбонатных жилок наблюдается с глубины 60 см. Неясные редкие пятна и твердые конкреции углекислых солей появляются на глубине 132 см. С 96 см беловатый налет солей. Максимум уплотненности в данной почве наблюдается на глубине 48-72 см. Сухая прослойка (почва, не затронутая увлажнением грунтовых вод снизу и атмосферных осадков сверху) — с 35 см до 100 см. Весь горизонт суглинистый.

Горизонт $A_1 0-21$ (21). Темный, чуть буроватый, влажный. Не плотный, перепаханный. Структура мелко-комковато-пылеватая. Почти бесструктурный. Граница со следующим горизонтом слабо заметна по структуре и плотности. Немного корешков растений.

Горизонт $A_2 21-46$ (25). В нем можно выделить более темный слой, увлажненный атмосферными осадками, и более светлый, ниже 36 см менее темный, с заметным буроватым оттенком, сухой. Более плотный в сухой части, нежели в увлажненной. Хорошо распадается на непрочные отдельности, легко растирающиеся в неясно-структурную массу. Переход в следующий горизонт — постепенный.

Горизонт В₁ 46—64 (18). Почти такого же цвета. Сухой. Довольно плотный. Выламывается на неширокие в диаметре и непрочные призмовидные отдельности, хорошо распадающиеся в комковато-ореховые комочки. С 60 см довольно густая сеть буроватых тусклых карбонатных жилок. Переход в следующий горизонт постепенный. Граница — неровная.

Горизонт В₂ 64—130 (66). Желтый, но с заметным буроватым оттенком. Сухой. Менее плотен, чем горизонт В₁. Хорошо распадается на комковато-ореховатые отдельности, не вполне резко выраженной границей отделяется от следующего горизонта. Довольно много карбонатных, переплетающихся между собою жилок. Заметны червоточины с капролитами и неясные следы кротовин. На границе со следующим горизонтом, увлажненным грунтовыми водами, на высохших сухих стенах выступают белые мутнистые мажущие налеты солей (может быть Na₂SO₄).

Горизонт ВС 130—170 (40). Буровато-желтый, слегка увлажненный снизу грунтовыми водами. Неплотный. Неясно комковатый (или такой же, как горизонт В₂).

Такого же характера карбонатные жилки, которые книзу становятся более крупными. Редко разбросаны неясные и мелкие, мягкие на ощупь пятна и мелкие известковистые конкреции (камешки).

В таблице дается характерный механический состав этой почвы, определенный по методу Робинзона.

Механический состав по Робинзону

(В процентах к абсолютно сухой навеске)

Таблица 4

№ по кат.	Культура и № поля	Горизонт в см	Влажн. в %	Потери от обраб. в %	Фракции							Концентрация суспензии в %
					1—0,25	0,25—0,05	0,05—0,01	0,01—0,005	0,005—0,001	0,001—0,0005	0,0005	
1	Озимая пшеница, поле № 41 неорошаем. Образцы взяты 3/V 1929 г . . .	0—10	3,45	9,65	4,29	15,15	30,37	7,15	10,78	5,39	19,58	4,2
2		25—35	2,81	9,71	4,13	13,40	39,44	12,36	14,62	4,93	4,73	6,47
3		50—60	3,14	9,68	4,88	11,70	30,73	5,37	10,33	7,13	2,37	7,91
4		80—90	3,00	9,70	4,42	11,28	52,07	10,41	9,90	3,50	2,63	5,66
5		140—150	2,82	9,71	3,44	9,82	40,13	16,79	9,27	3,09	1,61	5,84

Данные характеризуют почву, как иловато-пылеватую с слабой примесью мелкого песка.

Валовое содержание отдельных составных химических частей описываемой почвы и их распределение по профилю в достаточной степени указывают на черноземовидный процесс почвообразования. См. табл. 5 след. стр.).

По таблице мы усматриваем незначительное накопление кремнекислоты в верхнем горизонте и некоторую степень вымывания полуторных окислов в горизонты нижележащие. Отсюда и слабо выраженная солонцеватость этой почвы. Распределение составных элементов почвы характерно для черноземовидного процесса.

Со стороны содержания гумуса в почве 2-й террасы р. Грушевки в пределах опытного участка станции данные приближаются

Таблица 5

№ п/п	Название разреза	Глубина образца	Влажн. при 105°	Потери в весе от прож.	SiO ₂	Al ₂ O ₃ Fe ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	Mn ₂ O ₃	CuO	MgO
1	Озимая пшеница неорош. поле № 41 22 X-29 г.	0—10	4,29	8,32	69,00	9,56	5,11	0,12	1,52	1,54
2		25—35	3,89	7,65	66,98	11,15	4,67	0,09	1,36	1,51
3		50—60	4,02	6,89	67,44	10,38	4,82	0,10	2,06	1,55
4		80—90	4,13	7,04	64,12	9,12	4,93	0,07	4,52	1,58
5		140—150	3,42	6,92	64,09	11,07	5,09	0,16	4,83	1,74

к почвам влакорных условий Персиановки, т. е. южного чернозема (академик К. Д. Глинка (10), с некоторым увеличением в сторону общей гумозности всего почвенного процесса.

Количество гумуса по Шмуку в процентах к воздушно сухой навеске

Таблица 6

№ п/п полей	Название разреза	Глубина в см	Гигроскопич. вода	Гумус
1	Озимая пшеница неорошаемая, поле № 41 Образцы взяты 22/X-29 г.	0—10	4,11	4,50
2		25—35	3,90	3,59
3		50—60	4,11	2,59
4		80—90	3,78	1,64
5		140—150	3,70	0,79

При морфологическом описании почвенного профиля было отмечено, что гумусовая окраска по разрезу распространяется довольно значительно вниз (до 170 см окраска почвы сохраняет темный оттенок). Определение содержания для этой почвы действительно показывает, что еще на глубине 40—60 см находится большое количество гумуса (около 3%).

Характер водно-растворимых солей для этой почвы виден из следующих данных.

Анализ водной вытяжки

(В процентах на абсолютно сухую навеску)

Таблица 7

№ п/п	Название разреза	Глубина в см	Реакция pH	Цвет вытяжки	Прозрачность	Гигроскопич. вода	Сухой остаток	Прокладанный остаток
1	Озимая пшеница неорошаемая. Поле № 41. 22 X-29 г.	0—10	8,45	Слабо желтая	—	4,29	0,1050	0,0500
2		25—35	8,48		—	3,89	0,1272	0,0715
3		50—60	8,62		—	4,02	0,1220	0,0820
4		80—90	8,70	Прозрачная	—	4,13	0,1540	0,1170
5		140—150	8,33	Б/цвет.	—	3,42	0,2210	0,0455

Потеря в весе от прокаливан.	Общая щелоч- ность в HCO_3	Na_2CO_3	NaHCO_3	$\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$	Cl	SO_4	CaO	MgO
0,0550	0,0409	—	0,0454	0,0105	0,0038	0,0040	0,0130	0,0020
0,0530	0,0336	—	0,0412	0,0049	0,0084	0,0055	0,0170	0,0025
0,0400	0,0499	—	0,0530	0,0081	0,0049	0,055	0,0170	0,0025
0,0370	0,0397	—	0,0270	0,0267	0,0129	0,0350	0,0390	0,0095
0,0155	0,0403	—	0,0261	0,0283	0,0289	0,0905	0,0700	0,0220

Обращает на себя внимание довольно значительная цифра для прокаленного остатка. Большая щелочность почвы (в pH и в HCO_3). Содержание кальция, магния, хлористых и сернистых солей в верхних образцах сравнительно невелико, к низу же количество их постепенно увеличивается. Как видно, влияние грунтовых вод в этом разрезе на глубине 100 см сказывается еще слабо и отличается, главным образом, в увеличении сернистых и хлористых солей с глубины 60-80 см, т. е. там, где в описании почвенного разреза отмечалось появление беловатых налетов (возможно Na_2SO_4).

Что касается содержания и характера поглощенных оснований в этой почве, то результаты определения Ca, Mg и Na дают цифры, весьма близкие к данным поглощенных оснований в почвах плакорных условий местности этого района (Ахромейко—15)

Анализ почвенного поглощения комплекса

Таблица 8

№№ п/п	Название разреза	Глубина в см	Гигр. вода в %/%	Поглощенные основания					
				Ca		Mg		Na	
				В %/%	В мм-экв	В %/%	В мм-экв.	В %/%	В мм-экв.
1	Озимая пшеница исоросн. Поле № 41 22 X-29 г	0—10	4,01	0,6189	30,94	0,0593	4,94	0,0463	2,01
2		25—35	4,33	0,6031	30,15	0,0533	4,44	—	—
3		50—60	4,28	0,6699	33,49	0,0751	6,25	0,0318	1,51
4		80—90	4,01	0,6438	32,19	0,1093	9,10	0,0417	1,81
5		140—150	3,57	0,4039	20,19	0,0839	6,99	—	—

Эти данные характеризуют описываемую почву, как черноземовидную, с устойчивым характером поглощающего комплекса, насыщенного главным образом поглощенным кальцием.

Оросительные нормы были даны:

1. Для черного пара — 2837,2 м/га
2. „ озимой пшеницы — 1325,3 „
3. „ кенафа — 3101,0 „
4. „ овса — 1154,9 „
5. „ яровой пшеницы — 1336,5 „

Средний состав оросительной воды таков:

Состав воды реки Грушевки

(В процентах эквивалентов)

Таблица 9

Определяемое вещество	когда взят образец воды			
	11/V	9/VII	25/VII	30/X
Cl'	8,53	12,02	11,81	14,51
SO ₄ "	23,87	24,42	23,46	24,23
CO ₃ "	17,61	13,57	14,72	11,25
Mg"	11,06	11,05	11,65	11,61
Ca"	23,47	11,63	14,72	12,14
Na'	15,46	27,33	23,62	26,25

Перейдем к рассмотрению влияния орошения на состав почвенного поглощающего комплекса (таблица 10).

Состав поглощенных оснований в почве парового поля

(В мм-эки. на 100 гр. лбс. сухой почвы)

Таблица 10

Глубина в см	Ca"	Mg"	Na'	Общая сумма	% натрия от суммы	Название поля
0—20	37,86	4,71	4,63	47,20	9,80	Пар неорошаемый
20—40	41,27	4,69	3,88	49,84	8,19	
40—60	46,80	7,31	3,77	57,88	6,51	
60—80	35,50	10,39	3,70	49,59	7,46	
80—100	35,10	7,29	3,58	45,97	7,80	
0—20	45,61	4,67	4,41	54,72	8,06	Пар орошаемый
20—40	46,48	7,26	4,07	57,81	7,03	
40—60	47,23	9,86	4,02	61,11	6,57	
60—80	39,68	8,11	4,66	52,45	8,88	
80—100	34,17	8,77	3,34	46,28	7,43	

Из приведенных цифр прежде всего обращает на себя внимание высокая общая емкость обмена. Такой величиной общей емкости обмена характеризуются лишь почвы степного типа почвообразования — черноземы, с высоким содержанием органического вещества (гумуса) и цеолитной части („минеральный или алюмо-силикатный поглощающий комплекс“), и действительно изучаемые почвы образовались в условиях, близких к степным, на алювиальных отложениях, и богаты органическим веществом.

Почвы опытного участка солонцеваты, так как содержат от 7 до 10% поглощенного натрия от суммы поглощенных оснований. Солонцеватость исследуемых почв заметно проявляется и морфоло-

гически в слитности и уплотненности почвенного профиля при высыхании.

Просматривая данные таблицы 10, видим, что почва орошаемого пара имеет большую сумму (емкость) поглощенных оснований, которая увеличилась прежде всего за счет кальция и очень сильно в верхнем, пахотном слое. В этом слое пара неорошаемого кальция содержится 37,86 мм-эквивалентов, а в пару орошаемом — 45,64, на 7,78 мм экв. больше. Затем увеличение емкости обмена в отдельных слоях произошло за счет магния и натрия. Содержание первого увеличилось в слоях 20—60 и 80—100, а второго — в средней части профиля, на глубине 20—80 см. Все же в абсолютных количествах кальций возрос больше, чем магний и натрий, почему и процентное содержание натрия от общей суммы поглощенных (обменных) оснований при орошении уменьшилось, за исключением лишь увеличения в слое 60—80 см, настолько незначительного, что им в сущности можно пренебрегать (с 7,46 до 8,88%, всего на 1,42%, что по существу граничит с пределами точности метода).

Из рассмотренных данных вытекает, что при орошении в паровом поле выявляется тенденция к увеличению почвенного поглощающего комплекса в целом, судя по увеличению общей суммы поглощенных оснований. Поглощающий комплекс возрастает главным образом за счет поглощенного кальция и тем уменьшается солонцеватость, так как уменьшается относительная роль поглощенного натрия и вместе с этим затухает проявление отрицательных его свойств на коллоидную часть почвы.

Состав поглощенных оснований в почве поля, занятого озимой пшеницей

(В мм-экв. на 100 гр абс. сухой почвы)

Таблица 11

Глубина в см	Ca	Mg	Na	Общая сумма	% Na от суммы осно- ваний	Название поля
0—20	42,00	7,77	7,34	57,11	12,85	Озимая пшеница не- орошаемая
20—40	42,74	7,24	3,80	53,78	7,06	
40—60	41,04	5,69	4,69	51,42	9,12	
60—80	40,59	7,23	4,56	52,38	8,70	
80—100	58,38	8,77	3,35	70,50	4,75	
0—20	31,81	4,57	3,73	40,11	9,30	Озимая пшеница оро- шаемая
20—40	37,22	7,28	3,32	47,82	6,94	
40—60	47,37	8,30	3,70	59,37	6,23	
60—80	44,50	7,76	2,75	55,01	4,0	
80—100	41,05	8,26	2,83	52,14	5,42	

Сопоставляя данные таблицы обоих полей, видим, что в отличие от парового поля под озимой пшеницей (таблица 11) до глубины 40 см происходит разрушение почвенного поглощающего комплекса в условиях орошаемой культуры. Общая сумма поглощенных оснований в слое 0—20 см на орошаемом поле с 57,11 мм-экв. упала до 40,11 мм-экв. на 17 мм-эквивалентов, что представляет солидную величину. Но в 20—40

слое общая сумма уменьшилась только с 53,78 до 47,82 мм-экв., всего на 5,96 м-экв., или на величину в три раза меньшую, чем в верхнем, пахотном слое. Глубже 40 см сумма обменных оснований уже возрастает до 59,37 мм-эквивалентов, а затем с глубиной постепенно падает. Уменьшение суммы обменных оснований в первых двух слоях и увеличение в последующих в почве орошаемого поля под озимой пшеницей связано с перемещением коллоидальной части почвы из верхних в нижние горизонты. Обратное явление наблюдаем в почве неорошаемого поля: под влиянием преобладающих капиллярных токов вместе с влагой вносятся в верхний горизонт и коллоидальные частицы почвы.

Кальций в почве неорошаемого поля постепенно убывает с глубиной (количество обменного кальция в слое 80—100 см, очевидно, определено не точно). Магний ведет себя несколько иначе: количество его убывает до глубины 40—60 см, а далее книзу возрастает опять. Особенно сильно падение от верхнего слоя к слою 20—40 см — с 7,34 до 3,80 мм-эквивалентов. Далее книзу — некоторое возрастание и в слое 80—100 падение снова. Примерно в таком же соотношении изменяется и его доля в общей сумме обменных оснований. Наибольший процент его в слое 0—20 см, в подпахотном слое 20—40 см процент натрия падает с 12,85 до 7,06. Далее, на глубине 40—60 см количество натрия опять увеличивается до 9,12% от общей суммы, а ниже опять уменьшается. Следовательно, в условиях естественного увлажнения в почве под культурой озимой пшеницы происходит солонцевание самого верхнего, пахотного слоя и лежащего под подпахотным слоем слоя 40—60 см, очевидно, за счет выноса натрия из нижележащих горизонтов. Увеличение солонцевитости верхнего горизонта должно неизбежно влечь за собой заплывание поверхности и образование корки. Это мы и наблюдаем в наших опытах.

Как указывалось выше, в условиях орошения почва под озимой пшеницей претерпевает некоторые изменения, отличные от неорошаемой. В первых двух верхних слоях сильно уменьшается абсолютное количество всех поглощенных оснований, а тем не менее относительная роль натрия в почвенном поглощающем комплексе уменьшается очень мало: в пахотном слое поля неорошаемого натрия 12,85%, в поле орошаемом — 9,30% от общей суммы поглощенных оснований.

С глубиной количество натрия и его относительная роль в поглощающем комплексе падает, кальций на глубине 40—60 см, напротив, сильно возрастает, а затем книзу постепенно падает. Магний ведет себя неопределенно. Таким образом, под озимой пшеницей в условиях искусственного орошения происходит частичное разрушение почвенного поглощающего комплекса: в верхних двух горизонтах происходит некоторое рассолонцевание всего почвенного профиля, а на глубине 40—80 см, напротив, имеет место увеличение почвенного поглощающего комплекса.

Под культурой кенафа (таблица 12) количества обменного кальция в сравнении с рассмотренными ранее двумя полями значительно меньше. Весьма возможно, что это уменьшение произошло под воздействием самой растущей культуры. В почве поля неорошаемого солонцеватость сильно выражена в верхних двух слоях, до глубины 40 см; ниже относительная роль натрия уменьшается, а вследствие этого уменьшается и солонцеватость. В почве поля орошаемого относительные количества натрия в слое 0—20 см не уменьшились, зато

Состав обменных оснований в почве поля, занятого культурой кенафа

(В мм-экв. на 100 гр абс. сух. почвы)

Таблица 12

Глубина в см	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	Общая сумма	% натрия от суммы основа- ний	Название поля
0—20	36,45	12,25	4,87	52,57	9,26	Кенаф неорошаемый
20—40	33,09	3,63	4,48	41,20	10,87	
40—60	38,78	9,82	3,60	51,15	6,90	
60—80	33,53	6,72	3,37	43,67	7,71	
80—100	32,05	5,16	2,21	39,42	5,67	
0—20	35,57	7,77	4,48	47,82	9,30	Кенаф орошаемый
20—40	35,79	5,19	3,91	44,89	8,70	
40—60	37,45	5,18	3,79	46,82	8,18	
60—80	37,82	5,18	3,73	46,73	10,15	
80—100	36,74	5,69	3,38	45,81	9,43	

оно сильно возросло на глубине 60—100 см в связи с тем, что кенаф получил сравнительно большую оросительную норму и, стало быть, натриевые соли были вымыты на глубину 60—100 см.

Заслуживают внимания также и показания, согласно которым под влиянием орошения сумма поглощенных оснований уменьшается в сравнении с почвой поля неорошаемого.

Состав обменных оснований в почве поля, занятого культурой овса

(В мм-экв. на 100 гр абс. сухой почвы)

Таблица 13

Глубина в см	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Na ⁺	Общая сумма об- мен. ос- нований	% натрия от общей суммы	Название поля
0—20	35,85	8,80	3,96	48,61	8,14	Овес неорошаемый
20—40	41,76	7,25	3,45	52,46	6,57	
40—60	36,45	3,11	3,68	43,24	8,50	
60—80	41,65	8,28	3,32	53,21	6,23	
80—100	36,75	6,20	3,74	46,69	8,01	
0—20	39,20	6,72	3,82	49,74	7,86	Овес орошаемый
20—40	38,27	7,76	3,60	49,63	7,26	
40—60	46,60	6,71	3,66	56,97	6,42	
60—80	41,34	7,76	3,68	52,78	6,97	
80—100	40,30	7,45	3,36	51,11	6,57	

Под влиянием орошения (таблица 13) распределение магния в поглощающем комплексе под овсом выравнивается по всему профилю метрового слоя, в то время как в почве поля неорошаемого количества его в отдельных слоях сильно колеблются. Абсолютные количества натрия остаются такими же, как и в почве поля неорошаемого. Однако, с увеличением общей емкости обмена относительная роль натрия несколько ослабевает. Правда, это сильнее выражено для нижних слоев, в которых процент натрия понижается, в верхних же двух слоях его относительное участие в почвенном поглощающем комплексе почти

не изменяется в связи с уменьшением как общей емкости обмена, так и кальция. Кальций ведет себя в условиях орошения точно так же, как и в почве поля, занятого озимой пшеницей, т. е. количество его сильно возрастает в слое 40—60 м, а затем книзу постепенно падает.

Состав обменных оснований в почве поля, занятого культурой яровой пшеницы

(В мм-экв. на 100 гр абс. сухой почвы)

Таблица 14

Глубина в см	Ca	Mg	Na	Общая сумма обмен. оснований	% натрия от общей суммы	Название поля
0—20	28,75	5,30	3,86	37,91	10,18	Яровая пшеница неорошаемая
20—40	30,99	7,26	3,74	41,99	8,90	
40—60	38,85	4,64	3,34	46,83	7,13	
60—80	38,64	3,15	3,31	45,10	7,33	
80—100	35,62	7,26	3,51	47,49	7,41	
0—20	32,43	5,70	5,40	43,53	12,40	Яровая пшеница орошаемая
20—40	39,14	6,21	3,52	48,87	7,20	
40—60	40,81	4,65	3,36	48,82	6,88	
60—80	34,75	3,58	3,61	40,93	8,79	
80—100	34,62	5,15	3,35	43,12	7,76	

Обращают на себя внимание (таблица 14) резко выделяющиеся величины количества натрия под яровой пшеницей в слое 0—20 см, достигающие в поле неорошаемом 10,18% от общей суммы поглощенных оснований. Орошение вызвало еще большее усиление роли натрия в поглощающем комплексе, количество которого возрастает уже до 12,4%.

Количество кальция в почве поля неорошаемого постепенно увеличивается от верхнего слоя книзу до глубины 80 см, но в самом нижнем слое 80—100 см опять несколько понижается. Количества магния весьма колеблются по отдельным слоям. Более постоянны показания по количеству натрия, они почти не изменяются для отдельных слоев, колебания абсолютных количеств укладываются в пределах 3,31—3,86 мм-эквивалентов. Что касается относительного участия натрия в поглощающем комплексе, то необходимо отметить сравнительно большое вхождение этого основания в почву двух верхних — пахотного и подпахотного — слоев. В остальных слоях процентное отношение его к общей сумме поглощенных оснований сохраняется в пределах близких между собою величин. В почве поля орошаемого максимум кальция, 40,81 мм-экв. в слое 40—60 см, вверх и вниз количество его падает и наименьшим содержанием обменного кальция характеризуется самый верхний, пахотный слой. В общем же в почве поля орошаемого обменного кальция в слое 0—60 см значительно больше, чем в почве поля неорошаемого. В нижних слоях соотношение обратное. Переходя к рассмотрению количества обменного натрия по горизонтам орошаемого поля, необходимо констатировать определенную, но небольшую убыль его под влиянием орошения во всех слоях за исключением верхнего (в котором оно стабильно). Здесь, наоборот, отмечается возрастание, достигшее 5,4 мм-эквивалентов. Это возрастание влечет за собою сильное увеличение процентного показания, определяющего место натрия в общей сумме обменных оснований. В остальных слоях количество натрия измени-

лось мало в сравнении с полем неорошаемым, но вследствие увеличения здесь количества обменного кальция относительная роль натрия в почвенном поглощающем комплексе уменьшилась, другими словами, под воздействием орошения на глубине 20—60 см солонцеватость почвы уменьшилась. Глубже она не изменилась.

Для иллюстрации влияния обменного натрия на физические свойства почв приведем некоторые данные из имеющихся в нашем распоряжении обширных материалов по агрегатному анализу отдельных горизонтов изучаемых почв (таблица 15). Для удобства сопоставления в таблице приводим также процентное содержание обменного натрия от общей емкости обмена.

Количество агрегатных частиц и обменного натрия

Таблица 15

Название поля	Глубина в см	Процент содержания отдельных					Процент натрия от общей сумм. погл. осп.
		Большее 22 мм	1 мм	0,5 мм	0,25 мм	Сумма от.	
Пар неорошаемый	0—20	1,5	4,1	29,3	2,2	37,1	9,80
	20—40	1,1	16,8	22,8	4,1	45,1	8,19
	40—60	0,9	21,6	24,3	7,8	54,6	6,51
Кенаф неорошае- мый	0—20	1,2	3,2	22,2	2,4	29,0	9,26
	20—40	1,7	3,97	19,2	2,6	27,47	10,87
	40—60	7,1	35,0	12,0	2,6	56,7	6,90
Кенаф орошаемый	0—20	1,8	3,2	19,7	3,9	28,6	9,37
	20—40	1,5	7,8	21,9	3,5	35,0	8,70
	40—60	8,0	38,0	7,6	3,5	57,1	8,18
Овес неорошаемый	0—20	1,9	3,5	16,6	3,4	25,4	8,14
	20—40	1,7	13,1	22,6	2,4	39,8	6,57
Овес орошаемый	0—20	1,4	16,4	19,5	1,7	42,0	7,86
	20—40	1,1	16,9	25,6	2,4	46,0	7,26

Из таблицы совершенно отчетливо видна теснейшая связь большей или меньшей способности почвы к структурообразованию в зависимости от количества обменного натрия. На эту сторону вопроса указывалось в свое время акад. К. К. Гедройцем и другими исследователями (Вилевский, Бушинский и др.).

Наиболее четко связь эта выявляется в почве, лишенной культуры в пару, где этот фактор проявляется в чистом виде. В почве других полей эта связь также совершенно бесспорна, но здесь она не проявилась столь четко, как в паровом поле, вследствие влияния растения и, в случае орошения, оросительной воды и тех легкорастворимых солей, которые в ней содержались.

На основании разобранного материала можем сделать выводы:

1. Почвы опытного участка солонцеваты, что вытекает из сравнительно большой относительной роли натрия в составе почвенного поглощающего комплекса и из морфологических признаков, проявляющихся в уплотнении и слитости профиля почвы, склонности к заплыванию и образованию корки на поверхности.

2. В условиях отсутствия культуры при орошении (пар) и при возделывании пропашных культур с большими нормами орошения, захватывающего значительную часть вегетационного периода (кенаф), происходит некоторое рассолонцевывание верхних горизонтов и увеличение солонцеватости в глубоких слоях (60 — 100 см) за счет перенесения натрия из верхних слоев в нижние.

3. Под озимой пшеницей при орошении происходит уменьшение солонцеватости и частичное разрушение почвенного поглощающего комплекса в верхних двух слоях, с уменьшением количества всех обменных оснований в этих слоях.

4. Под яровыми зерновыми культурами поведение обменных оснований различно, что, очевидно, связано с величиной оросительных норм и различным воздействием корневой системы на поглощающий комплекс.

5. В полевых условиях при орошении не наблюдается усиления солонцеватых свойств, в отличие от лабораторных экспериментальных данных, что связано с влиянием культуры, качеством оросительной воды, с ее количеством и дальнейшей судьбой воды, поступившей в почву.

Литература

1. Проф. К. К. Гезройн — Почвенный поглощающий комплекс и почвенные поглощенные катионы, как основы генетической почвенной классификации. Носовская с.-х. опытная станция. Ленинград, 1927.
2. С. Я. Сушко — Солевой режим почв и почвенно-грунтовых вод в связи с орошением (по наблюдениям в дельте р. Терска). ВАСХНИЛ, Ленинград, 1933.
3. Л. П. Розов — Материалы к характеристике солонцеватости почв орошаемых районов. ГИСХМ. Москва, 1928.
4. Л. П. Розов — Материалы к характеристике солонцеватости почв орошаемых районов. Сельхозгиз. Москва, 1931.
5. Л. П. Розов — Солонцеватые процессы и мелиорация. „Почвоведение“ № 3, 1933 г.
6. Л. П. Розов — Об изменении солонцеватости почв при орошении и промывках. „Почвоведение“ № 2, 1934.
7. Н. В. Орловский — Агротехническая оценка и химическая мелиорация солонцов и солонцеватых почв. Казогиз. Алма-Ата, 1934.
8. Е. И. Ратнер — Влияние обменного натрия в почве на рост растений и физические свойства почвы. „Химизация социалистического земледелия“ № 3, 1935.
9. К. Лазарев — Изменение химического состава солевых примесей оросительной воды при прохождении ее различными элементами оросительной сети. „Гидротехнические материалы“ том V, Новочеркасск, 1929.
10. Академик К. Д. Глинка — Почвенный покров в бассейне р. Грушевки и Аюта Донской области. Труды почвенного комитета им. Докучаева, выпуск II, Ленинград, 1928.
11. Проф. И. В. Новоокровский — Отчего гибнут культуры плодовых деревьев в Персиановском войсков. питомнике. „Русский почвовед“ № 5, 1914 и „Хозяйство на Дону“ год IX (1912), №№ 46, 47, 1914.
12. Проф. Б. Б. Полынов — Почвы Аксайского заимки. Новочеркасск, 1920.
13. Проф. И. А. Шульга — Почвы пастбища сенокосов степной части Северо-Кавказского края. Институт почвенных мелиораций. Новочеркасск, 1929.
14. Е. С. Блажний и проф. С. И. Тюреминов — Почвы поймы реки Дона в районе проектируемой Волго-Донской магистрали. Краснодар, 1929.
15. Ахромейко — Структура почвы. Сельхозгиз. Ленинград, 1930.

Фильтрация через земляные плотины

Теория проф. И. Козени

Проф. Козени, рассматривая движение грунтовой воды со свободной поверхностью в открытых потоках и из каналов, применяет такой метод исследования: считая движение потенциальным, он за модель движения принимает прямоугольную сетку, применяя к которой произвольно выбираемую изображающую функцию, он получает ту или иную картину потока.

Так, придавая изображающей функции параболическую форму, он координаты модели ζ и координаты области потока z связывает следующим уравнением:

$$z = \frac{\zeta^2}{2KQ} = \frac{(\eta + iq)^2}{2KQ} \dots \dots \dots (1)$$

или

$$x + iy = \frac{\eta^2 - q^2 + 2i\eta q}{2KQ} \dots \dots \dots (2)$$

что после отделения реальной и мнимой частей дает

$$x = \frac{\eta^2 - q^2}{2KQ} \dots \dots \dots (3)$$

$$y = \frac{\eta q}{KQ} \dots \dots \dots (4)$$

Здесь через Q обозначен полный расход; через K — коэффициент фильтрации, остальные обозначения см. на рис. 1-а.

¹ Плотиностроение и, в частности, возведение земляных плотин, приобретает для Средней Азии все большее значение. Так, запроектирована и осуществляется земляная плотина на реке Мургаб (Таш-Кенри), плотина на реке Чирчик и на реке Чу (Чумыш) с большими земляными дамбами и др. Вопрос о расчете земляных плотин является актуальным и не только для Средней Азии, ибо еще не вполне разработана теория движения воды, фильтрующей через тело плотины. В особенности слабо изучены явления и разработаны вопросы движения в начальном клине (у напорного откоса) и в низовом клине (при выходе на низовой откос). Эти вопросы требуют своей дальнейшей разработки.

В своей работе проф. Е. А. Замарин использует произведенные им в 1932-33 г. работы, дополнившие его опыты в Санин-ри — Онн-х в 1928-29 г., и подвергает анализу предложения трех авторов — Козени, Дахлера и Шаффернака и на основе этого анализа уточняет приемы этих авторов, делая расчеты земляных плотин более надежными.

В результате проф. Е. А. Замарин дает новые, комбинированные методы расчета фильтрации через земляные плотины, которые следует называть способами Шаффернака-Замарина для однородных плотин и Козени-Замарина для дренажных. Эти способы, повидимому, дадут более близкие к натуре результаты.

Редакция

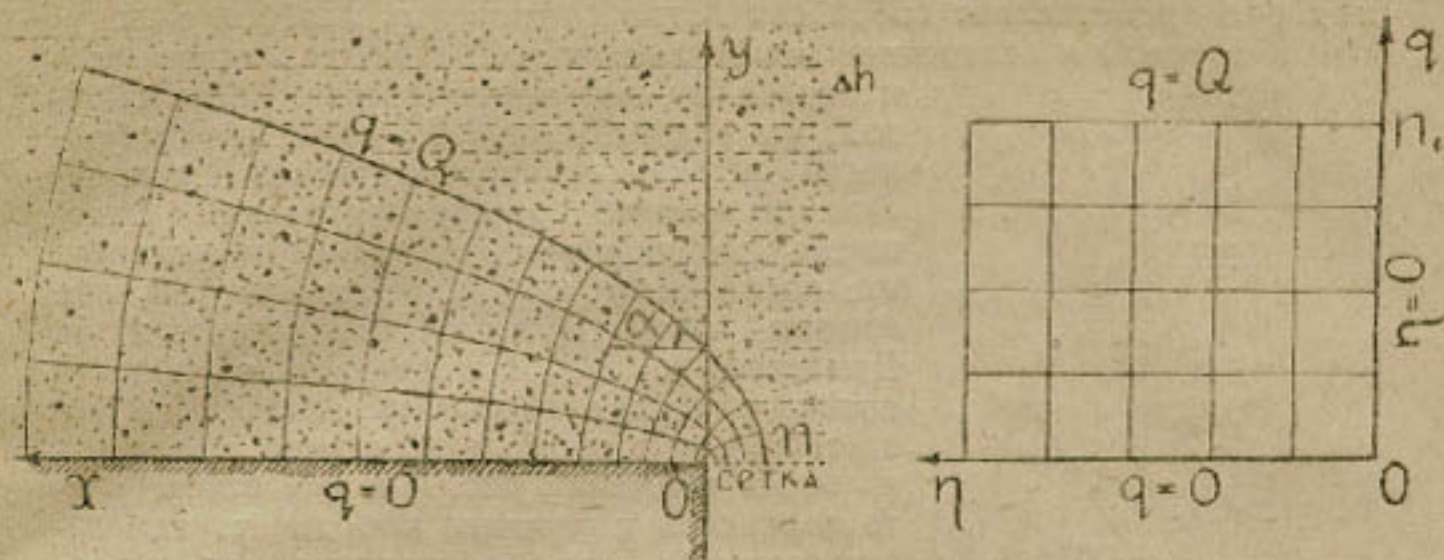


Рис. 1-а

Потенциальной функции проф. Козени¹ придает следующее выражение:

$$\eta = K \left(y + \frac{p}{\gamma} \right) \dots \dots \dots (5)$$

где K — коэффициент фильтрации, y — ордината, p — давление, γ — объемный вес воды.

Тогда по Дарси

$$v = \frac{\partial \eta}{\partial s} \dots \dots \dots (6)$$

В модели прямые $\eta = \text{постоянному}$ являлись потенциалами и прямые $q = \text{пост.}$ — токами.

В области z , конформно изображающей область ζ , это свойство линии $q = \text{пост.}$ и $p = \text{пост.}$ сохраняется, изменяется лишь форма линий. Найдём форму токов и потенциалов, которые получаются в результате трансформации по уравнению (1), для чего объединим уравнения (3) и (4)

$$q^2 + 2KQx = \frac{y^2 K^2 Q^2}{q^2} \dots \dots \dots (7),$$

что в результате даёт

$$q^2 = KQ (\sqrt{x^2 + y^2} + x) = KQ (r + x) = KQr (1 + \cos\gamma) \dots \dots (8)$$

где r — радиус-вектор, γ — угол наклона его к оси Ox (см. рис. 1-б)

Не трудно видеть, что уравнение (8) при $q = \text{постоянному}$ изображает токи, направленные к семейству парабол, и имеющих для различных q фокус в точке O . Далее находим уравнение потенциалов из (4) и (8)

$$\eta^2 = \frac{y^2 K^2 Q^2}{q^2} = \frac{y^2 K Q}{r + x} = KQ(r - x) = KQr (1 - \cos\gamma) \dots \dots (9)$$

¹ „Grundwasserbewegung bei frei Spiegel“ Wasserkraft und Wasserwirtschaft № 3 за 1931 г. и „Theorie und Berechnung der Brunnen“, W. und W. № 8-9 1934 г.

которое представляет собой семейство софокусных парабол с фокусом в точке O и вследствие конформности изображения, нормальных к параболам первого семейства. Таким образом, мы в итоге получаем движение свободного потока с параболической депрессионной кривой по горизонтальной подошве с следующими пограничными условиями: поток движется из бесконечности, где напоры распределяются гидростатически. Давления по любой вертикали в области потока не будут следовать законам гидростатики, как в этом легко можно убедиться из сетки движения рис. 1, и чем ближе взята вертикаль к вершине координат, тем наблюдается большее отступление от гидростатического. Давления вдоль депрессии, если считать только избыточное давление, равны нулю, а напоры $\eta = Ky$, что дает для депрессии уравнение:

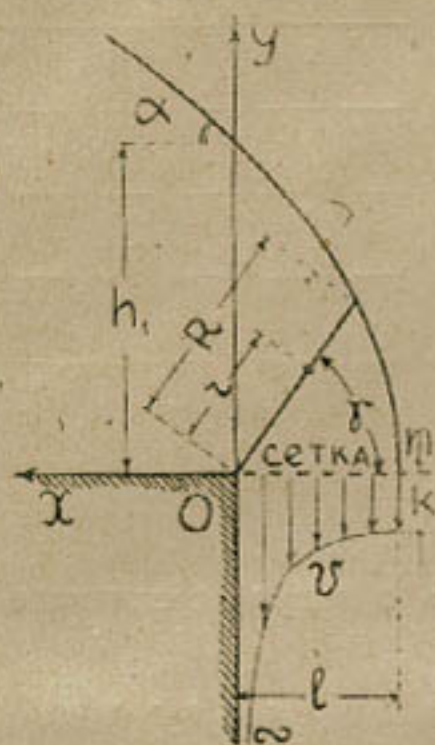


Рис. 1-6

$$2QKx - \frac{K^2 y^2 - Q^2}{2} \dots \dots \dots (10)$$

Далее параболическая депрессия заходит за горизонтальную подошву, следовательно на участке Оп предполагается поддерживающая грунт сетка (или обратный фильтр). Как видно из приведенного материала, проф. Козени не применяет упрощенной схемы Дюпюи; если вспомнить, что еще раньше проф. Козени полагал наибольшую скорость на депрессии, не превосходящую K , что равносильно принятию синуса α (а не тангенса как у Дюпюи) наклона касательной за уклон, то в точке п, где парабола депрессии нормальна к оси ох мы должны ожидать $v = K \sin \alpha = K \sin \varphi_0 = K$. В самом деле, бери производную по x от q , мы получаем значение вертикальной составляющей v , а так как на линии оп $\eta = 0$, т. е. $u = 0$, то здесь $v = W = \sqrt{u^2 + v^2}$.

Пользуясь уравнением (8), найдем теперь выражение для v

$$v = \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{K Q}{2 q} \left(\frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2}} + 1 \right) = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{K Q (1 + \cos \gamma)}{r}} \quad (11)$$

Так как из (8) при $r=R$, $q=Q$, то окончательно получаем

$$Q = K R (1 + \cos \gamma) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

$$v = \frac{K}{2} (1 + \cos \gamma) \sqrt{\frac{R}{l}} \dots \dots \dots (13)$$

В точке n имеем $r = R$, $\gamma = 0$, т. е. $v = K$

Для горизонтальной составляющей скорости и получаем следующее выражение

$$u = -\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{QKy}{2qr} = \frac{R}{2} \sin \gamma \sqrt{\frac{R}{r}} \dots (14)$$

В точке п имеем $\gamma = 0$, т. е. $\sin \gamma = 0$, следовательно $u = 0$. Зависимость (13) и (14) дает возможность получать общее выражение для полной скорости из

$$w = \sqrt{u^2 + v^2} = K \sqrt{\frac{R}{r} \cdot \frac{1 + \cos \gamma}{2}} = K \cos \frac{\gamma}{2} \sqrt{\frac{R}{r}}. \quad (15)$$

Для распределения скоростей по оп оба уравнения (13) и (15) дают одинаковую зависимость

$$w = v = K \sqrt{\frac{R_0}{r}} \dots \dots \dots (16)$$

откуда следует, что скорость в точке О бесконечна. Распределение скоростей по оп показано на рисунке.

Уравнения 15-16 позволяют составить выражение для расхода

$$Q = \int_0^1 w \, dx = 2 K l \dots \dots \dots (17)$$

Козени уделяет большое внимание элементам движения по вертикали через начало координат; на депрессии имеем $q = Q$, $\eta = Ky = = Kh$ и из (3) для $x = 0$ получаем $Q = Kh_1$ и далее

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{Q}{Kh_1} = \frac{Kh_1}{Kh_1} = 1 \dots \dots \dots (18)$$

т. е. $\alpha = 45^\circ$; но для депрессии можно написать, что $u = w \cos \alpha$, а так как $w = K \sin \alpha$, то $u = \frac{K}{2} \sin 2 \alpha$, что для $x = 0$, где $\alpha = 45^\circ$

дает $u = \frac{K}{2}$

Если взять ограниченный участок потока длиной L , то, пользуясь уравнением (3), Козени пишет

$$Q = \frac{\eta^2 - q^2}{2 KL} = K \frac{H^2 - h_1^2}{2 L} \dots \dots \dots (19)$$

Это уравнение в точности воспроизводит ур. Дюпюи для вертикальной призмы с глубинами воды перед ней H и h_1 . Если в предыдущее уравнение подставить $Q = Kh_1$, то получаем

$$h_1 = \sqrt{L^2 + H^2} - L \dots \dots \dots (20)$$

Из ур. (3) для $y = 0$ получается длина захода параболы за начало координат

$$l = -\frac{Q}{2K} = -\frac{\sqrt{L^2 + H^2} - L}{2} \dots \dots \dots (21)$$

Переходя к случаю призмы, когда часть грунта правее оу отсутствует, проф. Козени для случая $h_0 = 0$ (рис. 2) для расхода пишет

$$Q = \frac{\eta^2}{2 K x} = \frac{K H^2}{2 L} \dots \dots \dots (22)$$

Для случая, когда за призмой находится слой воды глубиной h_0 , проф. Козени фильтрацию разделяет на два потока, верхний до уровня h_0 с расходом

$$Q_1 = \frac{K}{2} \frac{(H - h_0)^2}{L} \dots \dots \dots (23)$$

и нижний от уровня h_0 до дна с расходом

$$Q_2 = K \frac{H - h_0}{L} h_0 \dots \dots \dots (24)$$

Суммарный расход будет равен

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{K}{2} \frac{H^2 - h_0^2}{L} \dots \dots \dots (25)$$

Как видно, зависимости 21—25 совпадают с зависимостями по Дюпюи.

Теория Р. Дахлера

Движению воды через земляные плотины Р. Дахлер посвящает несколько своих работ¹; он разделяет изучаемое движение тремя участками: верхним клином, средней частью и нижним клином. Считая возможным приложить к средней части предложение Дюпюи о горизонтально-струйном движении, он подробно останавливается на верхнем и нижнем клиньях.

Верхний клин. Указывая на чрезвычайные трудности решения уравнения Лапласа для верхнего клина и поэтому оставляя без рассмотрения этот способ, он предлагает приблизительное решение, указывая на практическую равноценность его с точным решением (подразумевая под точным решением гидродинамическое). С этой целью он конформно изображает прямоугольную сетку движения плоскости ζ (η, η) на область верхнего клина z (x, y) помощью изображающей функции следующего вида

$$\zeta = z^n \dots \dots \dots (26)$$

в котором внутренний угол клина Θ равен

$$\Theta = \frac{\pi}{2n} \dots \dots \dots (27)$$

Как известно, уравнение (26) представляет собой два ортогональных друг к другу семейства гиперболических линий, в которых подошва откоса и депрессия являются токами, линия откоса — потенциалью (рис. 3).

Необходимо установить границу справа для верхового клина; Дахлер считает целесообразным принять за такую границу ту линию равных напоров CD , до которой потери напора, считая их от начального уровня перед плотиной, были бы равны потерям в прямоугольном треугольнике ABE , ибо только вправо от вертикали BE можно еще полагать, с большей или меньшей точностью, движение горизонтальным.

¹ Die Wasserwirtschaft H. 4, за 1933 г. и № № 5-6 за 1934 г.

Вспомним свойства сеток движения; в них в каждом квадрате (или прямоугольнике) теряется одна и та же доля падающего напора ΔH , через каждый квадрат протекает один и тот же расход ΔQ ; следовательно, потеря энергии, равная произведению веса протекающей воды на долю потерянного напора, будет постоянна для каждого квадрата (или прямоугольника).

$$\Delta \mathcal{E} = \gamma \cdot \Delta Q \cdot \Delta H = \text{пост.}$$

Поставленное Даклером условие равенства потерь легко выполняется, если в треугольниках CBF и FED будет содержаться одинаковое число квадратов сетки; в самом деле, общие потери до потенциала CD будут равны числу квадратов, заключенных в фигурах $ABFD$ и CBF ; потери до прямой BE будут равны числу квадратов в фигурах $ABFD$ и FED , отсюда и следует равенство числа квадратов в треугольниках CBF и FED .

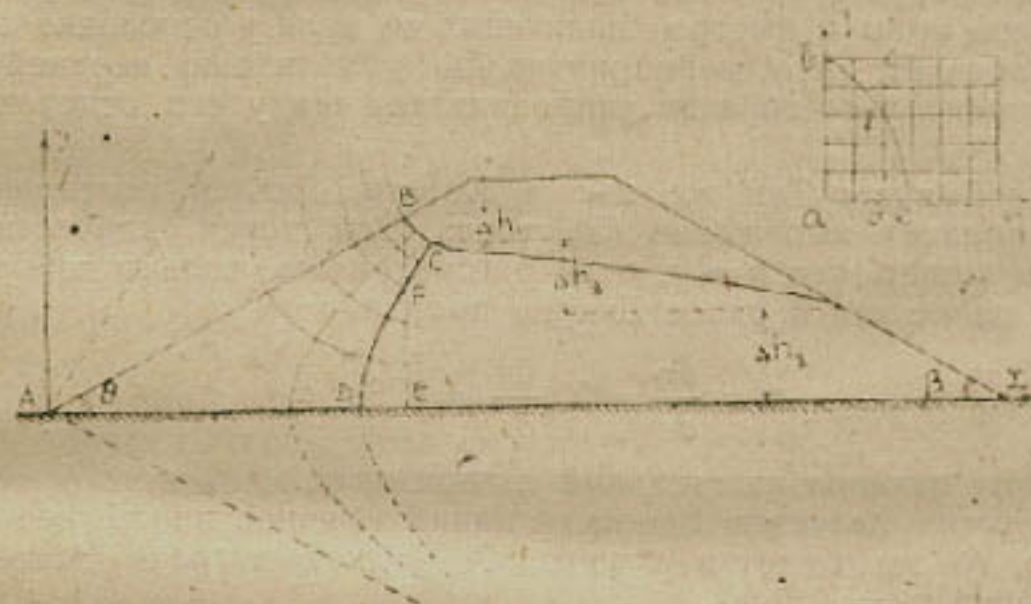


Рис. 3

Выполнение поставленного условия можно провести, пользуясь сеткой движения верхнего клина, но вследствие неравномерных величин квадратов сетки в верхнем клине проще и точнее воспользоваться модельным прямоугольником с однообразными и равными квадратами, найти там линию bfe и потом перенести ее на чертеж сетки верхнего клина; в этом случае площади треугольников bfc и fed должны быть равны между собой.

Попутно для фильтрационного расхода Q Даклер указывает

$$Q = K \cdot \Delta h \cdot \varepsilon \dots \dots \dots (28)$$

где K — коэффициент фильтрации, Δh — падение напора до потенциала CD , а ε — так называемый фактор формы верхнего клина. Если написать обычное для сетки движения выражение расхода

$$Q = KH \frac{L}{\Pi} = K \cdot \Delta h \frac{L}{\Pi} \dots \dots \dots (29)$$

где L и Π — общее число лент и поясов по всей сетке, Π — число поясов в верхнем клине.

Таким образом, фактор формы представляет собой отношение числа лент движения к числу поясов давлений в верхнем клине.

Даклер приводит следующие значения ε , найденные аналитически

$$\begin{aligned} \Theta^0 &= 15 \quad ; 22,5 \quad ; 30 \quad ; 45 \quad ; 60 \\ \varepsilon &= 1,67; 1,92; 2,20; 3,00; 4,47 \end{aligned}$$

что дает такую связь между Θ и ε

$$\varepsilon = 1,12 + \frac{1,93}{\operatorname{ctg} \Theta} \dots \dots \dots (30)$$

Опытная проверка уравнения показала его близость к наблюдаемым ε .

Из изображающей функции Дахлер получает выражение входных скоростей фильтрации

$$v = \pi r^{n-1} \dots \dots \dots (31)$$

где n по прежнему равно $\frac{\pi}{2\Theta}$, а r — расстояние от основания откоса до рассматриваемой точки.

Иллюстрируя графиками величины входных скоростей, наибольших у уреза воды и быстро спадающих до нуля у основания откоса, Дахлер замечает, „что мероприятия по уплотнению верхней части откоса относительно гораздо рациональнее, чем у его основания“.

Низовой клин. Так же как и Козени, Дахлер потенциальной функции придает выражение (5), тогда для точек депрессионной кривой он пишет, что $h = y$, если рассматривать только избыточное давление, далее как и ранее Дахлер получает

$$v = \frac{\partial \eta}{\partial s} = K \frac{\partial y}{\partial s} = K \sin \alpha,$$

где α — угол наклона касательной к горизонту.

Депрессия является одной из линий течения, вдоль нее везде $v = K \sin \alpha$, то же будет и в точке А — месте встречи депрессией линии откоса $v_1 = K \sin \alpha_1$.

Линия откоса не является ни потенциалю, ни током; вдоль нее давление (избыточное) равно нулю; поэтому Дахлер полагает возмож-

ным здесь исчислять скорость вдоль откоса по формуле $v_1 = K \sin \beta$ где β — угол пересечения низового откоса с горизонталью.

Далее Дахлер, не приводя никаких ни доказательств, ни соображений, принимает, что в точке А (рис. 4) депрессия касается откоса, т. е. что $\alpha_1 = \beta$; это допущение содержит в себе еще другое — что скорость вдоль откоса в точке А не имеет нормальной составляющей и представлена только одной касательной составляющей v_1 . По этому поводу Дахлер говорит: „свободная поверхность всегда представляет собой касательную по отко-

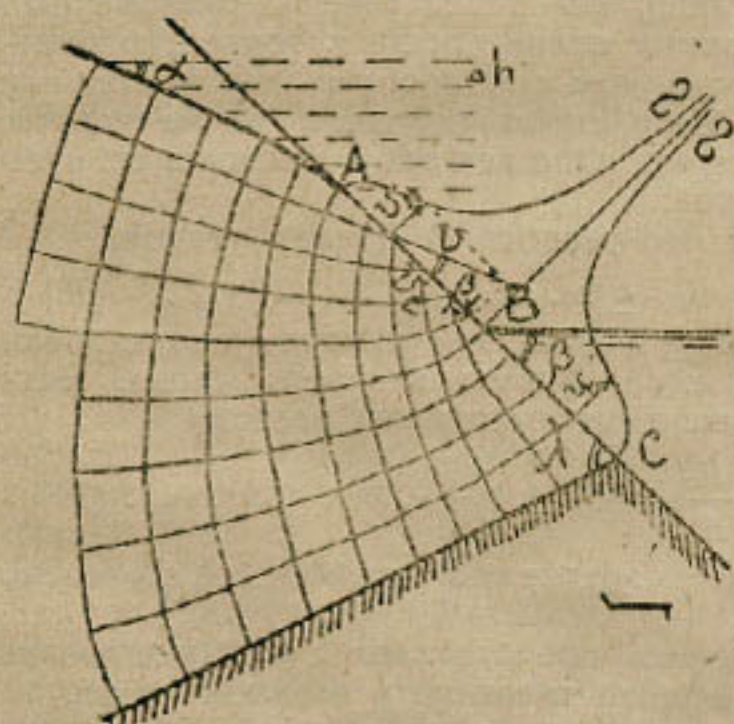


Рис. 4

су. Отсюда понятно также, что фильтрационная линия не может опуститься до точки уреза воды В, но что всегда между выходом фильтрационной

линии и горизонтом воды в водоприемнике включен участок нисходящего источника, хотя бы и очень короткий. Дело в том, что в точке уреза В линии потока занимают положение, нормальное к смоченному откосу, потому что последний представляет собою линию равных уравнений потока и перемена направления кривых фильтрации от касательной в точке А к нормали в точке В может осуществиться лишь посредством нисходящего источника".

Под названием "нисходящего источника" здесь подразумевается выклинивание фильтрационного потока на откос выше уровня воды нижнего бьефа.

Принимая до уровня воды за плотиной везде вдоль откоса постоянный и равный $K \sin \beta$, Даклер находит нормальные составляющие скорости к откосу из элементарной тригонометрической зависимости (см. рис. 4 β_1 — угол между линией откоса и направлением скорости выхода)

$$v_n = v_t \operatorname{tg} \beta_1 = K \sin \beta \operatorname{tg} \beta_1 \dots \dots \dots (32)$$

что в точке В, где $\beta_1 = 90^\circ$ дает $v_n = \infty$.

Далее под уровнем воды скорости нормальны к линии откоса (являющейся здесь потенциалью) и постепенно убывают; эпюра нормальных скоростей приведена на рис. 4.

Для случаев отсутствия воды за плотиной или ее низкого стояния величины нормальных составляющих выходных скоростей показаны на рис. 5.

Для прямоугольной призмы Даклер повторяет выводы Козени, считая при отсутствии воды в нижнем бьефе,

т. е. когда $h_0 = 0$ (рис. 6) $Q = K \frac{H^2}{2L}$

$$h_1 = \sqrt{L^2 + H^2} - L \dots \dots \dots (33)$$

но при этом замечая, что теоретическая высота выклинивания h_1 должна быть ниже, чем исчислено по формуле (33).

Эпюра нормальных составляющих выходных скоростей показана на рис. 6. Как видно, v_n изменяются от 0 до ∞ .

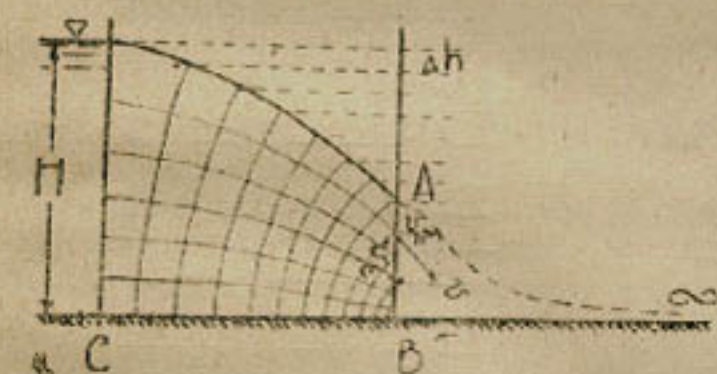


Рис. 6

находит по Шаффернаку, принимая очертание зоны низового клина по параболе с вершиной в С (рис. 7). Принимая схему горизонтального параллельно струйного течения, Даклер пишет

$$dQ = K \frac{4}{l} dy \dots \dots \dots (36)$$

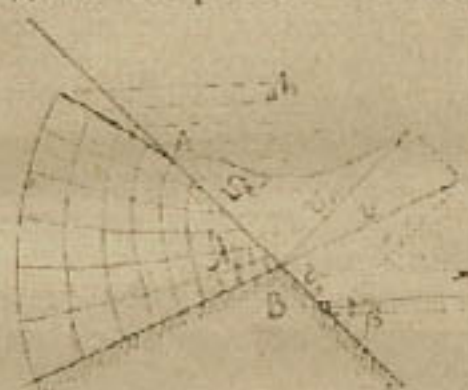


Рис. 5

В тех случаях, когда за плотиной имеется вода и $h_0 > 0$, то расход и высоту выклиниваний находит из

$$Q = K \frac{H^2 - h_1^2}{2L} \dots \dots \dots (34)$$

$$h_1 - h_0 = \sqrt{L^2 + (H - h_0)^2} - L \quad (35)$$

Высоту выклинивания на наклонном откосе Даклер

и после интегрирования получает
при $\beta < 45^\circ$

$$Q \cong K \Delta h_2 \frac{\sin 2\beta}{2} \dots \dots \dots (37)$$

Решение системы уравнений

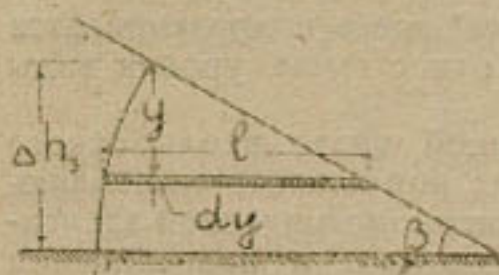


Рис. 7

$$\begin{aligned} \frac{Q}{K} &= \Delta h_1 [1,12 + 1,93 \operatorname{tg} \Theta] = \\ &= \Delta h_2 \frac{\Delta h_2 + 2 \Delta h_1}{2l} = \Delta h_2 \frac{\sin 2\beta}{2} \dots \dots (38) \end{aligned}$$

и

$$H = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 \dots \dots \dots (39)$$

позволяет найти высоту выклинивания Δh_3 , через l обозначено расстояние между Δh_1 и точкой С (рис. 3).

Анализ схемы движения по Дюпюи

Дюпюи принадлежит огромное значение и роль в изучении потока грунтовых вод; мы неоднократно встречаемся с его предложениями, имеющими широкое практическое применение до сих пор. Его схема движения через прямоугольную призму, данная им в его *Etudes theoriqez et praliques sur le mouvement des eaux* почти во всех теориях движения грунтовой воды через земляные плотины (а в теориях, имеющих практическое значение во всех) является существеннейшим элементом.

Такая значимость схемы Дюпюи заставляет остановиться на ней подробнее.

Для обозначений, указанных на рис. 8, Дюпюи составляет следующее уравнение движения, следуемое закону Дарси

$$Q = Ky \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots (40)$$

что после интегрирования дает для дебета выражение

$$Q = K \frac{H^2 - h^2}{2L} \dots \dots \dots (41)$$

Для начала координат в точке А уравнение депрессии может быть написано в виде

$$Q = K \frac{H^2 - y^2}{2x}$$

или

$$\frac{H^2 - y^2}{H^2 - h^2} = \frac{x}{L} \dots \dots \dots (42)$$

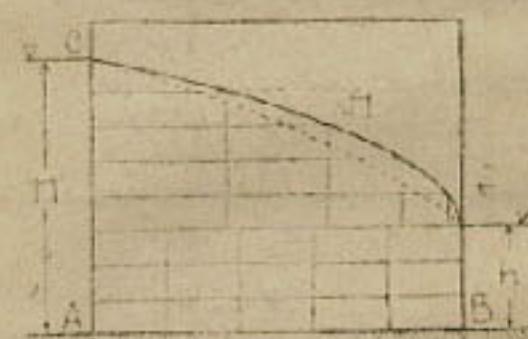
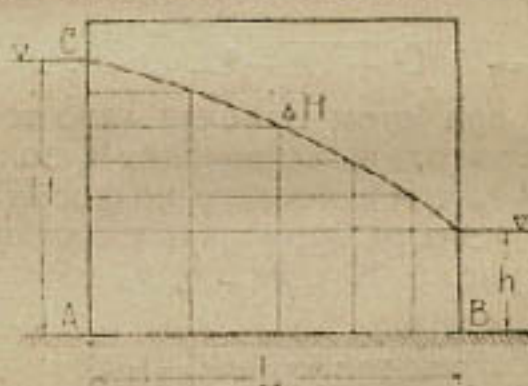


Рис. 8

При переносе начала координат вправо в точку В последнее уравнение переписывается в форме

$$\frac{y^2 - h^2}{H^2 - h^2} = \frac{x}{L} \dots \dots \dots (43)$$

Для дебета известны два других его выражения первое

$$Q = K \cdot i_{\text{ср}} \cdot H_{\text{ср}} = K \cdot \frac{H-h}{L} \cdot \frac{H+h}{2} \dots \dots \dots (44)$$

и второе

$$Q = Q_1 + Q_2 = Kh \frac{H-h}{L} + K \frac{(H-h)^2}{2L} \dots \dots \dots (45)$$

Хотя эти выражения и получаются путем простейших арифметических действий из основного, тем не менее они характеризуют совершенно различные виды движения; это обстоятельство заставляет предполагать, что вероятно Дюпюи интересовал конечный итог движения, его наиболее характерный, или наиболее интересовавшая в то время сторона—расход (дебет) потока, самая же форма потока, вид его депрессионной кривой—были на втором плане.

Разбор приведенных выше зависимостей подтверждает сделанное нами предположение; рассмотрим сначала случай отсутствия воды за призмой, т. е. когда $h=0$; в этом случае депрессия по (42) представляет собою параболу с вершиной в В и с осью ВА; постепенно уменьшающиеся ординаты у компенсируются увеличением уклона, который здесь принимается как тангенс угла касатель-

ной, т. е. как $\text{tg} \alpha = \frac{dy}{dx}$ (рис. 9).

Принятие везде уклона $i = \text{tg} \alpha$ указывает на самую схему движения, представляемой горизонтальным параллельно-струйным потоком, имеющим, следовательно, потенциалами вертикали, а последнее равносильно принятию во всей области потока распределения напоров по закону гидростатики.

В итоге получается противоречие—движение изучается в условиях покоя; в случаях медленной изменяемости движения такое сочетание (употребляемое в гидравлике) практически может быть допущено за счет некоторой погрешности результатов здесь же живое сечение потока (ордината у) уменьшается до нуля, поэтому об условиях медленной изменяемости не приходится говорить. Неестественность горизонтально-струйной схемы движения подчеркивается здесь неправильной системой сетки движения,—если построить сетку движения через равные ΔH , то она даст не одинаковые или подобные прямоугольники, а прямоугольники совершенно различных пропорций. Движение по (44) свойственно либо напорному потоку по трубе высотой $H_{\text{ср}}$, движущемуся с постоянным уклоном

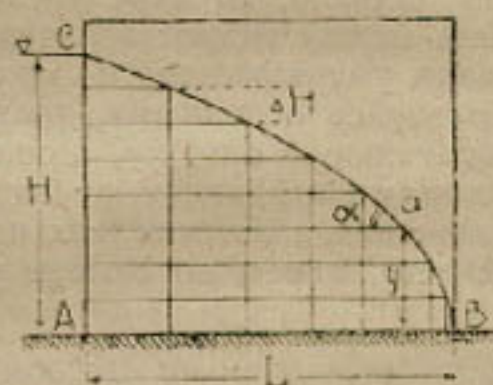


Рис. 9

Неестественность горизонтально-струйной схемы движения подчеркивается здесь неправильной системой сетки движения,—если построить сетку движения через равные ΔH , то она даст не одинаковые или подобные прямоугольники, а прямоугольники совершенно различных пропорций. Движение по (44) свойственно либо напорному потоку по трубе высотой $H_{\text{ср}}$, движущемуся с постоянным уклоном

$i_{\text{ср}} = \frac{H-h}{L}$, либо равномерному движению глубиной $H_{\text{ср}}$ по наклонному пласту с уклоном $i_{\text{ср}} = \frac{H-h}{L}$. Оба последние движения не

имеют ни между собой, ни с основным ничего общего, кроме дебета. Для случая $h > 0$ получаются два вида движения, первый (рис. 8), когда струи направлены по горизонтали и расход потока вычисляется как произведение ординаты (живое сечение) на коэф. фильтрации и уклон, считаемый как $tg\alpha$; второй (рис. 8, снизу), когда поток состоит из двух: нижнего равномерного, высотой h , и постоянного

уклона $i = \frac{H-h}{L}$ и верхнего, движущегося по нижнему с высоты

$H-h$ до нуля, аналогично разобранному выше первому случаю (когда $h=0$). В связи с двумя видами движения получаются соответствующие им две *разные кривые депрессии*, совмещенно показанные на рис. 8. Сетки движения и для этих потоков указывают на их неестественность: ленты движения при своей постоянной ширине имеют по длине переменные уклоны, т. е. переменные расходы, чего не должно быть по теории потенциального потока. Характерна для всех случаев движения по Дюпюи роль депрессионной кривой: фильтрационные горизонтальные струйки, дойдя до депрессии, далее движутся по ней как по общему коллектору; первая фаза движения учитывается даваемыми Дюпюи уравнениями, вторая им не рассматривается.

Анализ теории Козени-Дахлера

Проф. Козени предложил схему движения свободного потока из бесконечности; ограничение области грунта вертикальной плоскостью, конечно удаленной от начала координат (точка О, рис. 1) вносит искажение в данную им схему, — гидростатические давления на внешней границе грунта не будут совпадать с давлениями в грунте, как не совпадают параболическая потенциал с вертикалью.

Однако, по мере увеличения длины выбранного участка разница между гидростатическими давлениями и давлениями по потенциалу уменьшается и может стать практически несущественной. Пользуясь основными уравнениями Козени, можно подсчитать относительную ошибку, принимая конечной длины область движения; полагая коэффициент фильтрации $K=1$ и исключая тем самым его из уравнений движения (как не влияющего на очертание токов и потенциалов), имеем по Козени уравнение токов

$$2Qx = \frac{y^2 Q^2}{q^2} - q^2 \dots \dots \dots (46)$$

и уравнение потенциалов

$$2Qx = \eta^2 - \frac{y^2 Q^2}{\eta^2} \dots \dots \dots (47)$$

Точка с является общей для вертикали са и потенциала св. Давление в точке с, считая ее принадлежащей вертикали, равно гидростатическому, т. е. H , считая же ее принадлежащей потенциалу — равно y_1 .

Для точки а (см рис. 10), где $\eta = H$, $q = Q$, $x = L$, в точке в $\eta = y_1$, то же в точке с, где $q = 0$, $x = L$, что по подстановке в уравнения 46—47 дает

$$2QL = H^2 - Q^2 \dots \dots \dots (48)$$

$$2QL = -y_1^2 \dots \dots \dots (49)$$

Подставляя, по Козени, $Q = \frac{H^2}{2L}$ в предыдущие уравнения, получаем для относительной ошибки p исчисления давления в точке c , как точки потенциали, выражение,

$$p = \frac{H - y_1}{H} = 1 - \sqrt{1 - \frac{H^2}{4L^2}} \dots \dots \dots (50)$$

которое для следующих значений L/H дает такие величины p

Таблица p

L/H	1	2	3	4	5	6
$p \%$	13,4	3,2	1,5	0,8	0,5	0,3

Практически при $\frac{L}{H} = 4$ ошибка

становится несущественной, что повидимому¹ дало основание Козени-Дахлеру придать своим уравнениям практическое значение и считать давление по вертикали и по потенциали совпадающими, т. е. следуемое гидростатическому закону.

Дахлер высоту выклинивания h_1 принимает по Козени, оговариваясь, что она несколько выше, чем теоретическая; подсчитаем, чему равна эта завышенная величина h_1 ; из уравнения Козени для h можно написать, что

$$a = \frac{h_1}{H} = \sqrt{\left(\frac{L}{H}\right)^2 + 1} - \frac{L}{H} \dots \dots (51)$$

что для следующих отношений L к H дает

L/H	4	5	6	8	10
a	0,123	0,099	0,083	0,062	0,050

Как видно из таблицы, величины h_1 вообще не велики, поэтому даже большая относительная ошибка в их определении (в несколько десятков процентов) в абсолютном измерении будет не велика; например, для $H=15$ м и $L/H=6$ имеем для $h_1 = 0,083 \times 15 = 1,25$ м; ошибка в определении h_1 в размере 20% составит 0,25 м.

Козени и Дахлер, предлагая для высоты выклинивания формулу (20), не вносили в нее поправок, повидимому на основании соображений, подобных высказанным выше нами, а равно и потому, что так исчисляемая величина h_1 получается с некоторым запасом. Проф. Козени не обосновывал выбора семейства кривых сетки движений, он просто принял систему софокусных парабол; такой выбор обеспечивает простоту решения, оперирует с кривой того же класса, как и с кривой свободного падения, и дает возможность построить сет-

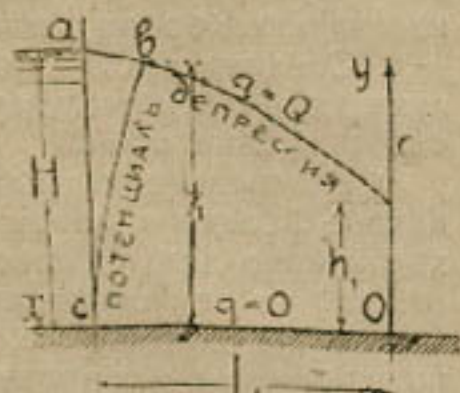


Рис. 10

¹ Авторы не дают никакого анализа своим предложениям.

ку движения потери напора, в которой согласуются с пьезометрическими потерями вдоль депрессии.

Ортогональную сетку можно было бы построить из других софокусных кривых второго порядка (гиперболы эллипсы-гиперболы), однако, последнее условие для них не было бы выполнено.

В этом отношении решение верхнего клина, данное Р. Дахлером, заслуживает серьезного упрека: его ортогональная сетка из софокусных гипербол лишь формально отражает движение, не давая соответствия падению напоров с депрессией, и скорее может быть отнесена к напорному потоку.

Средняя часть потока, решаемая методом Дюпюи, играет связующую роль между верхним и нижним клиньями; метод Дюпюи рассмотрен нами особо.

Распределение нормальных составляющих выходных скоростей, данное Козени и потом более подробно развитое Дахлером, весьма характерно для идеалистического мышления; здесь все внимание обращено на неукоснительное следование полученным уравнениям, чем точнее это следование, тем „точнее“ получающиеся выводы. Ни основа применяемых уравнений, ни самые уравнения не подвергаются критике; они считаются безупречными. На следующих примерах ясно виден механический подход как составления, так и использования уравнений.

В первичной схеме (рис. 1) проф. Козени рассматривает границу OA как нулевую потенциальную, скорости на которой перпендикулярны к ней, т. е. вертикальны; следовательно, и в точке O скорость v будет вертикально направленной; в то же время в той же точке O скорость и донной струйки направлена слева направо по горизонтали. Так как вертикальная скорость итоговая, то для того чтобы в точке O мгновенно повернуть направление скоростей на 90° , Козени считает $v = \infty$. Не говоря о противоречии здравому смыслу полученного так результата, любопытно отметить, что в той же точке O скорость и также равна бесконечности.

Переходя к случаю вертикальной призмы, авторы считают вдоль области выклинивания касательную скорость v_t постоянной и равной $v_t = K \sin \alpha = K$, где α — угол откоса с горизонтом, т. е. 90° .

Так как в точке B итоговая скорость v нормальна к откосу, то по Козени-Дахлеру выходит по тем же соображениям, что нормальная составляющая v_n должна быть бесконечна. Такое заключение страдает теми же недостатками, что и предыдущее.

Обратимся к откосу плотины (рис. 4 и 5), для них сохраняются указанные выше недостатки с добавлением следующих. В нижней точке откоса при угле $\lambda > 90^\circ$, принимая все установки Дахлера, уже не будет соблюдаться $v_t = K \sin \beta$, что противоречит его же положению; далее при $\lambda = 180^\circ$, мысля стенку водоупорной, получается бесконечно большая скорость, а не $v_t = K \sin \beta$.

Для случая затопленного нижнего бьефа получаем (рис. 4) в нижней точке откоса нулевую скорость; если рассмотреть случай небольшой глубины воды перед плотиной, которому соответствует и невысокое выклинивание грунтовых вод за плотиной, то получается весьма близкое соседство трех характерных точек: верхней точки A , где скорость нулевая; средней B , могущей лежать от первой на расстоянии нескольких сантиметров, где скорость будет бесконечна, и нижней точки C , где скорость нулевая и лежащей также близко к B . В то же время при низком стоянии воды перед плотиной, когда средний уклон потока может быть около 1—2%, движение грунтовых вод будет весьма близко к равномерному со скоростью $v = K i_{ср}$.

В итоге можно прийти к выводу, что теория Козени-Дахлера о распределении выходных скоростей и выводы, делаемые на основании его, не верны и не заслуживают доверия. В чем же причины их ошибок?

Одни причины кроются в самом методе решения, рассматривающем потенциальное движение идеальной жидкости (с сохранением для последнего закона площадей) и, следовательно, связанных с ним особых точек; самый выбор формы движения (софокусные параболы) произволен и не доказан; серьезного упрека заслуживает не недоказанное положение, что тангенциальные скорости вдоль откоса постоянны. Указание Дахлера о таком же давлении (атмосферном) вдоль откоса, как и вдоль депрессии, совершенно недостаточно, чтобы свойство депрессии, где скорость считается равной $v = K \sin \alpha$, можно было бы распространить и на весь откос, т. е. чтобы считать $v_1 = K \sin \beta$. Нельзя забывать, что депрессия является линией тока, для которой действительно уравнение $v = K \sin \alpha$ и к направлению которой перпендикулярны потенциалы, линия откоса является смешанной линией, которая пересекает и линии токов потенциалов, ей свойственны и элементы тока, и элементы потенциалов. Давление вдоль откоса до уровня воды за плотиной не будет следовать гидростатическим; отличие от гидростатического здесь возможно более, чем на входной вертикальной грани, что было рассмотрено выше.

Не случайно поэтому Дахлер для практических приложений применяет для нижнего клина метод Шафферняка, математически менее оформленный, но и менее отходящий от природы. Попытка Козени избавиться от бесконечных скоростей не может быть признана удачной; он для схемы рис. 1 применяет общеизвестный формальный прием, считая нижней границей потока одну из ближайших к подошве параболических линий движения, избавляясь от $v = \infty$ в точке O ; в случае плотин и этот прием ничего не даст.

В основу решения нижнего клина Дахлер принимает схему движения, предложенную Шафферняком с несколько иным очертанием внутренней границы клина¹.

Шафферняк рассматривал движение в нижнем клине как равномерное горизонтально-струйчатое, начиная от вертикали через точку выклинивания, что для расхода даст

$$q = K \int_{h_1}^{h_2} \frac{h_1 - y}{(h_1 - y) C \lg \beta} dy = K h_1 \lg \beta \quad \dots \quad (52)$$

Строго говоря, такое предложение не является теоретическим; скорее оно может рассматриваться как расчетный прием; небольшая погрешность и простота, по сравнению с другими предложениями, обеспечили ему широкое распространение в производстве.

Расчетные схемы однородных плотин

Шафферняк в предлагаемой им для случая отсутствия воды в нижнем бьефе расчетной схеме пренебрегает влиянием верхнего

¹ Мы не останавливаемся еще на одном предложении Дахлера о нижнем клине, данном им в 1933 г. в *Die Wasserwirtschaft*, Н. 4.

проходящей через ту же точку с, отстоящую от уреза воды на mH . Для случая ограничения плотины с низовой стороны тоже вертикальной гранью мы имели бы по Козени $Q = Kh_1$, при этом депрессия касалась бы к грани и составляла бы здесь угол с горизонтом в 90° ; в случае наклонного откоса депрессия, касаясь его, была бы наклонна к горизонту под $\angle \beta$; примем для последнего случая расход пропорциональным углу наклона депрессии горизонту в месте выхода ее на низовой откоса, т. е.

$$Q = K h_1 \frac{\beta}{90} \dots \dots \dots (55)$$

Другое уравнение для расхода по Козени будет

$$Q = K \frac{H^2}{2S} = K \frac{H^2}{L - m h_1} \dots \dots \dots (56)$$

Решая их совместно, получаем для ординаты высоту

$$h_1 = \frac{L}{m} - \sqrt{\frac{L^2}{m^2} - \frac{45}{m\beta} H^2} \dots \dots \dots (57)$$

Как видно из последней зависимости, она совпадает с (54), когда $45 = m\beta$; в других случаях $\beta < 90$ и высота выклинивания, подсчитанная по (57), будет меньше, чем по (54).

Как видно из изложенного, первый способ отличается от способа Ф. Шаффернака иной длиной параболической депрессии; второй способ, как и первый, отличен от даваемого Козени-Дахлера отказом от их предложения распределения выходных скоростей.

Для иллюстрации приведем результаты решений уравнений фильтрации по трем способам — по акад. Н. Н. Павловскому и по двум нами предлагаемым.

1-й пример — задано $H_n = 12$; $H = 10$; $b = 5$; $m = 3$; $m_1 = 2$;

2-й пример — $H_n = 18$; $H = 16$; $b = 36$; $m = 3$; $m_1 = 2$.

Полученные величины приведены ниже.

По первому способу $h_1 = 2,4$ для 1 примера и 2,9 для 2-го примера.

По второму способу $h_1 = 2,3$ „ „ 2,5
„ акад. Павловскому $h_1 = 1,8$ „ „ 2,5

Из двух рассмотренных способов следует отдать предпочтение первому, как менее отклоняющемуся от действительных условий движения и к тому же дающему запас в высоте выклинивания.

Обращаясь к тому случаю, когда за плотинной задана вода глубиной h_0 , решение находим, пользуясь уравнениями 34 и 35, считая по прежнему начало депрессии от точки на уровне воды, перед плотинной и отстоящей от уреза на mH .

Уже средней величины плотины имеют более пологие откосы книзу; в таких случаях начало депрессии — точка с, устанавливается таким путем — находится точка откоса, погруженная под воду на глубину mH , тогда пересечение вертикали, проведенной через эту точку с уровнем воды перед плотинной, и будет началом депрессии

Однородные земляные плотины с дренажем

Дренаж устраивается в низовой части плотины или типа отсыпи из сильно проницаемого материала (обратный фильтр из песка, гравия и камня), или типа дренажных труб (гончарные и др). Применяя зависимости Козени, мы можем найти точку встречи депрес-

сии с откосом обратного фильтра; понятно, что найденное таким образом положение этой точки будет выше действительного, создавая некоторый запас в размерах фильтра.

В работах 1932 г. мною ориентировочно намечалось положение депрессии над дренажем, составляющее около $(0,12-0,25) H$.

Ниже предлагаемый способ уточняет положение депрессии, давая несколько повышенное против натуры ее положение.

Для депрессии, объединения уравнения Козени, можем написать

$$y^2 = \frac{H^2}{L} x + \frac{H^4}{4L^2} \dots \dots \dots (58)$$

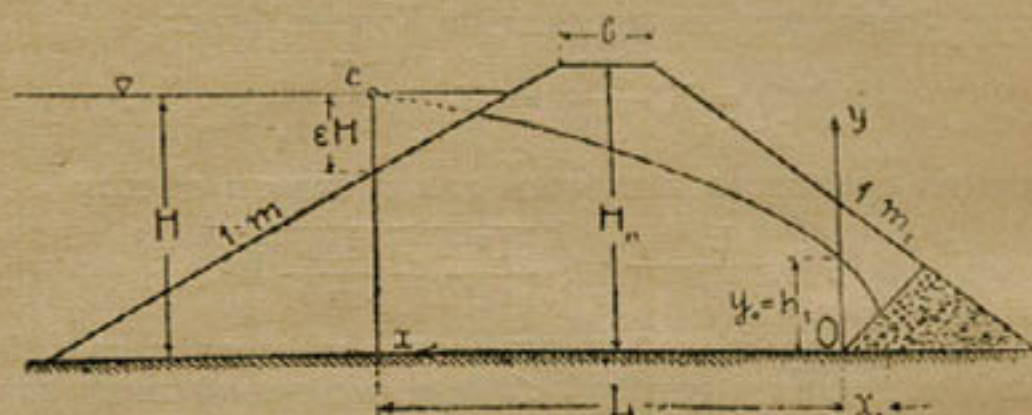


Рис. 12

Начало депрессии, как и ранее, считаем в точке на расстоянии ϵH по вертикали от откоса (рис. 12).

Начало координат — в нижней точке обратного фильтра.

Из уравнения (58) легко находим для начала координат

$$y_0 = \frac{H^2}{2L} \text{ и } x_0 = -\frac{H^2}{4L}$$

и пересечение депрессии с откосом фильтра (рис. 12).

Трубчатый дренаж. Представление о движении грунтовых вод в данном случае может быть получено, применяя гидродинамические зависимости для движения к источнику — точке (рис. 13).

Движение грунтовых вод к дрене можно рассматривать как составленное из двух потоков плоскопараллельного с напорной функцией $\eta_1 = -x$, радиального с $\eta_2 = \ln R$; результирующий поток будет иметь напорную функцию $\eta = \ln R - x$; его горизонтальные и вертикальные составляющие скоростей будут тогда равны $u = \frac{\partial \eta}{\partial x}$ и $v = \frac{\partial \eta}{\partial y}$

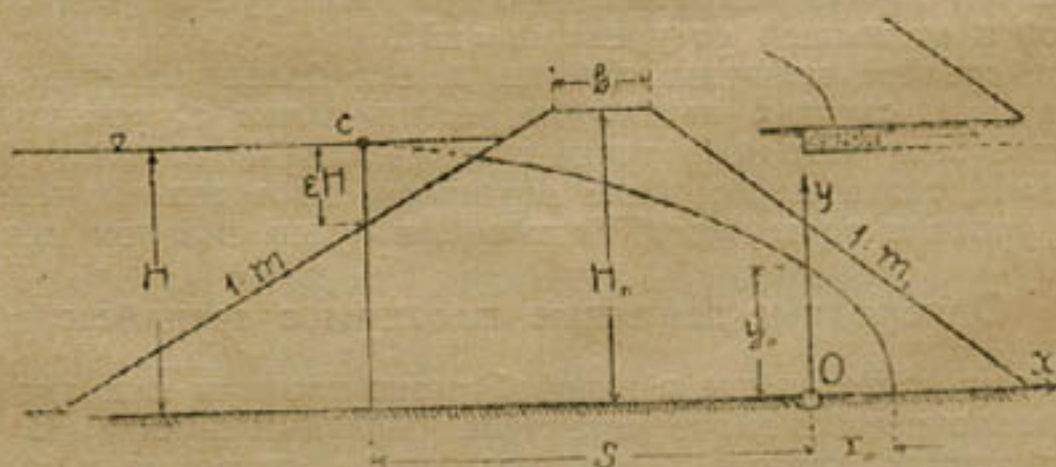


Рис. 13

Составляя уравнение тока $vdx - udy = 0$ и решая его, получаем выражение для семейства токов

$$\text{Arctg} \frac{y}{x} - y = c \dots \dots \dots (59)$$

которое для значения произвольной постоянной (функции тока) $c=0$ дает уравнение депрессии

$$\frac{y}{x} = \text{tg } y \dots \dots \dots (60)$$

В точке пересечения депрессии с подошвой плотины скорости нулевые; поэтому, беря производные по y и x от уравнения (60), получаем скорости u и v ; приравнявая их нулю, находим положение нулевой точки.

При $x = \infty$ получается $y = \pi$, что для результирующего движения указывает на движение из бесконечности, где глубина потока, в условном масштабе, равна π .

В этом масштабе получаются следующие координаты депрессии

y/π	0	0,25	0,50	0,74	1,00
x/π	0,32	0,25	0	0,75	

Переход от условного масштаба к размерам сооружения устанавливается на основании отношения глубины воды перед плотинкой к расстоянию S от дрены до начала депрессии, выбираемого по прежнему в точке c на глубине H от откоса. Проследим переход от условного масштаба на следующем примере: $H_n = 12$ м, $H = 10$ м, $b = 5$ м, $m = 3$, $m_1 = 2$, расстояние дрены от конца нижнего откоса 13 м.

Принимаем $c = 0,3$, тогда получаем $S = 31$ м.

Для точки c имеем $\text{tg } y = \frac{y}{x} = \frac{H}{S} = \frac{10}{31}$, откуда получаем $y = 162^\circ =$

$= 0,9 \pi$. Так как ордината депрессии в точке c известна (10 м), то для перехода от условного (приведенного) масштаба к натуре можно принять $y/\pi = 0,9 = 10$ м и тогда координаты, выраженные в метрах, будут иметь такие величины:

$Y=0$	2,78	5,55	8,34	10,0
$X=3,56$	2,78	0	-8,34	-31,0

Использованная здесь система источника-точки дает сильно завышенное положение депрессии, что видно из следующего примера; для дренажа, состоящего из песчано-гравелистой ленты, расположенной вдоль плотины (рис. 13 сверху) и ряда таких же выпусков из нее наружу (через 15-30 м друг от друга) по уравнению (58) имеем для $H = 10$ и $S = 31$ м $y_0 = 1,61$ м $x_0 = 0,81$ м вместо $Y = 5,55$ м и $X = 3,56$ для случая, рассчитанного по методу источника-точки.

Плотины с экраном

Лабораторные опыты с экранными плотинами¹ установили, что вследствие большой разницы коэффициента фильтрации экрана и плотины депрессия по выходе из экрана претерпевает разрыв и

¹ См. XXXV выпуск трудов МИИТ 1932 г. статью инж. Н. И. Никольского об опытах с моделями Истринской плотины близ г. Москвы.

Суммарный расход фильтрации на погонный метр будет

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{K}{2} \frac{H^2 - h_2}{t \sin \Theta} \dots \dots \dots (63)$$

т. е. и здесь получаем полную аналогию с формулой Дюпюи для призмы шириною $t \sin \Theta$, что дает нам основание рассматривать депрессию как параболу.

Для остальной части плотины при обозначениях, указанных на рис. 14, можем по предыдущему написать

$$Q = \frac{h_1^2 - h_0^2}{2S} = \frac{h_2^2 - y^2}{2x}, h_1 - h_0 = \sqrt{S^2 + (h_2 - h_0)^2} - S \dots (64)$$

Положение точки выхода депрессии на низовой откос экрана можно было бы найти, пользуясь зависимостями Козени, но при небольшой толщине экрана в сравнении с его высотой эти зависимости, как мы установили выше, могут повести к большим погрешностям, поэтому здесь более удобен простой способ — графический, дающий возможность более точного решения для заданных условий параболической депрессии.

Расчет фильтрации через экраны переменной толщины производится по предыдущему, приводя их к постоянной, средней толщине. При $h_0 = 0$ составляют уравнение типа (54).

Ядровые плотины

Расчет фильтрации здесь тот же, что и для экранизированных плотин; при этом считается, что толщина ядра постоянна ($= t_{кр}$) и что потери напора перед ядром так незначительны, что ими можно пренебречь и считать глубину воды перед ядром равной H . Ориентировочно ординату выхода воды за ядром можно считать по формуле

$$h_2 = \sqrt{t_{кр}^2 + (H - h_2)^2} - t_{кр} \dots \dots \dots (65)$$

Москва

Щелевые водосливы на атбашинских каналах

В Средней Азии получили распространение щелевые перепады и другие сооружения с входом в виде трапециoidalного выреза-водослива. В 1934 г. нами были исследованы некоторые гидротехнические сооружения Атбашинской системы (р. Чу) и в частности ряд сооружений с щелевым входом¹.

На рисунке 1 приведен перепад № 3 на распределителе Р-8-а

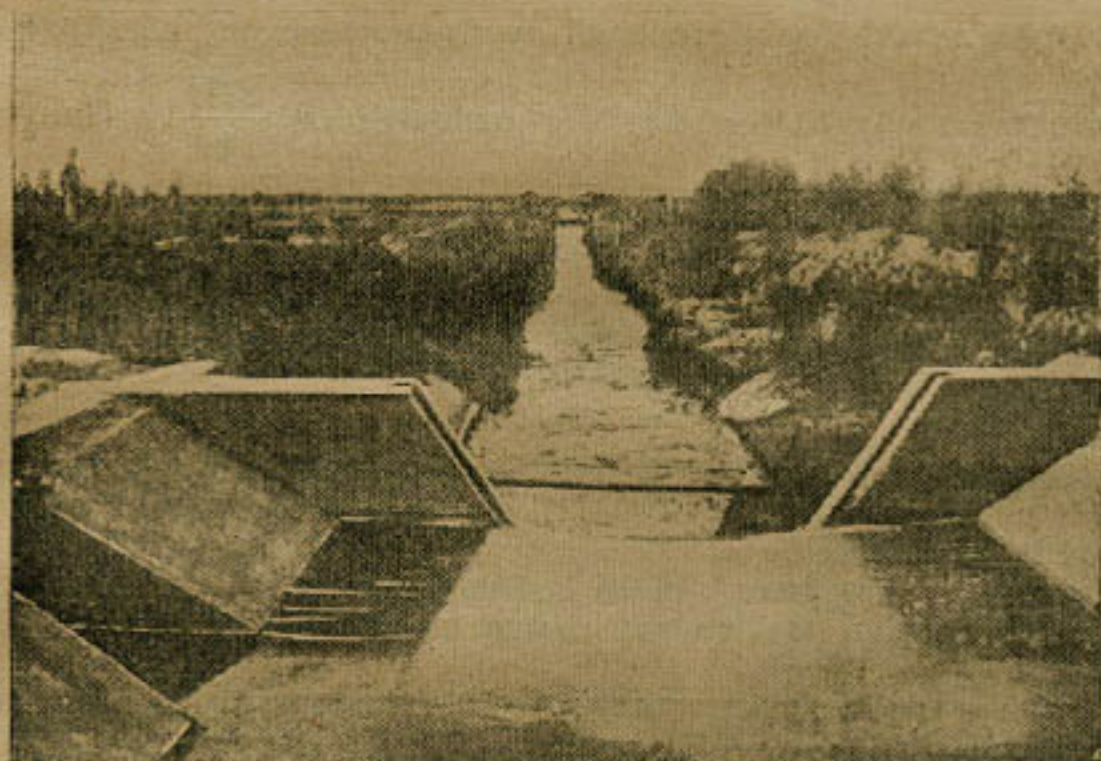


Рис. 1. Перепад Р-8 (слева выпуск 606).

При проектировании предполагалось, что введение щелевых входов обеспечит от появления кривых спада и тем самым обеспечит неразмываемость канала перед понуром. При расчете использованы известные формулы и табличные значения коэффициентов расхода.

Эти табличные данные основаны на скудном материале и в основном, повидимому, базируются на нескольких цифрах индийских и американских исследователей², при чем эти данные относятся к

¹ Исследования производились по заданию Чустроя. Конструкция одноступенчатого перепада этой системы приведена в статье автора „К рационализации гидротехнических сооружений“ в № 6 нашего журнала.

² См. проф. В. Д. Журан — Элементарная гидравлика, его же перевод В. А. Этчевери „Перепады и быстротоки“, Чертоусов М. Д. „Инженерная гидравлика“, Захарин Е. А. „Гидротехнические сооружения“, том 1. Леви И. И. „Гидротехнические сооружения“ и др.

специального очертания щелевому водосливу, значительно отличающемуся от типа, принятого в Средней Азии.

В результате произведенных на указанных сооружениях исследований нами получен ряд значений коэффициентов расхода, при чем были исследованы как сравнительно большие, сооружения на распределительных каналах, так и достаточно малые на оросителях. Не делая здесь полного анализа влияния принятой на системе конструкции на режим канала выше сооружения, отметим, что размывов перед понуром, так же как и значительных отклонений от равномерного режима, в большинстве случаев не наблюдалось. Данные для учета пропускной способности приведены в таблице результатов наблюдений (см. табл. на след. стр.)

В таблице приведены значения коэффициентов расхода M в формуле

$$Q = M b H_0^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

где Q — расход воды;

b — ширина щели по дну;

H_0 — напор в начале понура, с учетом скорости подхода.

В таблице приведено 16 значений M для 10 сооружений (при нескольких различных расходах для некоторых сооружений).

В результате исследований устанавливается прямолинейная зависимость между величиной M и отношением $\frac{n \cdot H}{b}$. Полученное из опытов уравнение¹ имеет вид:

$$M = 1,5 + 1,2 \cdot \frac{n \cdot H}{b} \dots \dots \dots (2)$$

при пределах n от 0,4 до 1,0

" " b " 0,3 " 1,0
" " H " 0,2 " 1,0

В таблице произведено сравнение значений коэффициентов расхода M , подсчитанных по этой (2) формуле и непосредственно из наблюдаемых величин.

Среднее отклонение для 16 наблюдений равно $+2\%$ с учетом пяти точек, давших отклонение свыше 20% , и -1% без учета этих точек.

В общем отклонения довольно незначительны и зависят от двух основных причин:

1. Неизбежность случайных погрешностей в процессе измерения.
2. Неодинаковость конструктивных деталей входа у отдельных сооружений (у некоторых сооружений трапеция щели мало отличается от трапеции сечения канала, у других боковой уступ достигает значительной величины; дно везде без порога).

Приведенная выше формула (2) учитывает свойства реального потока, в том числе влияние боковых сжатий и вязкость оросительной воды, и поэтому не требует введения переходных коэффициентов².

Значения полученных по этой формуле коэффициентов наиболее близко отражают действительность и потому должны иметь пред-

¹ Аналогичный вид имеет теоретическая формула для водослива с широким порогом трапециoidalного сечения, приведенная в работе А. В. Троицкого „Зависимости между гидромеханическими элементами потока при преобразовании энергии“ Самарканд. 1934 г. Здесь — n коэффициент откоса щели.

² Сравните А. В. Троицкий „Расчет щелевых перепадов“ № 8 журнала Иригация и гидротехника

Название сооружения	№№ п./п.	Ширина щели по дну в м	Коэф. откоса п	Глубина на понуры H м	Напор H ₀ м	Расход Q м ³ /сек.	$\frac{nH}{b}$	M		ΔM		Примечание
								Опыт- ный	Из (2) форму- лы	+	-	
Распределитель Р—8												
перепад № 3	1	0,95	0,77	0,70	0,72	1,42	0,57	2,43	2,18	11,4	—	Размывов перед понуром нет.
	2	0,95	0,77	0,86	0,88	1,79	0,70	2,26	2,34	—	3,4	" "
перепад № 4	3	1,00	0,73	0,87	0,89	1,42	0,63	1,65	2,25	—	26,6	" "
	4	1,00	0,73	0,94	0,97	1,79	0,69	1,86	2,33	—	20,0	" "
перепад № 5	5	1,00	0,61	0,78	0,80	1,42	0,47	1,98	2,06	—	3,9	" "
	6	1,00	0,61	0,88	0,91	1,79	0,53	2,03	2,13	—	4,7	" "
Распределитель № 8 - а												
перепад № 2	7	0,30	0,83	0,63	0,64	0,55	1,74	3,56	3,59	—	0,8	" "
" № 3	8	0,30	0,81	0,64	0,66	0,55	1,72	3,37	3,56	—	5,3	" "
" № 4	9	0,26	0,71	0,60	0,52	0,55	1,71	4,57	3,55	27,5	—	На понуре наблюдается отло- жение наносов.
" № 5	10	0,30	0,96	0,39	0,40	0,39	1,74	3,07	2,39	28,5	—	Размывов перед понуром нет.
Распределитель № 9												
быстроток	11	1,85	0,52	0,68	0,69	1,26	0,26	1,62	1,81	—	10,5	" "
перепад № 4	12	0,93	0,97	0,57	0,69	1,63	0,72	3,12	2,36	32,0	—	" "
Ороситель 80801												
перепад	13	0,40	0,40	0,18	0,23	0,08	0,18	1,86	1,72	8,1	—	Размывы дна перед понуром на глубину до 15—20 см.
"	14	0,40	0,40	0,24	0,28	0,11	0,24	1,79	1,79	0	0	
"	15	0,40	0,40	0,27	0,32	0,13	0,27	1,80	1,82	—	1,1	
"	16	0,40	0,40	0,31	0,37	0,17	0,31	1,84	1,87	—	1,5	

почтение перед ранее применявшимися в курсах гидротехнических сооружений.

Этой же формулой можно пользоваться для учета воды при водораспределении там, где имеются щели аналогичной конструкции. При этом, в случае необходимости получения точности более чем в 5 %, желательна дополнительная тарировка для учета индивидуальных конструктивных особенностей щели. Очевидно, была бы полезной дальнейшая проверка приведенной формулы на гидротехнических сооружениях других ирригационных систем.

Расчет щелевых водосливов

1. Вступление

Для установления явлений спада и подпора в каналах выше перепада, необходимо прибегать к регулированию горизонтов воды перед перепадом. Одним из способов регулирования (автоматическое регулирование) горизонтов воды в этом случае является устройство на перепаде водосливов с поперечным сечением особого очертания, удовлетворяющего требованию тождественности кривой расхода канала с кривой расхода водослива, что возможно достигнуть приданием криволинейной формы вырезу водослива.

На практике криволинейную форму выреза заменяют трапециoidalной, ставя условие, чтобы только для двух расходов в канале поддерживались заданные горизонты. Перепады, снабженные такого рода водосливами, получили название щелевых перепадов, а водосливы — щелевых водосливов.

Щелевые водосливы могут быть выполнены в виде:

1. Водослива с широким порогом.
2. Водослива практического профиля.

Применяемые до сих пор способы расчета подобных трапециoidalных водосливов, вследствие сложности даваемых зависимостей, неточности их и необходимости прибегать при расчете к методу постепенного подбора, затрудняют проектирование щелевых перепадов и давали недостаточно точное решение.

В настоящей работе даются формулы для точного расчета водослива с широким порогом трапециoidalной формы без учета потерь и при учете таковых, а также приближенные формулы, имеющие точность, достаточную для практических расчетов. В работе вводится понятие „коэффициента полезного действия преобразования энергии“ η на водосливе, дающее значительное упрощение при гидравлических расчетах явлений, сопровождающихся местным преобразованием энергии: водосливы, перепады, истечение из-под шита, прыжок и комбинация их. Отсутствие опытных данных о коэффициенте полезного действия для преобразования энергии заставляет дать в работе его выражение через обычно принимаемый для характеристики потерь скоростной коэффициент φ и тем самым позволяет вводить коэффициент полезного действия теперь же в практику расчета.

Значительные упрощения при расчете гидравлических систем, имеющих многократное преобразование энергии, например: система водослив-перепад-прыжок и т. п., достигаемые путем введения коэффициента полезного действия, заставляют высказать пожелание об определении его опытным путем на ряду, или, вернее, вместо значения φ .

Установленные зависимости для щелевых водосливов с широким порогом можно распространить и на водосливы практического профиля путем введения соответствующих поправочных коэффициентов, определяемых опытным путем.

Возможность излагаемого подхода к водосливам практического профиля подтверждается в напечатанной в этом номере журнала работе ст. специалиста Санири инж. М. С. Вызго „Щелевые перепады на атбашинских каналах“, основанной на результатах обследования сооружений в натуре.

Данная работа является дальнейшим развитием нашей работы „Зависимости между гидромеханическими элементами потока при преобразовании энергии“ ч. I, основы которой были доложены в ГидроНИТО г. Самарканда в апреле 1933 г.

II. Расчет трапециoidalного водослива с широким порогом без учета потерь

§ 1. Общие зависимости

В том случае, если движение через водослив с широким порогом будет считаться происходящим без потерь, то для двух сечений (рис. 1): первое 1—1 до преобразования энергии, а второе 2—2 на водосливе после местного преобразования энергии, взятых в тех местах, где имеется медленно изменяющееся движение, обозначая удельную энергию в потоке до преобразования ее, отнесенную к плоскости сращения, проходящей через порог водослива, через E_1 и удельную энергию на пороге в сечении 2—2 по отношению к той же плоскости E_2 , при чем $E_2 = \mathcal{E}_2$, где $\mathcal{E}_2$ — удельная энергия сечения, можно написать:

$$E_1 = E_2 = \mathcal{E}_2 \dots \dots \dots (1)$$

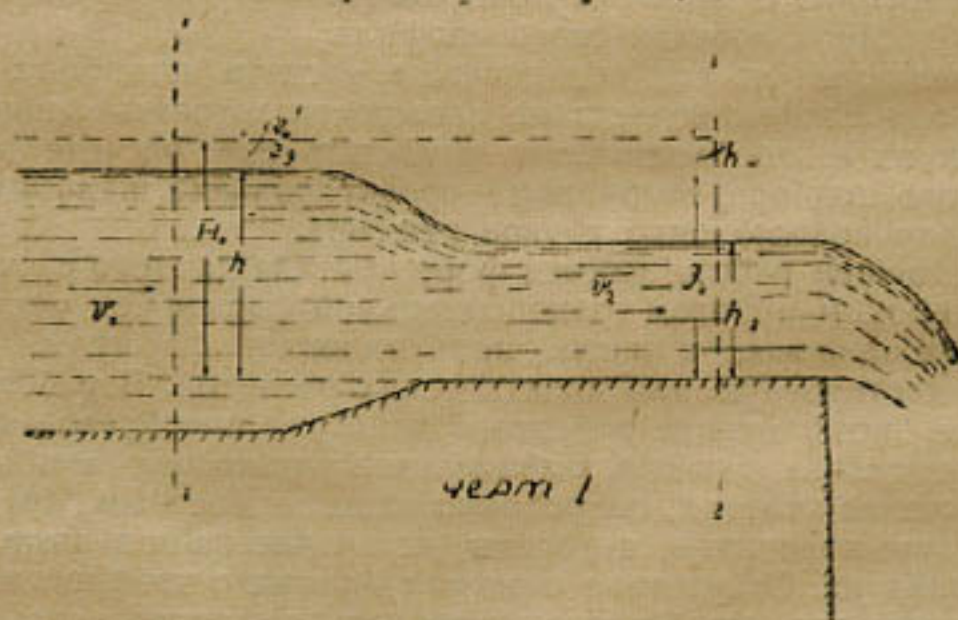


Рис 1

Принимая, что движение через водослив с широким порогом устанавливается согласно принципа удельной энергии, выдвинутому проф. Бахметевым¹, можно считать, что движение совершается с критической глубиной $h_{кр}$ на пороге водослива.

¹ Проф. Б. А. Бахметев. Гидравлика, ч. II, 1913 г., стр. 105—117.

В данном случае это равносильно тому, что при движении через водослив устанавливается наибольший расход Q при глубине h_0 соответствующей имеющейся в потске энергии (принцип Belanger). Для нахождения глубины $h_{кр} = h_0$ можно пользоваться равенством.

$$\frac{\omega_0^2}{B_0} = \frac{\alpha Q^2}{g} \dots \dots \dots (2)$$

Это равенство позволяет определить h_0 в зависимости от расхода. Или можно пользоваться равенством

$$h_0 + \frac{\omega_0}{2B_0} = \mathcal{E} \dots \dots \dots (3)$$

позволяющим определить глубину на пороге водослива в зависимости от удельной энергии сечения на пороге.

Расход воды в любом русле с медленно изменяющимся движением может быть выражен формулой

$$Q = \frac{\omega}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{2g(\mathcal{E} - h_2)} \dots \dots \dots (4)$$

а наибольший расход через водослив с широким порогом может быть выражен формулой

$$Q = \frac{\omega_0}{\sqrt{\alpha}} \sqrt{2g(\mathcal{E} - h_0)} \dots \dots \dots (4)$$

2. Критическая глубина

Для трапециoidalного водослива с широким порогом, сечение (русло) которого характеризуется плечом трапеции

$$\rho = \frac{b}{n},$$

где b — ширина сечения по низу;
 n — величина откоса

$$\text{при} \quad \mathcal{E}_2 = E_1 = H_0 = h + \frac{\alpha v_0^2}{2g} \dots \dots \dots (5)$$

обозначения (см. рис. 1), критическая глубина будет иметь следующее выражение

$$h_0 = h_{кр} = \frac{4H_0 - 3\rho + \sqrt{(4H_0 - 3\rho)^2 + 40H_0\rho}}{10} \dots \dots (6)$$

или, вводя коэффициент трапеции $\delta = \frac{\rho}{nH_0} = \frac{b}{nH_0}$ и коэффициент на-

полнения русла $k_0 = k_{кр} = \frac{h}{\mathcal{E}} = \frac{h_0}{H_0}$ будем иметь

$$k_0 = k_{кр} = 0,4 - 0,3\delta + \sqrt{(0,4 - 0,3\delta)^2 + 0,4\delta} \dots \dots (6)$$

Для определения величины k_0 в зависимости от δ имеются соответствующие таблицы и графики.¹

¹ Например, А. Н. Разманов, "О трапециoidalных водосливах с широким порогом" Известия Научно-Мелиор. ин-та 1929 г. *вып. X-X. Также наша работа "Зависимости между гидромеханич. элементами потока при преобразовании энергии. 1934.

В виду того, что выражение (6), служащее для определения критической глубины, достаточно сложно, нами для значения k_0 даны следующие приближенные формулы

$$k_0 = \frac{2\delta + 4}{3\delta + 5} \dots \dots \dots (6'')$$

дающие расхождения с точной формулой не более 1,5%, и формула

$$k_0 = \frac{2,8\delta + 4}{4,2\delta + 5} \dots \dots \dots (6''')$$

дающая расхождение с точной формулой в десятых долях процента. Обе формулы дают для предельных форм трапециoidalного русла, русла прямоугольного и трапециoidalного точные значения k_0 .

§ 3. Расход и коэффициент расхода'

Согласно (4) для расхода через трапециoidalный водослив с широким порогом можно написать при $m_0 = (b + nh_0)h_0 = n(\delta + k_0)k_0 H_0^2$

$$Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} (\delta + k_0) (1 - k_0)^{1/2} k_0 n H_0^{5/2} \dots \dots \dots (7)$$

Сравнивая последнюю формулу с формулой для водослива с широким порогом для треугольного сечения $Q = m_0' \sqrt{2g} \frac{1}{2} n H_0^{5/2}$ видим, что они аналогичны, если принять за коэффициент расхода

$$m_0' = \frac{(\delta + k_0) (1 - k_0)^{1/2} k_0}{\sqrt{\alpha}} \dots \dots \dots (8)$$

причем m_0' будет величиной переменной, зависящей от $\delta = \frac{b}{nH_0}$

Величина его при $\alpha = 1,0$ дана в таблице 1.

Формулу (7) можно представить, учитывая зависимость (3), в других видах

$$Q = \frac{2 \sqrt{2g}}{\sqrt{\alpha}} (\delta + k_0) (1 - k_0)^{3/2} \frac{1}{n} H_0^{5/2} \dots \dots \dots (7')$$

$$Q = \frac{2 \sqrt{2g}}{\sqrt{\alpha}} \frac{(1 - k_0)^{3/2} k_0^2}{3k_0 - 2} n H_0^{5/2} \dots \dots \dots (7'')$$

Возможны и другие модификации формулы (7) с соответствующим выражением для m_0' , численная величина которого не меняется.

Заменяя в формуле (7) n через b , а именно $n = \frac{b}{\delta H_0}$, получаем:

$$Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \frac{(\delta + k_0) (1 - k_0)^{1/2} k_0}{\delta} b H_0^{3/2} \dots \dots \dots (9)$$

Сравнивая эту формулу с формулой для расхода через водослив прямоугольного сечения с широким порогом

$$Q = m_0'' \sqrt{2g} b H_0^{3/2}$$

получим, что

$$m_0'' = \frac{(\delta + k) (1 - k_0)^{1/2} k_0}{\delta \sqrt{\alpha}} \dots \dots \dots (10)$$

Значения m_0'' даны при $\alpha=1$ в таблице 1.

Значения коэффициентов расхода m_0' и m_0'' , M_0' и M_0'' для определения максимального расхода в трапецидальном русле

Таблица 1

δ	m_0'	m_0''	M_0'	M_0''	δ	m_0'	m_0''	M_0'	M_0''
0,00	0,286	∞	1,27	∞	1,00	0,657	0,657	2,91	2,91
0,050	0,304	6,09	1,35	26,96	1,25	0,750	0,600	3,32	2,66
0,075	0,313	4,17	1,39	18,46	1,50	0,845	0,564	3,75	2,50
0,100	0,322	3,22	1,43	14,26	2,00	1,04	0,525	4,60	2,30
0,125	0,332	2,66	1,47	11,78	2,50	1,23	0,492	5,45	2,18
0,150	0,344	2,27	1,51	10,06	3,00	1,42	0,473	6,29	2,09
0,20	0,359	1,79	1,59	7,95	4,00	1,80	0,450	7,97	1,99
0,25	0,378	1,51	1,67	6,69	5,00	2,18	0,436	9,67	1,93
0,30	0,396	1,32	1,75	5,84	7,50	3,14	0,419	13,93	1,86
0,40	0,433	1,08	1,92	4,79	10,00	4,11	0,411	18,20	1,82
0,50	0,470	0,910	2,08	4,16	20,00	7,91	0,395	35,03	1,75
0,75	0,563	0,750	2,49	3,32	∞	∞	0,385	∞	1,71

§ 4. Приближенные формулы для коэффициента расхода
Формулы (8) и (10) для коэффициентов расхода можно написать так:

$$m_0' = \delta(1 - k_0)^{1/2} k_0 + (1 - k_0)^{1/2} k_0^2 \dots \dots \dots (8')$$

$$m_0'' = (1 - k_0)^{1/2} k_0 + \frac{(1 - k_0)^{1/2} k_0^2}{\delta} \dots \dots \dots (10')$$

т. к. $(1 - k_0)^{1/2} k_0$ представляет собой выражение коэффициента расхода прямоугольного русла m_{np} при коэффициенте наполнения, соответствующем критической глубине на водосливе трапецидального сечения, и $(1 - k_0) k_0^2$ такой же коэффициент для треугольного русла $m_{тр}$, то получаем

$$m_0' = \delta m_{np} + m_{тр} \dots \dots \dots (8'')$$

$$m_0'' = m_{np} + \frac{m_{тр}}{\delta} \dots \dots \dots (10'')$$

При этом необходимо иметь в виду, что m_{np} и $m_{тр}$ не будут соответствовать коэффициентам расхода через водослив с широким порогом с прямоугольным сечением $m_0 = 0,385$ и с треугольным сечением $m_0 = 0,286$, так как критическая глубина на водосливе с трапецидальным руслом отличается от критической глубины на водосливе с прямоугольным руслом и от критической глубины в треугольном русле. Но так как пределы колебания этих глубин незначительны (от $2/3$ до $4/5 H_0$) и коэффициенты расхода при небольших отклонениях от критической глубины изменяются незначительно, то с известным приближением возможно принять $m_{np} = 0,286$ и $m_{тр} = 0,385$ и тогда получаем приближенные формулы для m_0' и m_0'' в следующем виде

$$m_0' = 0,286 + 0,385 \delta \dots \dots \dots (8''')$$

$$m_0'' = \frac{0,286}{\delta} + 0,385 \dots \dots \dots (10''')$$

Эти формулы показывают, что значение m'_0 изменяется линейно в зависимости от δ , а значение m''_0 — также линейно, в зависимости от $\frac{1}{\delta}$, что в общем подтверждено работой инж. М. С. Вызго.

Для средних, практически применяемых значений δ , более точные значения коэффициентов расхода можно получить из следующих формул:

$$m'_0 = 0,28 + 0,38 \delta \dots \dots \dots (11)$$

$$M'_0 = 1,25 + 1,7 \delta \dots \dots \dots (11)$$

$$m''_0 = 0,38 + \frac{0,28}{\delta} \dots \dots \dots (12)$$

$$M''_0 = 1,7 + \frac{1,25}{\delta} \dots \dots \dots (12)$$

которые и следует применять при отсутствии таблиц значений m'_0 и m''_0 .

Не безинтересно отметить, что расход через трапециoidalный водослив с широким порогом, как установлено нами, с точностью, достаточной для практического приложения, может быть представлен показательной формулой в виде

$$Q = K_0 H_0^x \dots \dots \dots (13)$$

где K_0 и x — величины, постоянные для данного трапециoidalного водослива с широким порогом,

K_0 — пропускная способность данного водослива при единичном напоре;

x — гидравлический показатель трапециoidalного сечения, величина которого находится в пределах от $x = \frac{3}{2}$ до $x = \frac{5}{2}$.

Величина гидравлического показателя русла может быть определена обычным приемом, применяемым для определения показателя в показательном законе проф. Бахметева (путем логарифмирования или построения логарифмической анаморфозы) или по формуле

$$x = \frac{3}{2} \frac{hB}{\omega} - \frac{nh}{B} \dots \dots \dots (14)$$

приводимой инж. Р. Р. Чугаевым¹, или, наконец, по формуле, данной нами

$$\left(\frac{H_{02}}{H_{01}} \right)^{x-3/2} = \frac{m''_{02}}{m''_{01}} \dots \dots \dots (15)$$

где m''_{01} и m''_{02} — коэффициенты расхода для трапециoidalного водослива при H_{01} и H_{02} , определяемые по таблице 1.

5. Примеры

В пояснение изложенного приведем примеры расчета водослива с широким порогом трапециoidalного сечения.

Пример 1. Требуется через водослив с широким порогом трапециoidalного сечения при ширине его по низу $b = 2,0$ м и откосах

¹ Р. Р. Чугаев, Некоторые вопросы неравномерного движения в открытых призматических руслах. Известия НИИГ, № 1.

$n=1$ пропустить расход $Q=10,0$ м³/сек. Определить потребный для этого напора H_0 ? Расчет производим по формулам $Q=m_0''\sqrt{2g}nH_0^{3/2}$ или по формулам $Q=M_0''bH_0^{3/2}$ следующим путем. Имеем

$$H_0^{3/2} M_0'' = \frac{Q}{b} = \frac{10,0}{2,0} = 5,0 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Задавая различные значения H_0 , строим кривую значений $H_0^{3/2} M_0'' = f(H_0)$ и по данному значению $H_0^{3/2} M_0'' = 5,0$ находим H_0 . Вычисления располагаем в таблицу, для которой M_0'' находим из таблицы 1

H_0	δ	M_0''	$H_0^{3/2}$	$H_0^{3/2} M_0''$
1	2,0	2,30	1,0	2,30
1,5	1,33	2,60	1,84	4,76
2,0	1,00	2,90	2,83	8,21

Построив по этим данным кривую $H_0^{3/2} M_0'' = f(H_0)$ (рис. 2), находим из нее, что значению $H_0^{3/2} M_0'' = 5,0$ соответствует $H_0 = 1,55$ м. Критическая глубина на водосливе будет при

$$\delta = \frac{b}{n H_0} = \frac{2}{1,0 \times 1,55} = 1,29 \text{ и } k_0 = \frac{2,8 \delta + 4}{4,2 \delta + 5} = 0,73$$

$$h_{кр} = k_0 H_0 = 0,73 \times 1,55 = 1,13 \text{ м.}$$

На втором примере покажем, как производится с помощью данных формул проектирование щелевого перепада с широким порогом.

Пример 2. Требуется определить форму щелевого перепада с широким порогом для следующих данных:

Расход $Q_1 = 10,0$ м³/сек. должен проходить при $H_{01} = 2,0$ м.

Расход $Q_2 = 3,0$ м³/сек. должен проходить при $H_{02} = 1,0$ м.

$Q = M_0'' b H^{3/2}$ можем написать

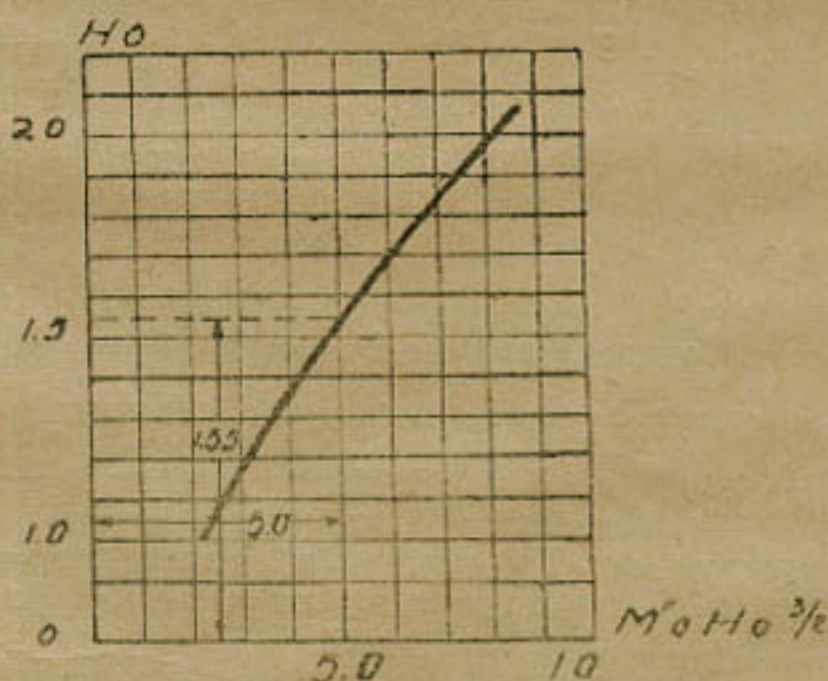


Рис. 2

$$b_1 = \frac{Q_1}{M_0'' H_{01}^{3/2}} \text{ и } b_2 = \frac{Q_2}{M_0'' H_{02}^{3/2}}$$

задаваясь различными значениями ρ , где ρ — плечо трапеции, строим по этим выражениям кривые $b_1 = f(\rho)$ и $b_2 = f(\rho)$ (рис. 3), пересечение этих кривых дает искомое значение ширины сечения по дну.

Вычисления располагаем в таблицу, для пояснения которой продельваем вычисления одной строки ее.

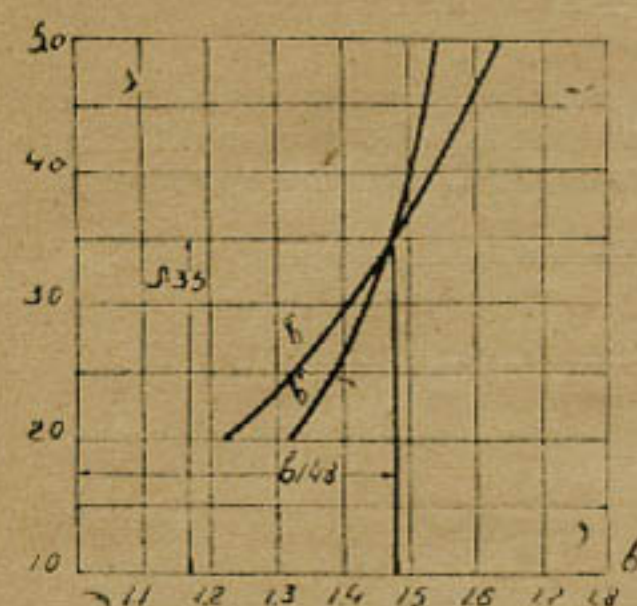


Рис. 3

Берем $\rho = \frac{b}{n} = 2$, тогда $\delta_1 =$

$$= \frac{b}{n H_{01}} = \frac{\rho}{H_{01}} = \frac{\rho}{H_{01}}$$
 чему согласно таблице 1 соответствует $M_{01}'' = 2,91$. А потому

$$b_1 = \frac{Q}{M_{01}'' H_{01}^{3/2}} = \frac{10,0}{2,91 \times 2,0^{3/2}} = 1,21 \text{ м, аналогично}$$

при

$$\rho = 1,0 \quad \delta_2 = \frac{b}{n H_{02}^{3/2}} = \frac{\rho}{H_{02}^{3/2}} = \frac{2,0}{1,0} = 2,0, \quad M_{02} = 2,29$$

$$b_2 = \frac{Q}{M_{02}'' H_{02}^{3/2}} = \frac{3,0}{2,29 \times 1,0^{3/2}} = 1,31 \text{ м}$$

ρ	δ_1	δ_2	M_{01}''	M_{02}''	b_1	b_2
2	1,0	2,0	2,91	2,29	1,21	1,31
3	1,5	3,0	2,50	2,09	1,41	1,44
4	2,0	4,0	2,29	1,99	1,54	1,51
5	2,5	5,0	2,16	1,93	1,64	1,55

Построив кривые $b_1 = f(\rho)$ и $b_2 = f(\rho)$ (рис. 3), в пересечении их получаем $b = 1,48$ м при $\rho = 3,5$, а потому $n = \frac{b}{\rho} = \frac{1,48}{3,5} = 0,42$; $b = 1,48$ м и $\rho = 0,42$ и будет решением задачи.

Приведенный пример показывает, что пользование данными формулами для расчета, давая точное решение задачи проектирования щелевого перепада, значительно проще обычно применяемых решений¹.

В тех случаях, когда требуется многократно определять расход через водослив с широким порогом с трапециoidalным сечением, возможно выразить расход через него в виде уравнения (13).

¹ См. Чертоусов „К вопросу о гидравлическом расчете щелевых перепадов“ Изв. Сектора гидротехники и гидротехнических сооружений. Вып. XXIII 1931 г. Его же „Инженерия гидравлик.“ 1934 г.

III. Расчет водослива с широким порогом при учете потерь

§ 1. Общие зависимости и коэффициент полезного действия

В том случае, если учитывать те потери, которые происходят в результате преобразования энергии при движении воды через водослив с широким порогом, то, обозначая удельную потерю энергии при этом преобразовании через h_w , уравнение (1) необходимо для этого случая переписать так:

$$E_1 = E_2 + h_w = \mathcal{E}_2 + h_w \dots \dots \dots (16)$$

Удобно учет потерь и определение соотношения между $E_1 = H_0$ и $\mathcal{E}_2$ производить введением в расчет „коэффициента полезного действия преобразования энергии“ η , обозначающего отношения величины удельной энергии потока после ее преобразования к таковой до преобразования.

Таким образом

$$\eta = \frac{E_2}{E_1} = \frac{\mathcal{E}_2}{H_0} \dots \dots \dots (17)$$

$$\mathcal{E}_2 = H_0 \eta \dots \dots \dots (18)$$

Потери при этом выразятся так

$$h_w = (1 - \eta) E_1 = (1 - \eta) H_0 \dots \dots \dots (19)$$

До сих пор потери при движении воды, связанном с местным преобразованием энергии, в результате которого получается в сечении после преобразования (сечение 2, рис. 1) энергия с иным соотношением между величиной потенциальной и кинетической энергией, учитывали введением скоростного коэффициента φ , характеризующего относительное уменьшение скорости в потоке, вследствие наличия потерь при преобразовании энергии.

Средняя скорость v_2 в сечении после преобразования энергии, в котором глубина будет h_2 , определится формулой

$$v_2 = \varphi \sqrt{2g (E_1 - h_2)}$$

Между коэффициентом скорости φ и коэффициентом полезного действия η существует соотношение, которое может быть найдено так:

$$E_2 = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} = h_2 + \varphi^2 (E_1 - h_2)$$

Учитывая формулу (17), получим

$$\eta E_1 = h_2 + \varphi^2 (E_1 - h_2)$$

Вводя коэффициент наполнения $k = \frac{h}{\mathcal{E}}$, будем иметь по сокращении на E_1

$$\eta = k_2 \eta + \varphi^2 (1 - k_2 \eta), \text{ где } k_2 = \frac{h_2}{E_2} = \frac{h_2}{E_1 \eta} = \frac{h_2}{\eta H_0}$$

Откуда

$$\eta = \frac{\varphi^2}{1 - k_2 + \varphi^2 k_2} \dots \dots \dots (20)$$

Можно было бы коэффициент полезного действия выразить через $k_2^1 = \frac{h_2}{E_1} = \frac{h_2}{H_0}$, тогда имели бы

$$\eta = k_2^1 + \varphi^2 (1 - k_2^1) \dots \dots \dots (20 \text{ bis})$$

В таблице 2 приведены значения коэффициента полезного действия в зависимости от значения φ и k , охватывающие возможные случаи, встречаемые в практике (табл. 2).

Значение коэффициента η

Таблица 2

$\varphi \backslash k$	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75
2,3	0,96	0,93	0,89	0,84	0,79
0,70]	0,97	0,94	0,90	0,86	0,81
0,75	0,97	0,95	0,91	0,88	0,84
0,8	0,98	0,96	0,93	0,90	0,87

В частном случае для прямоугольного водослива с широким порогом из формулы (20) имеем:

$$\eta = \frac{3 \varphi^2}{1 + 2 \varphi^2} \dots \dots \dots (20')$$

Для треугольного водослива с широким порогом

$$\eta = \frac{5 \varphi^2}{1 + 4 \varphi^2} \dots \dots \dots (20'')$$

§ 2. Критическая глубина

При протекании через водослив с широким порогом на нем устанавливается критическая глубина $h_{кр}$, соответствующая минимуму удельной энергии $\mathcal{E}_2$ в конечном сечении 2—2' и так как $\mathcal{E}_2 = E_2 = \eta E_1 = \eta H_0$, то критическая глубина на водосливе может быть выражена формулой

$$h_{кр} = k_0 E_2 = k_0 \eta E_1 = \eta k_0 H_0 = \eta h_0 \dots \dots \dots (21)$$

где $h_0 = h_{0,кр}$ — критическая глубина без потерь, определяемая по формуле (6).

Таким образом критическая глубина на водосливе при учете потерь равна критической глубине без учета потерь, умноженной на коэффициент полезного действия преобразования энергии.

Эта формула будет точна для водосливов таких сечений, для которых k_0 есть величина постоянная, не меняющаяся с изменением удельной энергии (водосливы прямоугольный, треугольный, параболический).

В отношении трапецидального водослива необходимо иметь в виду, что k_0 должно находиться в зависимости от $\delta = \frac{b}{n\Theta_2}$, а пото-

му $k_0 E_1$ в точности не равно h , в сечении 1—1 при удельной энергии E_1 , но так как при изменении δ коэффициент наполнения k_0 меняется незначительно¹, то допущенная неточность в отношении написания формулы для трапецидального русла практического значения не имеет.

Этот прием определения критической глубины вполне заменяет формулу, приводимую инж. Рахмановым² для определения критической глубины на водосливе с широким порогом и в наших обозначениях имеющую вид

$$h_{кр} = \frac{4\varphi^2 - 2\varphi^2 \delta - \delta + \sqrt{(4\varphi^2 - 2\varphi^2 \delta - \delta)^2 + 8\varphi^2 \delta (1 + 4\varphi^2)}}{2(1 + 4\varphi^2)} H_0$$

являющуюся очень сложной и дающей результаты, аналогичные с предлагаемой формулой.

Необходимо указать, что применение данных нами приближенных формул для определения $h_{кр} = h_0$, (форм. 6'', 6''') в большей степени позволяет упростить определение критической глубины для трапецидального водослива при учете потерь на нем, характеризуя таковые значением φ .

Из (21), подставляя в нее значение k_0 по (6''') и η по (20), после преобразования получаем

$$h_{кр} = k_0 \eta H_0 = \frac{1}{\frac{1,4\delta + 1}{(2,8\delta + 4)\varphi^2} + 1} H_0 \dots \dots \dots (22)$$

Если подставить значение k_0 из формулы (6''), то

$$h_{кр} = \frac{1}{\frac{\delta + 1}{(2\delta + 4)\varphi^2} + 1} H_0 \dots \dots \dots (22')$$

Первая формула дает значение $h_{кр}$ с точностью до 1% и обе формулы для предельных форм трапецидального сечения: прямоугольного и треугольного, дают точные выражения для $h_{кр}$. Для прямоугольного русла ($\delta = \infty$)

$$h_{кр} = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} H_0 \dots \dots \dots (22)$$

для треугольного русла ($\delta = 0$)

$$h_{кр} = \frac{4\varphi^2}{1 + 4\varphi^2} H_0 \dots \dots \dots (22)$$

¹ При изменении φ от 1,0 до 0,80, что соответствует изменению коэффициента полезного действия для трапецидального водослива от $\eta = 1,0$ до $\eta = 0,84-0,90$ разница в определении k_0 по $E_1 = H_0$ и по Θ_1 не превышает 1%. С такой же точностью будет определено и $h_{кр}$.

² Рахманов А. Н. О трапецидальных водосливах с широким порогом.

§ 3. Расход через водослив

Расход через водослив в случае учета потерь будет выражаться теми же формулами, и при отсутствии их, но должен определяться по удельной энергии после ее преобразования в сечении 2—2 на пороге и равной $\Xi_2 = \eta H_0$.

Тогда

$$-Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} (\delta_2 + k_{02}) (1 - k_{02})^{1/2} k_{02} \eta \Xi_2^{5/2}$$

или

$$Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} (\delta_2 + k_{02}) (1 - k_{02})^{1/2} k_{02} \eta^{5/2} \eta H_0^{5/2} \dots (23)$$

Так как

$$\delta_2 = \frac{b}{n \Xi_2} = \frac{b}{n \eta H_0} = \frac{b}{n H_0} \frac{1}{\eta} = \frac{\delta_0}{\eta}$$

то последнее выражение расхода может быть представлено как

$$Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} m'_{02} \eta^{5/2} n H_0^{5/2} = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} m'_0 \eta n H_0^{5/2} = M'_0 \eta n H_0^{5/2} \quad (23)$$

где $m'_{02} = (\delta_2 + k) (1 - k_{02})^{1/2} k_{02}$ вычисляется по обычной формуле коэффициента расхода без потерь для водослива с широким порогом трапециoidalного сечения, рассматривая таковой как водо-

слив треугольный, для значения $\delta_2 = \delta = \frac{\delta_0}{\eta}$, где $\delta_0 = \frac{b}{n H_0}$

Кроме того

$$M'_0 \eta = m'_0 \eta \sqrt{2g} = m'_0 \eta^{5/2} \sqrt{2g} \dots \dots \dots (24)$$

В частном случае трапециoidalного сечения—для сечения треугольного, т. е. $\delta=0$ и $k_0=0,8$ независимо от напора, то

$$M'_0 \eta = M'_0 \eta^{5/2} \dots \dots \dots (24')$$

Значение коэффициента расхода для различных значений δ и η приведены в таблице 3. (см. табл. на след. стр).

Можно для вычисления $m'_0 \eta$ или $M'_0 \eta$ применять приближенные формулы, полученные из (11, 11') в следующем виде:

$$m'_0 \eta = \left(0,28 + 0,38 \frac{\delta_0}{\eta} \right) \eta^{5/2} \dots \dots \dots (25)$$

$$M'_0 \eta = \left(1,25 + 1,7 \frac{\delta_0}{\eta} \right) \eta^{5/2} \dots \dots \dots (25')$$

Аналогично, рассматривая трапециoidalное русло как прямоугольное, будем иметь:

$$Q = m''_0 \eta \sqrt{2g} b H_0^{3/2} = M''_0 \eta b H_0^{3/2} \dots \dots \dots (26)$$

Таким образом, коэффициент расхода при учете потерь для треугольного и прямоугольного сечений равен коэффициенту расхода без учета потерь, умноженному на $\eta^{5/2}$ для треугольного сечения и на $\eta^{3/2}$ для прямоугольного, при чем для прямоугольного сечения

$$M''_0 \eta = M''_0 \eta^{3/2}$$

Коэффициенты расхода для водослива с широким порогом трапецидального сечения

для формул $Q = M'_{0\eta} \sqrt{H_0^{5/2}}$ и $Q = M''_{0\eta} b H^{3/2}$

Таблица 3

$\frac{\eta}{\delta_0}$	1,00		0,95		0,90		0,85		0,80		0,75		0,70	
	$M'_{0\eta}$	$M''_{0\eta}$	$M'_{0\eta}$	$M''_{0\eta}$	$M'_{0\eta}$	$M''_{0\eta}$	$M'_{0\eta}$	$M''_{0\eta}$	$M'_{0\eta}$	$M''_{0\eta}$	$M'_{0\eta}$	$M''_{0\eta}$	$M'_{0\eta}$	$M''_{0\eta}$
0,00	1,27	∞	1,11	∞	0,97	∞	0,84	∞	0,73	∞	0,62	∞	0,52	∞
0,050	1,35	25,96	1,18	24,91	1,03	23,03	0,90	21,14	0,77	19,30	0,66	17,52	0,55	15,80
0,075	1,39	18,46	1,22	17,10	1,07	15,77	0,92	14,47	0,79	13,22	0,68	12,00	0,58	10,82
0,100	1,41	14,76	1,25	13,21	1,10	12,18	0,95	11,18	0,82	10,20	0,69	9,26	0,58	8,35
0,125	1,47	11,78	1,29	10,91	1,13	10,06	0,98	9,23	0,84	8,43	0,72	7,65	0,60	6,90
0,150	1,51	10,06	1,33	9,31	1,16	8,58	1,01	7,88	0,86	7,19	0,74	6,43	0,62	5,89
0,20	1,59	7,95	1,40	7,34	1,22	6,77	1,06	6,21	0,91	5,67	0,77	5,15	0,65	4,64
0,25	1,67	6,69	1,47	6,19	1,29	5,71	1,12	5,24	0,96	4,79	0,82	4,31	0,69	3,92
0,30	1,75	5,84	1,54	5,41	1,35	4,99	1,17	4,58	1,00	4,18	0,85	3,80	0,72	3,42
0,40	1,92	4,79	1,69	4,43	1,47	4,08	1,28	3,75	1,10	3,42	0,93	3,11	0,79	2,80
0,50	2,08	4,16	1,83	3,85	1,60	3,56	1,39	3,26	1,19	2,98	1,01	2,70	0,85	2,44
0,75	2,49	3,32	2,19	3,08	1,92	2,84	1,66	2,60	1,43	2,38	1,21	2,16	1,02	1,94
1,00	2,91	2,91	2,56	2,69	2,24	2,48	1,94	2,28	1,67	2,08	1,42	1,89	1,19	1,70
1,25	3,32	2,66	2,92	2,46	2,55	2,27	2,21	2,08	1,90	1,90	1,62	1,73	1,36	1,56
1,50	3,75	2,50	3,30	2,31	2,88	2,13	2,50	1,96	2,15	1,79	1,83	1,62	1,54	1,46
2,00	4,60	2,30	4,05	2,13	3,54	1,97	3,07	1,80	2,64	1,65	2,24	1,50	1,89	1,35
2,50	5,45	2,18	4,79	2,02	4,19	1,86	3,63	1,71	3,12	1,56	2,61	1,42	2,23	1,28
3,00	6,29	2,09	5,53	1,94	4,83	1,79	4,19	1,64	3,60	1,50	3,06	1,36	2,58	1,23
4,00	7,97	1,99	7,01	1,84	6,13	1,70	5,31	1,56	4,56	1,43	3,88	1,29	3,27	1,17
5,00	9,67	1,93	8,49	1,79	7,42	1,65	6,43	1,51	5,27	1,38	4,49	1,25	3,96	1,13
7,50	13,93	1,86	12,23	1,72	10,69	1,58	9,26	1,45	7,96	1,33	6,77	1,20	5,70	1,09
10,00	18,20	1,82	16,01	1,69	13,99	1,55	12,13	1,43	10,42	1,30	8,87	1,18	7,46	1,07
20,00	35,03	1,75	30,81	1,62	26,92	1,49	23,34	1,37	20,06	1,25	17,07	1,14	14,37	1,03
∞	∞	1,71	∞	1,58	∞	1,46	∞	1,34	∞	1,22	∞	1,11	∞	1,00

Значения $m_{0\eta}$ и $M_{0\eta}$ для различных значений δ и η приведены в таблице 3.

Приближенные формулы для значения $m''_{0\eta}$ и $M''_{0\eta}$ будут иметь следующий вид

$$m''_{0\eta} = \left(0,38 + \frac{0,28\eta}{\delta_0} \right) \eta^{0,7} \dots \dots \dots (27)$$

$$M''_{0\eta} = \left(1,7 + \frac{1,25\eta}{\delta_0} \right) \eta^{1/2} \dots \dots \dots (27')$$

ГРАФИК
зависимости коэф η от φ к
для водослива с широким порогом

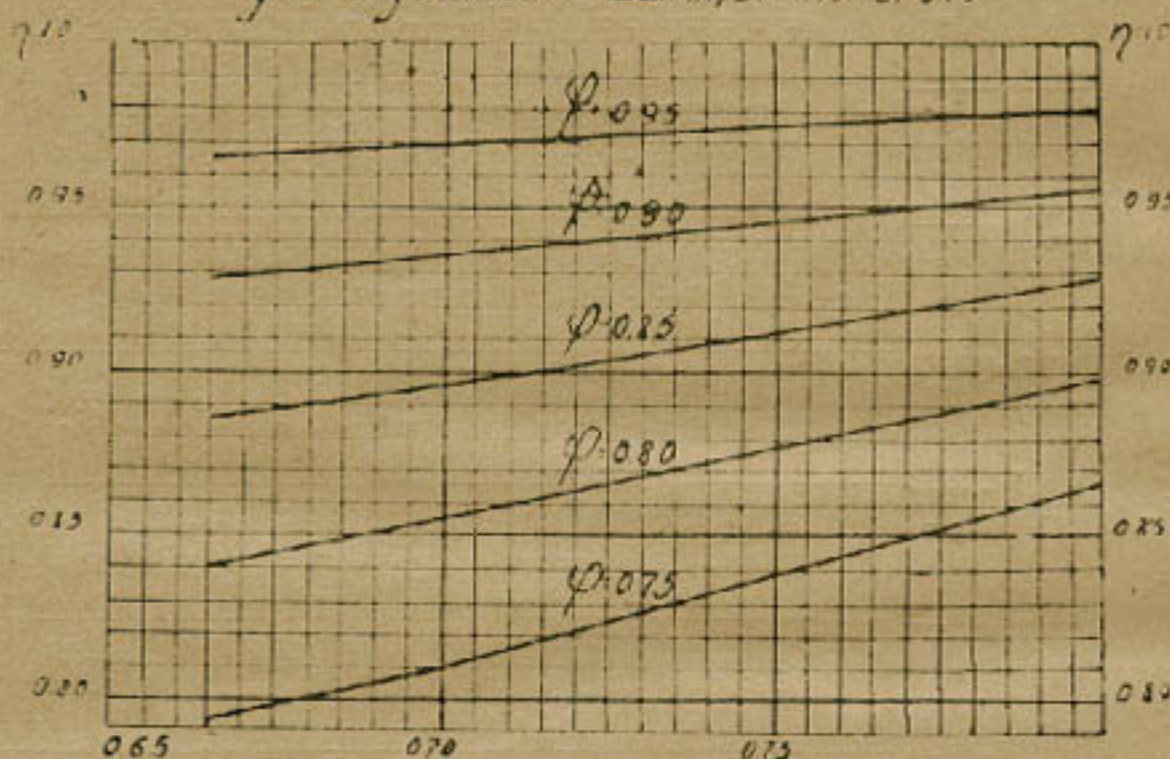


Рис 4

Решение задач на водослив с широким порогом при учете потерь производится так же, как и без учета потерь, с соответствующей заменой коэффициентов расхода.

VI. Заключение

Предложенные формулы в значительной степени упрощают производство расчета щелевых перепадов с широким порогом.

Приводимые в работе коэффициенты расхода и коэффициенты полезного действия в зависимости от φ позволяют зволить теперь же эти формулы в практику. Что же касается возможности применения полученных формул для щелевых перепадов практического профиля, то общая форма зависимости, подобно тому, как она сохраняется для прямоугольных водосливов, будет иметь место и здесь. Более того, изменение коэффициента расхода по линейному закону в зависимости от δ или $\bar{\delta}$, как то показало применение данных нами зависимостей в указанной работе инж. Вызго к водосливам практического профиля, имеет место и для водосливов практических профилей, различаясь лишь численной величиной от коэффициентов для широкого порога.

О сопряжении струи при внезапном расширении открытого русла¹

§ 1. Введение

Истечение через сооружения, стесняющие поток в плане, при достаточной длине стеснения и малом уклоне дна обычно рассматривается как через водослив с широким порогом. В случае бытовой глубины, большей, чем глубина в сооружении, расчет отверстия ведется как водослива затопленного, в обратном случае — как водослива незатопленного. Что же касается вопроса движения воды за сооружением, т. е. в расширенной, отводящей части русла, то таковой в гидротехнической литературе, до настоящего времени, получил весьма слабое освещение, в то время как в практике гидротехнического строительства он имеет весьма важное значение. Особенно важное значение приобретает этот вопрос в случае, если глубина воды за сооружением меньше, чем глубина воды в сооружении, т. к. в этом случае поток, по выходе из узкого русла в широкое, протекает с большим количеством кинетической энергии, вследствие чего, при отсутствии надлежащего крепления, возможны сильные размывы русла, влекущие, в свою очередь, угрозу устойчивости всего сооружения в целом.

В настоящей работе, выполненной под общим руководством проф. Е. А. Замарина, дается сжатое описание опытов, произведенных в лаборатории Всесоюзного научно-исследовательского ин-та гидротехники и мелиорации в 1934 г., и на основании их предлагается до сего времени не применявшийся способ определения характера сопряжения потока, выходящего из стесненной части русла, с горизонтом воды в отводящем широком русле.

Кроме этого, дается несколько критических замечаний по работе проф. О. Шестопола¹, отрицающего „метод прыжковой функции“ и предлагающего свой „метод удельной энергии“, содержащий, на наш взгляд, ряд неправильных положений.

§ 2. Краткое описание опытов

Опыты производились в деревянной лотке, с горизонтальным дном, длиной 4,50 м, шириной 73,5 см. Стеснение русла достигалось

¹ Работа доложена на секции гидротехнических сооружений Научно-методического Совета Всесоюзного Научно-исслед. ин-та гидротехники и мелиорации в декабре 1934 г.

² Профессор О. Шестопал — Изменение формы поперечного сечения открытого канала, см. журнал Гидротехническое строительство, № 5 за 1931 г.

путем устройства деревянных бычков в форме прямой призмы, примыкавших вплотную к бортам лотка. Длина бычков (вдоль оси лотка) при всех опытах оставалась постоянной и равной 75 см, расстояние же между ними (в свету) изменялось таким образом, что отношение ширины широкой части лотка (B) к ширине стесненного отверстия (b) устанавливалось равным 2, 3 и 4.

При этих отношениях $\frac{B}{b}$ и производились опыты. При каждом из соотношений $\frac{B}{b}$ пропускались расходы $Q = 5, 7$ и 9 л/сек. Глубины потока в широкой отводящей части русла регулировались при помощи специального устройства из вертикальных спиц, устанавливавшихся в конце лотка.

При всех указанных выше соотношениях $\frac{B}{b}$ и расходах Q , опыты показали с качественной стороны одну и ту же картину. Поток, выходя из стесненной части лотка, постепенно расплывается и, очерчиваясь в массе окружающей воды рельефно выделяющимися кривыми линиями, образует совершенно симметричную (относительно продольной оси лотка) и устойчивую языкообразную фигуру растекания (см. рис. 1). В углах между бортами лотка и низовыми стенками бычков образуются водовороты, вода в которых с течением времени непрерывно обновляется, но глубины при сохранении постоянства расхода и соотношения $\frac{B}{b}$ остаются неизменными.

Глубины по оси лотка в пределах растекания (языкообразную фигуру, образующуюся в широком отводящем русле непосредственно по выходе потока из узкой части лотка, мы в дальнейшем будем

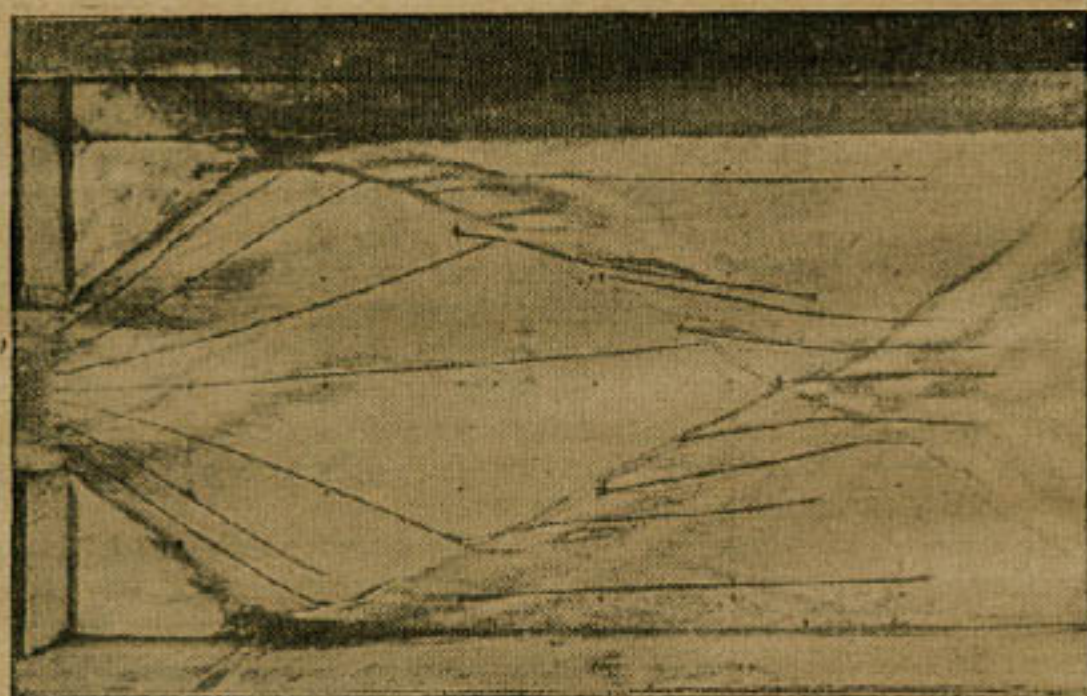


Рис. 1. Картина растекания потока при $\frac{B}{b} = 3$; $Q = 9$ л/с

называть просто растеканием), начиная от конца суженной части лотка, постепенно уменьшаются, достигая наименьшей величины на самом острии растекания в точке n (смотри рис. 2, линия авс). Глубины в поперечных сечениях по растеканию тоже неодинаковы. Имея наибольшую величину на оси лотка, они к бортам постепенно уменьшаются, но за кривыми, очерчивающими контур растекания, они снова несколько увеличиваются (смотри рис. 3). Пунктиром

на рис. 3 показаны горизонты воды за максимальным прыжком. Направления скоростей на растекании не следует направлению оси по-

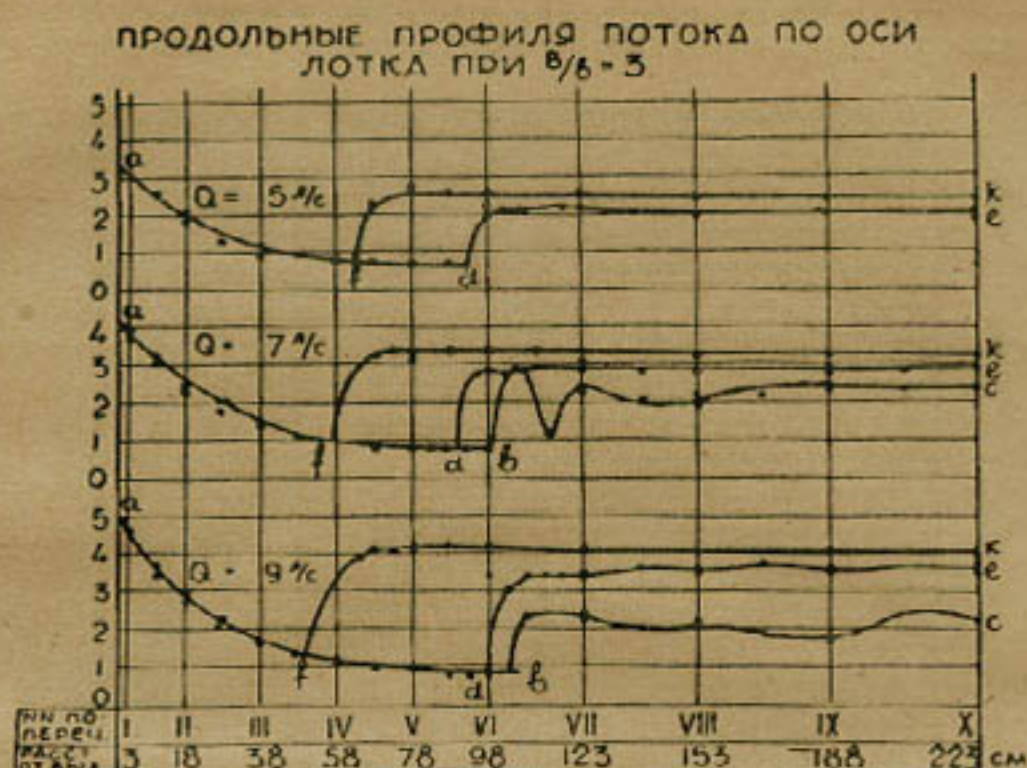


Рис. 2

тока. Они представляют собой лучи, веерообразно расходящиеся от конца стеснения (смотри рис. 1) Величины скоростей при этом тоже неодинаковы. По оси лотка, начиная от выхода из узкого русла, они на некотором протяжении постепенно нарастают и, достигнув максимального значения, затем снова, до самого конца растекания, постепенно падают, образуя, таким образом, некоторую выпуклую кривую линию. В поперечных сечениях они также неодинаковы. Имея максимальное значение на оси лотка, они по направлению к бортам постепенно падают.

По мере увеличения глубины в широкой отводящей части лотка, образующаяся в низовой части волна постепенно продвигается вверх по течению и, надвинувшись на растекание, образует хорошо выраженный прыжок. При этом прыжок не занимает всей ширины лотка, а ограничивается контуром растекания. По сторонам прыжка наблюдается на некотором протяжении по длине лотка сильно волнистая поверхность. С дальнейшим увеличением глубины в отводящем широком русле, прыжок продвигается все выше и выше, увеличиваясь при этом как по ширине, так и по высоте, достигая наконец при определенной глубине некоторого предельного положения, выше которого он уже продвигаться не может, имея в это время максимальные размеры как по

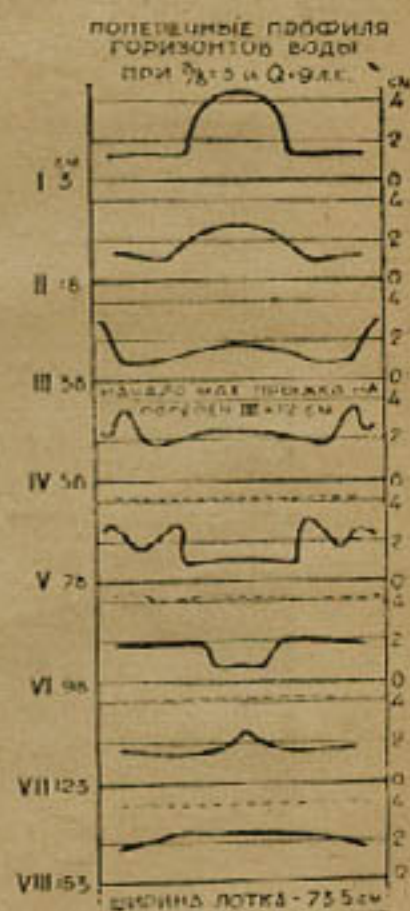


Рис. 3

ширине, так и по высоте (рис. 4). Продвигание прыжка вверх по течению до самого предельного положения абсолютно не влияет на режим потока на вышележащем участке. Следующее малейшее увеличение глубины за прыжком, которую мы имели возможность очень точно регулировать; уже не продвигает прыжок вверх по тече-

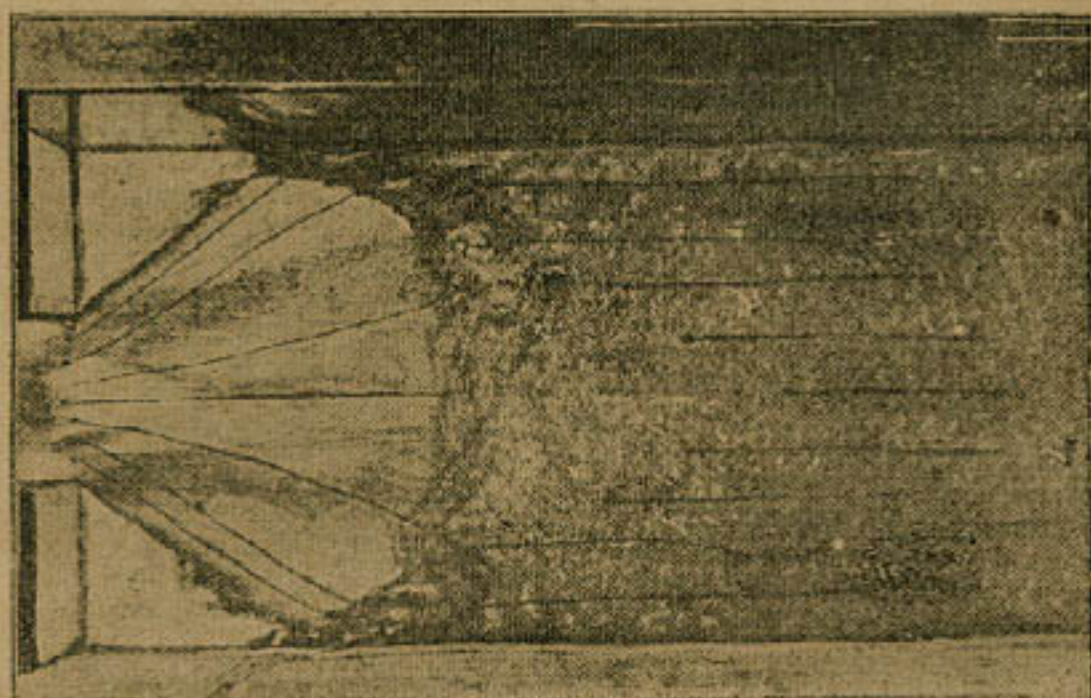


Рис. 4. Максимальный прыжок при $\frac{B}{b} = 3$; $Q = 9$ л/с

нию, как это наблюдалось до этого момента, а ведет к совершенно новому явлению: прыжок разрушается и переходит в явление перекошенного растекания — сбоя (рис. 5).



Рис. 5. Явление сбоя при $\frac{B}{b} = 3$; $Q = 9$ л/с

На рис. 2 представлены продольные профили горизонтов воды по оси лотка при $B/b = 3$ и расходах $Q = 5, 7$ и 9 л/с при полном растекании (линии abc), при начальном прыжке (линии ade) и при максимальном прыжке (линии afk).

§ 3. Выводы из полученных результатов опытов

Как видно из сделанного краткого описания опытов, характер сопряжения потока зависит исключительно из соотношения глубин в узкой (стесненной) части лотка и широкой части. Для установления этой зависимости применим закон изменения количества движения к участку потока, заключенному между сечением А, взятым в пределах стесненной части лотка, поблизости от его низового конца, где, как известно, устанавливается глубина, близкая к критической, и сечением Б, взятым в широкой части лотка за максимальным прыжком, где уже установилось движение, близкое к равномерному (рис. 4). Следуя выводу по Беланже и опуская при этом известные преобразования, получим, для случая прямоугольной формы узкой и широкой части лотка, уравнение:

$$\frac{Q^2}{gBh_2} + B\frac{h_2^2}{2} = \frac{Q^2}{gbh_k} + b\frac{h_k^2}{2} \dots \dots \dots (1).$$

где В — ширина широкой части лотка,

б — ширина узкой " "

h₂ — глубина за прыжком, "

h_k — критич. глубина в узкой части лотка.

Для сравнения значения h₂, вычисленных по формуле (1) и полученных в опытах, приведем таблицу 1.

Таблица 1

$\frac{B}{b}$	Q л сек.	h ₂ см. опытные	h ₂ см. по формуле (1)	см. по формуле (3)
2	5	2,30	2,64	2,40
3	"	2,57	3,00	2,64
4	"	2,80	3,23	2,78
2	7	2,90	3,33	3,05
3	"	3,40	3,77	3,40
4	"	3,66	4,05	3,60
2	8	3,60	3,96	3,68
3	"	4,10	4,45	4,10
4	"	4,35	4,79	4,35

Из таблицы видно, что вычисленные значения по формуле (1) во всех случаях превышают опытные. Но явление это вполне закономерно и объясняется, на наш взгляд, тем, что уравнением (1) не учтены потери энергии, имеющие место при внезапном расширении русла, сопровождающееся наличием перепада по выходе из узкой части лотка в широкое, неравномерностью распределения скоростей на растекании, относительно значительным участком, захваченным явлением, и наконец наличием в углах, по сторонам основного потока, водоворотов. Поэтому для применения уравнения Беланже к случаю внезапного расширения русла, необходимо ввести некоторую поправку, которая учитывала бы влияние всех вышенеречисленных факторов.

Однако, вследствие сложности рассматриваемого явления и трудности учета влияния каждого фактора отдельно, будет полезно, до более совершенного изучения этого вопроса, ввести поправку, учитывающую влияние отмеченных факторов хотя-бы суммарно.

Исследования показали, что влияние всех отмеченных выше факторов можно учесть путем введения в правую часть ур-ия (1) некоторой поправки отрицательным знаком

$$K = \frac{B(B-h)v^2}{205g} = \frac{B(B-b)}{205g} \cdot \frac{Q^2}{b^2 h_k^2} \dots \dots \dots (2),$$

где K — величина положительная.

После этого уравнение (1) примет вид

$$\frac{Q^2}{gh_2 B} + B \frac{h_2^2}{2} = \frac{Q^2}{gh_k b} + b \frac{h_k^2}{2} - \frac{B(B-b)}{205g} \cdot \frac{Q^2}{b^2 h_k^2} \dots (3).$$

По этому уравнению, при заданном расходе и заданных ширинах узкого и широкого русел, непосредственно определяется величина h_2 .

Значения h_2 , вычисленные по формуле (3), приведены в последней графе таблицы 1. Из таблицы видно почти полное совпадение вычисленных и опытных величин.

Значения h_2 вычисленные по формуле (3), соответствуют, как об этом уже отмечалось выше, предельному положению прыжка, т. е. такому, когда с незначительным увеличением глубины в отводящем русле, прыжок перестает существовать и переходит в явление сбоя (рис. 5).

Поэтому соотношение бытовой глубины h_6 с глубиной h_2 , как и в призматических руслах, может послужить признаком, характеризующим форму сопряжения струи при внезапном расширении русла.

Если $h_6 = h_2$ — прыжок надвинутый;

если $h_6 < h_2$ — прыжок отогнанный;

если $h_6 > h_2$ — прыжок затопляется и возникает явление сбойного течения.

Если переход от узкого русла в широкое осуществить не в виде внезапного расширения, а в виде постепенно расширяющейся достаточной длины воронки, то области водоворотов будут исключены, струя будет протекать более плавно — с менее выраженным перепадом, с более выраженными скоростями и глубинами, вследствие чего потери на внешние и внутренние трения будут значительно меньше и применение уравнения (1) даст результаты более близкие, чем для случая внезапного расширения. Результаты опытов для этого случая приведены в таблице 2.

Таблица 2

Q л/сек.	B см	b см	$\frac{B}{b}$	h_2 см вычисл.	h_2 см опытн.	Угол рос- пуска во- рочки.
5	73,5	24,5	3	3,00	2,80	20°
9	—	—	—	4,45	4,40	—
5	73,5	24,5	3	3,00	2,75	30°
9	—	—	—	4,45	4,50	—
2,50	10	6	1,67	6,10	6,10	25°
4,90	—	—	—	8,40	8,40	—

В заключение укажем, что наши исследования по указанному вопросу далеко не исчерпываются изложенным, объем настоящей статьи не позволяет развить их более полно.

§ 4. Некоторые замечания к работе проф. О. Шестопада¹

В названной работе автор утверждает „о неприменимости метода прыжковой функции к решению задач, относящихся к открытому руслу, т. к. он не оправдался при нашей (автора) лабораторной проверке и приводил в некоторых случаях (см. пример в конце статьи автора) к ошибкам“.

Взамен метода прыжковой функции, основанного на законе изменения количества движения, автор предлагает свой метод — „метод удельной энергии“, основанный на вычислении элементов прыжка по кривым удельной энергии. Согласно этому методу картина движения потока автором изображается следующим образом: „Если при малом уклоне дна в конце узкой части канала установилась критическая глубина, то в начале широкой части канала устанавливается некоторая взаимная глубина h_{1w} , при чем количество удельной энергии при этой глубине должно быть лишь незначительно (на величину местной гидравлической потери) меньше количества удельной энергии в конце суженной части потока (при $h_{кр.}$). Нанеся на общий график кривые удельной энергии (рис. 11, у нас рис. 6) широкого и узкого русел и подходя грубо (пренебрегая местными гидравлическими потерями), видим, что глубина h_{1w} в начале широкой части меньше соответствующей критической глубины $h_{кр.}$. Характер течения, определяемый глубиной h_{1w} , очевидно соответствует типу кривых 1с (вогнутая кривая подпора — Я. К). Для того, чтобы кривая могла существовать, необходимо, чтобы h_{1w} было меньше $h_{вз}$ взаимной по отношению к бытовой $h_{ом}$, т. к. кривая 1с есть кривая подпора“. Для нахождения $h_{вз}$, по автору, достаточно провести линию ОВ, параллельную или почти параллельную оси абсцисс, т. е. оси h .

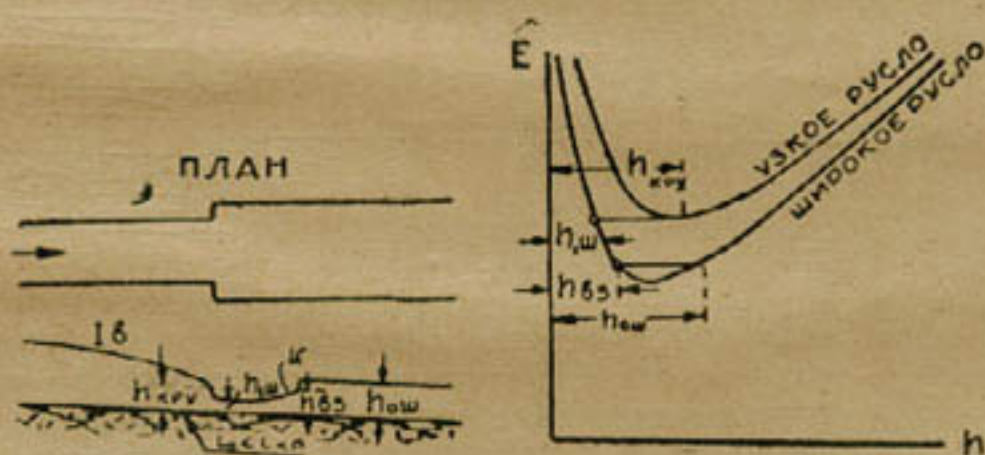


Рис. 6.

Эта схема проф. О. Шестопада предполагает картину движения потока в случае внезапного расширения русла, совершенно аналогичную картине медленно изменяющегося движения потока в нижнем бьефе сооружений в призматических руслах (случай истечения из-под щита и т. п.), где, как известно, непосредственно за сооружением при малом уклоне дна устанавливается глубина, меньшая критической, и затем следует вогнутая кривая подпора, сопрягающаяся с горизонтом нижнего бьефа посредством прыжка. Действительная же картина движения потока в случае внезапного расширения русла гораздо сложнее и очень далека от схемы, нарисованной автором.

¹ См. работу О. Шестопада — Изменение формы поперечного сечения открытого канала. Журнал Гидротехническое строительство, № 5 за 1934 г.

Сделанное краткое в § I описание наших опытов, чертежи и фотографии наглядно это подтверждают. Опыты инж. И. П. Линчевского („Влияние ширины нижнего бьефа на сопряжение бьефов — изд 1934), согласующиеся с нашими, также не подтверждают схемы автора. Наконец, наши дополнительные опыты, проведенные в условиях, аналогичных условиям, при которых проводились опыты автора (см. рис. 7), также не подтвердили правильности схемы автора. Эти опыты, кроме того, показали недопустимую схематичность представленных в работе опытов автора, послуживших ему основанием для отрицания „метода прыжковой функции“ и предложения „метода удельной энергии“.

В частности то, что автор называет кривой полпора типа 1с, и показывает это на своих чертежах продольных профилей потока (см. его чер. 1), является грубым искажением действительности. Это явствует из сопоставления его чертежа с нашими (см. рис. 7).

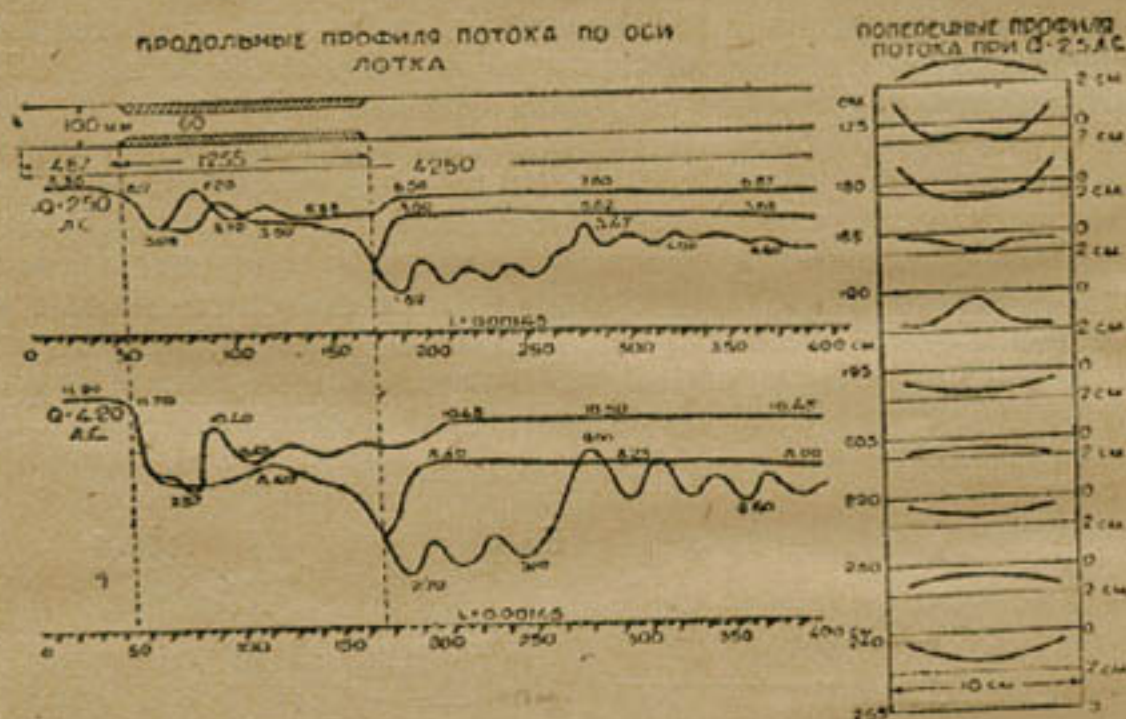


Рис. 7

Принципиальная теоретическая ошибка автора в данном случае заключается в том, что он неправильно считает, что по выходе из узкого русла в широкое движение потока удовлетворяет условиям медленной изменяемости, и к потоку, в действительности условиям медленной изменяемости движения не удовлетворяющему, применяет уравнение и пользуется кривыми удельной энергии потока.

Для учета местных потерь в случае сужения или расширения русла, а также и в прыжке, автор предлагает "сугубо ориентировочную" формулу:

$$y = 0,5 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

Теоретического вывода этой формулы не дается, сравнительных результатов между вычисленными по данной формуле и опытными данными, которые бы подтверждали ее правильность, не приводится.

По приведенным в работе опытным данным (два рисунка) вследствие их крайней скупости, читателю самому сделать необходимые подсчеты и сравнения не представляется возможным. С другой стороны, если проследить результаты наших опытов, произведен-

ных в условиях, аналогичных с теми, в которых производились опыты автора (рис. 7), то до некоторой степени становится ясным, почему автор этих сравнительных данных избегает. Дело в том, что как за прыжком, так и перед прыжком, образующимся при сопряжении горизонтов в широком русле, наблюдается сильно волнистая поверхность, вследствие чего указать сколько-нибудь точно одну глубину в соответствующих точках просто невозможно (см. рис. 7.) Вследствие той же причины, т. е. сильной волнистости поверхности и неодинаковости глубин в поперечных сечениях потока, автор не приводит опытных данных, подтверждающих правильность предлагаемой формулы в отношении учета потерь при переходе из узкого русла в широкое и не дает сравнения вычисленных глубин h_{1m} с опытными.

Следует параллельно отметить, что сопряжение называемой автором кривой подпора типа 1с с нормальным горизонтом воды в широкой части лотка, как мы наблюдали в наших опытах, никогда не происходит посредством прыжка обычной формулы. Сравнительно резкое всхолмление, наблюдаемое за этой волнообразной поверхностью, неправильно называемой автором кривой подпора типа 1с, скорее представляет прыжок волнообразной формы. Прыжок в „чистом виде“ образуется только тогда, когда эта волна, как об этом уже указывалось в § 1, надвинется на растекание, т. е. вне предела называемой автором кривой подпора, чего в случае правильности схемы проф. Шестопада не должно было бы происходить.

Сравним теперь потери в прыжке, вычисленные на основании закона изменения количества движения, которые, как известно, выражаются формулой

$$z = \frac{(h_2 - h_1)^2}{4 h_1 h_2} \dots \dots \dots (4)$$

и потери, вычисленные по формуле проф. О. Шестопада.

$$y = 0,5, \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \dots \dots \dots (5)$$

которую предварительно преобразуем так, чтобы потери „у“ выражались через взаимные глубины.

Взаимные глубины с учетом потерь по (5) найдем из выражения

$$h_1' + \frac{v_1'^2}{2g} = h_2' + \frac{v_2'^2}{2g} + 0,5 \frac{(v_1' - v_2')^2}{2g}$$

которое после некоторых преобразований дает уравнение взаимных глубин в следующем виде:

$$4g h_1'^2 h_2'^2 - q^2 (h_2' + 3 h_1') = 0 \dots \dots \dots (6)$$

Из формулы (5) и (6) получаем

$$y = \frac{(h_2' - h_1')^2}{h_2' + 3 h_1'} \dots \dots \dots (7)$$

Отношение потерь по (4) и (7) будет

$$\frac{z}{y} = \frac{(h_2 - h_1)^2 \cdot (h_2' + 3 h_1')}{4 h_1 h_2 (h_2' - h_1')^2} \dots \dots \dots (8)$$

Положив в формуле (8) $h_1' = h_1$ и $h_2' = h_2$, найдем

$$\frac{z}{y} = \frac{(h_2 - h_1) (h_2 + 3 h_1)}{4 h_1 h_2} \dots \dots \dots (9)$$

что при равенстве потерь, т. е. при $z = y$ дает

$$3h_1^2 + 2h_1h_2 - h_2^2 = 0 \quad \dots \quad (10)$$

Решив это квадратное уравнение, найдем

$$h_1 = 0,333 h_2 \quad \dots \quad (11)$$

т. е. что потери в прыжке, вычисленные на основании закона изменения количества движения и по способу проф. О. Шестопада, равны лишь только в одном случае, когда

$$\frac{h_1}{h_2} = 0,333.$$

§ 5 Заключение

Из сделанных кратких замечаний о работе проф. Шестопада следует, что в виду отсутствия условий медленной изменяемости движения потока по выходе из узкого русла в широкое, применение уравнения и пользование кривыми удельной энергии потока является принципиальной теоретической ошибкой автора. Сама схема движения потока, изображенная автором для случая внезапного расширения русла, предполагающая в частности наличие кривой типа 1с, является неправильной. Предлагаемая формула для учета местных потерь, претендующая на охват широкого круга явлений (при расширении и сужении русла, при прыжке) теоретически не обоснована и опытами не подтверждена. Потери и взаимные глубины, вычисленные с ее помощью, в общем отличаются от вычисленных с помощью теоретически обоснованного и на опыте хорошо себя оправдавшего метода прыжковой функции.

С другой стороны, правильное применение закона изменения количества движения, как это видно из изложенного в § 3, дает результаты, вполне удовлетворительно согласующиеся с данными наших опытов. Наши опыты, произведенные дополнительно в условиях, аналогичных с теми, в которых производились опыты проф. Шестопада, также не представляют исключения.

При двух расходах $Q = 2,50$ л/сек. и $Q = 4,20$ л/сек. правильно применяя закон изменения количества движения, мы получили полное совпадение опытных и вычисленных глубин за максимальным прыжком (рис. 7 и таблица 2). И для случая сужения русла, закон изменения количества движения при правильном его применении, как это показал инж. Троицкий¹ на решении конкретного примера, приводимого в конце статьи проф. Шестопада, дает результаты, не отличающиеся от результатов, подсчитанных по существующим методам.

Таким образом, во всех рассмотренных случаях правильное применение закона изменения количества движения дает вполне удовлетворительные результаты, не говоря уже о прыжке в призматических руслах, где он нашел себе полное подтверждение. Метод же проф. Шестопада, теоретически не обоснованный, опытами не подтверждающийся, рекомендовать нельзя, по крайней мере до более основательной его теоретической проработки и опытной проверки.

¹ Инж. Троицкий - К вопросу определения потерь при изменении формы поперечного сечения открытого канала (ответ проф. Шестопаду) — журнал "Ирригация и гидротехника" № 2, 1935 г.

Отвод грунтового потока дренированных флютбетов

П. 1. В конструкциях, проектируемых в последнее время в СССР, для понижения величины взвешивающего давления грунтового потока на бетонный флютбет, все чаще начинает применяться дренирование флютбета с выводом воды из дренирующей конструкции в нижний бьеф.

Надо сказать, что такой конструкции проектируются флютбеты не только небольших сооружений, но и значительной величины плотины. Так, с такого типа флютбетом водобоя (водобойного колодца) был предложен вариант гравитационной плотины для Свири № 3 проф. Васильевым, (предварительная экспертиза технического проекта Нижнесвириской гидроэлектрической станции. Издание ЦЭС Ленинград, 1929 г.), так запроектирована верховая часть рисбермы плотины Волжского узла канала Москва-Волга—напор 17,50 м (Москва-Волгострой № 2 за 1935 г.), так запроектирован флютбет гасителя плотины Пироговского водохранилища на канале Москва-Волга—напор 17,6 м (Москва-Волгострой № 1 за 1935 г.), также проектируются флютбеты некоторых плотин Верхней Волги и т. д.

Дренаж флютбета, по крайней мере при мягких грунтах, обычно проектируется в виде обратного фильтра, отвод же воды обычно делается через отверстия (колодцы) по флютбете. Что касается положения отверстий, то последние проектируются или по всей поверхности дренированного флютбета (Волжская плотина канала Москва-Волга, плотина Баксанской ГЭС), или же в низовом конце дренированного флютбета (Пироговская плотина).

¹ При решении задачи рационализации и удешевления флютбетов все чаще используется идея сквозных (дренированных) флютбетов.

Работа доцента М.И.И.В.Х. Н.К. Гиринского справедливо и своевременно отмечает необходимость при устройстве сквозных флютбетов учета давления на флютбет со стороны поверхностного потока, одновременно пополняя известные в литературе данные о давлении на флютбет (см. напр. Koch, Karetanjen, Bewegung des Wassers 1926, Berlin) опытами автора.

Из-за отсутствия в работе (т. Гиринский на модели исследовал лишь поверхностный поток без одновременного опытного изучения явлений фильтрации и отвода грунтового потока) исчерпывающего анализ и лабораторной проверки явлений в пределах фильтрационных разгрузочных отверстий при различных местах их расположения и при различных условиях поверхностного потока, название работы несколько шире ее содержания. Редакция надеется, что автор настоящей статьи или другие исследователи вскоре пополнят пробелы в этой области гидротехники и дадут надлежащий анализ явлений в пределах разгрузочных отверстий, а также анализ изменений, вносимых этими отверстиями в грунтовой поток под сооружением. Необходимо доведение этого анализа до возможности построения сеток движения, до расчета числа и размеров разгрузочных отверстий, также необходимо разрешение вопроса о рациональном проектировании составов обратных - сквозных фильтров.

Редакция

Предполагается, что через эти отверстия будет отводиться вода из дренажа на поверхность флютбета и что обратного явления, попадания поверхностного потока в дренаж, происходить не будет.

Насколько допустим заход поверхностного потока в дренаж? Так как вместе с поверхностным потоком в дренаж могут попадать наносы, и притом разнообразных фракций, что может повести к засорению этого последнего, то заход воды поверхностного потока в дренаж надо признать по меньшей мере нежелательным.

В настоящей статье освещается вопрос о выборе рационального расположения отверстий, через которые отводится вода из дренажа флютбета, при чем рассматриваются случаи сооружений без водобойных колодцев.

Для того, чтобы ответить достаточно исчерпывающе на поставленный вопрос, необходимо знать картину распределения давления в поверхностном потоке. Эта последняя, при настоящем состоянии гидравлики, не может быть выяснена расчетом и, для выявления ее, приходится ставить лабораторные опыты. Такого рода опыты были поставлены автором настоящей статьи в лаборатории гидротехнических сооружений Московского института инж. водного хозяйства.

Опыты велись в зеркальном лотке шириной 15 см и глубиной 50 см. Дно лотка для измерения давления воды по этому последнему было оборудовано пьезометражем.

Всего были поставлены 21 опыт, из которых 14 опытов по истечению из-под шита и 7 опытов по переливу через тонкую стенку п. 2. На рис. 1 приведены полученные в опытах эпюры давления по флютбету при истечении из-под шита для трех характерных случаев:



Рис. 1-а

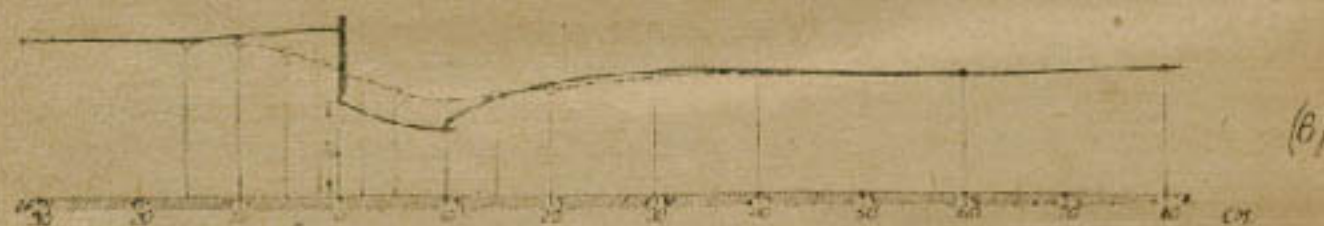


Рис. 1-б



Рис. 1-в.

Кривые давления поверхностного потока по флютбету.

- а) прыжок отогнан;
- б) прыжок нагнан на сжатое сечение струи;
- в) струя затоплена.

(Надо сказать, что первый случай имеет больше теоретическое, чем практическое значение, так как в гидротехнических сооружениях как правило, прыжок не бывает отогнанным.)

Сравнивая давление воды на флютбет с весом столба жидкости над соответствующей точкой, видим, что:

1. В зоне вальца и в зонах верхнего и нижнего бьефов непосредственно около щита первое (т. е. интенсивность давления), как правило, не равно второму (т. е. весу столба жидкости).

2. Вне этих областей (т. е. там, где течение параллельно струйное) они равны между собой.

3. В зоне верхнего бьефа непосредственно около щита давления оказываются меньше веса столба жидкости.

4. В зоне же нижнего бьефа между щитом и прыжком, наоборот, давления оказываются больше веса столба жидкости.

5. В случае отогнанного прыжка или затопленной струйки указанное в предыдущем пункте соотношение имеет место в зоне нижнего бьефа непосредственно около щита.

6. Что же касается области вальца, то здесь, хотя поверхность воды в некоторой своей части и располагается выше пьезометрической кривой по дну лотка, но все же при большой насыщенности вальца воздухом; а, стало быть, при сравнительно небольшом весе воды, заключенной в вальце, по крайней мере для верховой и средней части вальца, давления по поверхности флюتبета будут больше веса воды, расположенной над соответствующими точками.

7. Как в зоне вальца, так и в зоне между вальцом и щитом, давление по дну флюتبета распределяется по закону кривой.

Посмотрим прежде всего, как должно повлиять на работу дренажа флюتبета выявленное опытами наличие неравномерности в величине давления поверхностного потока на флютбет (7).

Если две точки, взятые по флютбету в зоне между щитом и концом вальца и расположенные в различных поперечных сечениях, соединить трубкой, то в силу неравенства давлений¹ в точках присоединения концов трубки по такой соединительной трубке должно начаться движение воды (поверхностного потока) от одной точки к другой.²

Соединим теперь те же две точки через отверстия во флютбете участком дренажа. Если бы в дренаж не выклинивался грунтовый поток, то этот второй случай соединения принципиально ничем не отличался бы от только что рассмотренного первого случая (соединения трубкой). Но грунтовый поток, стремясь выйти из дренажа через отверстия флюتبета, будет до известной степени сопротивляться поступлению поверхностного потока, при чем, вообще говоря, не исключено (это зависит от размеров и гранулометрического состава дренажа, мощности грунтового потока, вида пьезометрической кривой поверхностного потока и т. д.), что сопротивление грунтового потока будет таковым, что поверхностный поток не будет заходить в дренаж.

Рассмотрим теперь, в разрезе приведенных соображений, распределение отверстий, отводящих из дренажа фильтрационный поток, в сооружениях без водобойных колодцев и с порогом на уровне водобоя, пропуск воды через которые может происходить только

¹ При криволинейной пьезометрической кривой такое неравенство, давлений как правило, имеет место.

² См. ниже примечание редакции.

или из под щита, или при полном открытии щита без перелива через щит.

Схема сооружения по рис. 1. Остановимся прежде всего на том, насколько будет удачным распределение отводящих воду из дренажа отверстий по всей поверхности флютбета в зоне между щитом и концом вальца, если даже подобрать размеры и гранулометрический состав дренажа такими, чтобы при любой возможной в данном сооружении картине распределения давления по флютбету, никогда не имел бы места заход воды поверхностного потока в дренаж?

Уклон пьезометрической кривой поверхностного потока по флютбету, как показывают опыты, может быть значительным, а именно порядка $\frac{1}{4}$ и, стало быть, средний пьезометрический уклон грунтового потока по нижней поверхности флютбета между двумя соседними, отводящими воду из дренажа отверстиями, как частное от деления разности напоров в отводящих отверстиях на длину между ними, тоже должен доходить до той же величины. Но при среднем пьезометрическом уклоне грунтового потока, равном $\frac{1}{6}$, максимальная величина этого последнего должна быть значительно выше и доходить до величины порядка единицы и даже более, ибо площадь поперечного сечения грунтового потока по мере подхода к отверстию быстро уменьшается, а потому и потери напора по мере приближения к отверстию быстро возрастают.

Так как, по крайней мере без соответствующих опытов, вряд ли можно допустить в дренаже пьезометрический уклон порядка единицы, то распределение отводящих воду из дренажа отверстий по всей поверхности флютбета в зоне между щитом и концом вальца нельзя считать удачным.¹

п 3. В дальнейшем будем рассматривать распределение отверстий, отводящих воду из дренажа, отдельно для двух случаев:

А. В сооружении имеется один затвор.

В. В сооружении имеется несколько затворов.

А. В сооружении имеется только один затвор

Наиболее удачным решением в этом случае будет устройство отверстий для отвода грунтового потока лишь в одном поперечном сечении, и именно в том, где напор в поверхностном потоке по флютбету достигает минимума, или, что в нашем случае одно и то же, где достигает минимума давление в поверхностном потоке по флютбету (рис. 2-а), ибо при таком расположении отверстий, во-первых, исключается заход воды поверхностного потока в дренаж, а, во-вторых, будем иметь минимальную величину взвешивающего давления на флютбет.²

¹ Даже при подборе размеров и состава дренажа таким, что гарантируется отсутствие захода поверхностного потока в дренаж, отмечу, что грунтовый поток на одной части участка между соседними отводящими отверстиями может двигаться в одну сторону — выходить через одно отверстие, а на другой части в другую сторону — выходить через другое отверстие, а в силу этого обстоятельства средний пьезометрический уклон для части грунтового потока двигающийся в одном направлении по крайней мере для одной из них, конечно, будет больше среднего пьезометрического уклона на всем участке между соседними отводящими воду из дренажа отверстиями.

² Вернее часть его за сжатым сечением. Остается не ясным влияние приливной скорости поверхностного потока. Кроме того, автором, очевидно предполагается предварительный анализ работы сооружения при различных условиях: разные расходы, различные открытия щита и различные уровни перед щитом и пр.

Редакция

В. Пролет сооружения перекрывается несколькими затворами

Если в сооружении имеется несколько затворов, то в том случае, когда одни затворы открыты, а другие закрыты, давление по флютбету в поперечном по отношению к оси сооружения сечении не будет равномерно распределенным и в самом общем случае будет изменяться по какой-то кривой. Последнее обстоятельство, с точки зрения распределения отводящих воду из дренажа отверстий, является очень важным. Действительно, учитывая это обстоятельство, мы должны прийти к заключению, что в рассматриваемом случае одно устройство отводящих отверстий в одном поперечном сечении в зоне минимальных давлений еще не решает поставленную задачу так же удачно, как и в случае А, ибо в рассматриваемом случае (В) при таком устройстве дренажной конструкции и при отсутствии в поперечном сечении равенства ординат давления поверхностного потока на флютбет будет иметься предпосылка к движению поверхностного потока через дренаж в поперечном направлении из одних отверстий в другие.

В зависимости от условий работы сооружения и других соображений, при наличии нескольких затворов может быть принято одно из следующих двух решений:

1. Отводящие отверстия устраиваются в одном поперечном сечении (рис. 2 а) в зоне минимальных давлений, но во избежание возможности движения воды поверхностного потока в дренаже в поперечном направлении: а) сплошной дренаж под флютбетом заменяется отдельными друг от друга, независимо работающими дренажными устройствами (например, полосами дренажа), каждое из которых дренирует полосу флюتبета, расположенную против одного из щитов (число отдельных полос равно числу щитов); в) принимаются соответствующие конструктивные меры (например, удлинение бычков) к тому, чтобы при самых разнообразных комбинациях открытий щитов, давления во всех отводящих отверстиях, расположенных против одного (любого и каждого) из затворов были бы по своей величине близки друг к другу. (Нетрудно видеть, что этими двумя мероприятиями сооружение с „п“ затворами, с точки зрения работы отводящих отверстий, фактически разбиваются на „п“ сооружений с одним затвором.)

Кроме того, желательно также принять конструктивные меры, обеспечивающие доступ струе, вышедшей из-под одного из затворов на полосу флюتبета, расположенную против другого затвора лишь в том случае, когда она из бурного состояния перейдет в спокойное, чего тоже можно достигнуть соответствующим удлинением бычков. Последнее мероприятие желательно потому, что благодаря ему удастся до минимума разность между, извешенностью флюتبета давлением грунтового потока и пригрузкой флюتبета давлением

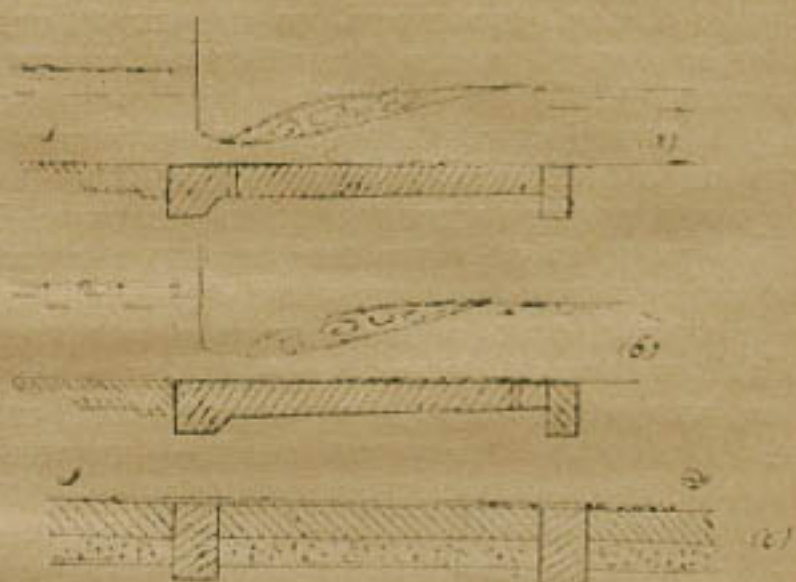


Рис. 2

поверхностного потока, в чем можно убедиться из следующих соображений: давления по флютбету в спокойном потоке равны глубинам последнего (рис. 1-в и 1-с) и так как эти глубины в спокойном потоке при горизонтальном флютбете меняются незначительно, то, при указанном конструктивном мероприятии, при любой комбинации открытий затворов, давления по флютбету над отводящими воду из дренажа отверстиями против закрытых затворов будут примерно те же, что и по всей полосе флютбета, расположенной против закрытых затворов, давления же по флютбету над отводящими воду из дренажа отверстиями против открытых затворов будут близки к минимальным по соответствующей полосе флютбета.¹ Величина давления над отводящими отверстиями определяет взвешивающее давление грунтового потока на флютбет, величина же давления поверхностного потока на флютбет определяет величину пригрузки этого последнего.

Надо отметить, что при скальных основаниях (глина, лесс, суглинки и т. д.) стоимость конструкций, отделяющих дренажное устройство одной полосы флютбета от дренажного устройства соседней с ней полосы, если только неравномерность в давлениях по флютбету в поперечном направлении не будет незначительной, окажется дорогой, так как длина подземного контура такого рода конструкции должна удовлетворять условию Бляя.

Принимая во внимание сказанное выше, приходим к заключению, что рассматриваемое решение будет вполне удачным для флютбетов на скальном основании, если только пролеты между каждой парой соседних бычков перекрываются одним затвором и длина бычков такова, что энергия струи в значительной степени гасится между бычками (разность между напорами — давлениями, по флютбету в сечении, совпадающем с концом бычков, и в сечении, где струя уже успокоена, порядка $0,15H$ напора на сооружении или меньше.)

Что же касается сооружений на скальных основаниях, то когда водобойная часть последних (как, например, в регуляторах) разделяется на несколько самостоятельных частей, при чем расстояние между дренажами этих последних достаточно с точки зрения фильтрации из одного дренажного устройства в другое, рассматриваемое решение будет удачным для тех из этих самостоятельных частей, пролет которых перекрывается всего лишь одним затвором.²

2. Отводящие отверстия устраиваются в одном поперечном сечении в конце вальца (рис. 2-б).

Положительной стороной такого расположения отводящих воду из дренажа отверстий является то обстоятельство, что здесь напоры (давления) воды поверхностного потока над отводящими отверстиями против открытых затворов будут по величине близки к таковым

¹ Так как положение сечения с минимальным давлением по флютбету несколько изменяется от величины открытия шлюза и степени затопления прыжка, то не всегда давления по флютбету достигают минимума точно в том сечении, где расположены отводящие отверстия.

² Надо сказать, что в сооружениях с несколькими затворами заход воды поверхностного потока в дренаж, повидимому, вообще говоря, не может быть абсолютно полностью исключен, ибо в таких сооружениях по крайней мере при некоторых комбинациях работы затворов, повидимому не исключена возможность поступления воды из нижнего бьефа в одно дренажное устройство и выклинивание ее после того, как она пройдет через грунт основания, через другое дренажное устройство, в котором напор будет меньше, чем в первом, в нижний бьеф. Однако при скальных и скальных, по водоупорным грунтам (глина и т. д.), при которых обычно и делается дренирование флютбета, расход движущегося таким путем потока незначителен, а стало быть, незначительны и возможности засорения дренажа.

над отводящими отверстиями против закрытых затворов, ибо отводящие отверстия устраиваются в зоне спокойного течения.

Отрицательной стороной устройства отводящих воду из дренажа отверстий в конце вальца является то, что напоры (давления) в этом сечении достигают для зоны вальца максимальной величины. В силу последнего обстоятельства, при таком расположении отводящих воду из дренажа отверстий, при неполнотью открытых затворах, взвешивающее давление грунтового потока на флютбет может значительно превышать пригрузку флюتبета давлением поверхностного потока. Для иллюстрации последнего обстоятельства ниже в таблице 1 приведены значения $(h_2 - h_1)$ в долях H (при $H=1,00$) при $\varphi=1,00$,

где h_1 —сжатая глубина при выходе струи из-под щита;

h_2 —глубина, сопряженная с h_1 ;

H —напор на сооружении (глубина перед щитом);

φ —коэффициент скорости,

подсчитанные по данным, взятым из „Гидравлики открытых русел“ Б. А. Бахметева (табл. XLII)¹.

Там же в таблице 1 приведены значения той же величины $(h_2 - h_1)$ в долях H , подсчитанные автором для $\varphi=0,95$.

Таблица 1

$\frac{h_1}{H}$	$\frac{h_2 - h_1}{H}$ при	
	$\varphi 1,00$	$\varphi 0,95$
0,1	0,452	0,421
0,2	0,506	0,466
0,3	0,480	0,432
0,4	0,400	0,350
0,5	0,280	0,230

Обозначая разность напоров (давлений) по флютбету в начале и в конце прыжка через Δh имеем

$$\Delta h = \mu (h_2 - h_1)$$

где μ —опытный коэффициент.

При начале прыжка в сжатом сечении струи при $h_1=0,2 H$ μ по данным опытов равно 0,7—0,9.

Отсюда получаем, что разность напоров по поверхности флюتبета в отводящем отверстии, устроенном в конце прыжка и в сжатом сечении струи при $\varphi=0,95$ и при $h_1=0,2 H$ для указанных условий затопления равна Δh —от 0,33 H до 0,42 H . Обозначим через h_x —избыточный напор, т. е. разность между напорами грунтового и поверхностного потоков. В месте сечения он должен быть больше $\Delta h=0,33 H$ —0,42 H на величину h_g , где h_g —потери напора в дренаже при

¹ ОГИЗ, 1934.

движении струйки по подземному контуру флютбета от места сжатого сечения до выхода в нижний бьеф через отверстие, т. е. надо, чтобы

$$h_x > \Delta h + h_g$$

Если принять во внимание, что в рационально запроектированном сооружении даже при недренированном флютбете максимум h_x ¹ обычно не превышает (0,40—0,50) H^2 , то приходится прийти к заключению, что рассматриваемое расположение отводящих воду из дренажа отверстий будет вполне удачным лишь для случая, когда степень затопления струи будет относительно большой, ибо лишь при этом условии h_x (а стало быть, и t —расчетная толщина флютбета) для дренированного флютбета получается значительно меньше, чем для недренированного².

Отмечу еще, что если наличие некоторой, хотя и незначительной по своей величине разности давления по флютбету над отводящими воду из дренажа отверстиями (наличие ее даже при рассматриваемом расположении отводящих отверстий полностью не исключено), будет вызывать опасения захода воды поверхностного потока в дренаж, то, аналогично предыдущему случаю, сплошной дренаж может быть заменен отдельными друг от друга независимо работающими полосами дренажа, но при этом, в виду незначительной разности в напорах над отводящими отверстиями в двух соседних дренажных полосах, разрыв между ними, например, может быть осуществлен устройством в месте разрыва зуба (рис. 2-с.)

п. 4 Применение отводящих отверстий специальной конструкции.

Как это следует из предыдущего, при грунтах нескальных, задача отвода грунтового потока из дренажа флютбета сооружения, имеющего несколько затворов и работающего в условиях, близких к предельным в отношении затопления струи (прыжок на сжатом сечении струи), если только водобойная часть последнего (т. е. сооружения) не состоит из нескольких самостоятельных частей, имеющих по одному затвору, не может быть вполне удачно решена лишь одним выбором места расположения отводящих воду из дренажа отверстий.

Здесь, повидимому, решение задачи должно идти по линии конструирования самих отверстий (например, придания им такой конструкции, чтобы они автоматически закрывались при попытке поверхностного потока войти в дренаж). Так как эта задача выходит за пределы рассматриваемого в настоящей статье вопроса (выбор рационального расположения отводящих отверстий), то я на ней не останавливаюсь.

п. 5. Перейдем теперь к рассмотрению опытных данных по переливу через тонкую стенку.

На рис. 3 приведены полученные в опытах эпюры давления по флютбету при переливе через тонкую стенку для трех характерных случаев:

¹ Величина h_x , как известно, обуславливает t —толщину флютбета: по формуле

$$t = \pi \frac{h_x}{\gamma - 1}$$

² При закрытых затворах. При наличии же воды в нижнем бьефе учитывается разность уровня.

³ По мере увеличения затопления струи, как показывают опыты, разность Δh между давлениями по флютбету в конце вальца и минимальным для всей зоны вальца падает.

Редакция

- а) прыжок отогнан;
- в) прыжок нагнан на сжатое сечение струи;
- с) струя затоплена.

Сравнивая, по предыдущему, давление потока на флютбет с весом столба жидкости над рассматриваемой точкой, видим, что:



Рис. 3-а

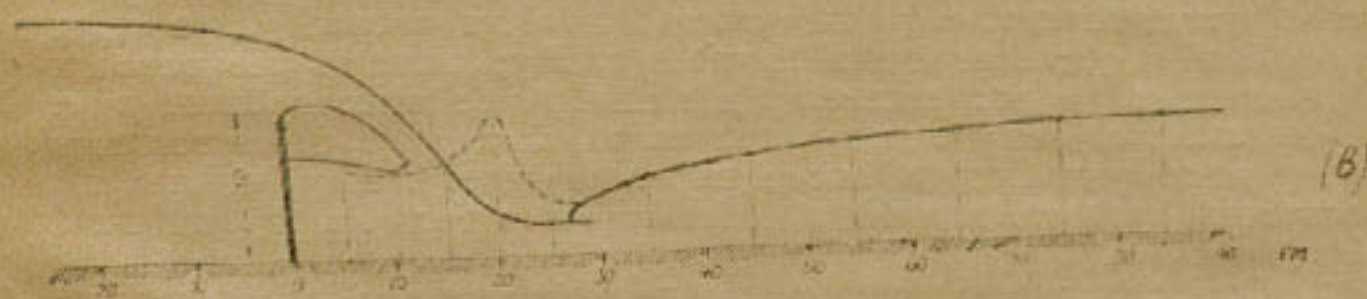


Рис. 3-в

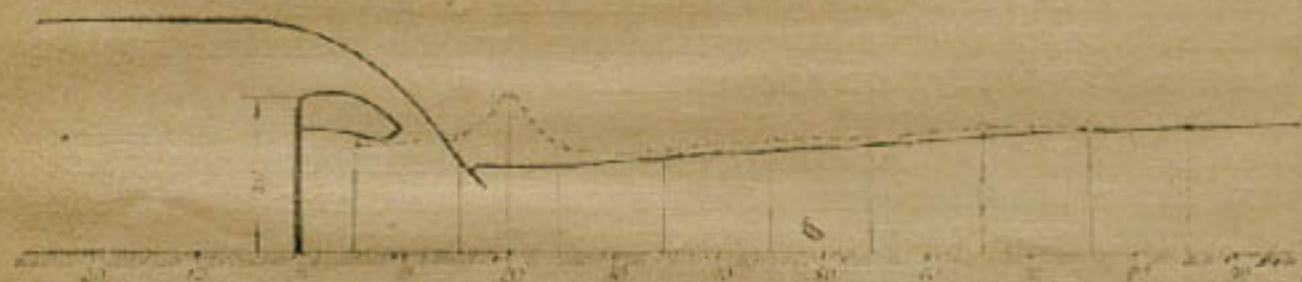


Рис. 3-с

Кривые давления поверхностного потока по флютбету

1. В зоне прыжка и в зонах верхнего и нижнего бьефов, примыкающих к стенке, первое (т. е. давление), как правило, не равно второму (т. е. весу столба жидкости);

2. Вне этих областей (т. е. там, где течение параллельно-струйное) они равны между собой;

3. В зоне верхнего бьефа, примыкающей к стенке, давления оказываются больше веса столба жидкости;

4. Во всех трех приведенных на рис. 3 случаях в нижнем бьефе давление достигает максимума в сечении, расположенном около центра удара струи в флютбет;

5. Давление в этом последнем сечении (п. 4) меньше давления воды в верхнем бьефе;

6. В зоне вальца давления по поверхности флютбета будут больше веса воды, расположенной над соответствующей точкой, при чем в конце вальца разность между этими двумя величинами, постепенно уменьшаясь, становится равной нулю.

7. Как в зоне вальца, так и в зоне между вальцом и стенкой, давление по дну флютбета распределяется по закону кривой.

Нетрудно убедиться, что при обнаруженной опытами картине распределения давлений поверхностного потока по флютбету, сооб-

ражения, высказанные выше относительно распределения отводящих воду из дренажа отверстий в сооружениях (не имеющих водобойных колодцев), в которых расход пропускается только из-под щита, будут также справедливы для сооружений, в которых расход пропускается: 1) только через щит; 2) как из-под щита, так и через щит.

Что касается сооружений с водобойными колодцами, то при наличии донного режима струи в последних, в картине распределения давления поверхностного потока по флутбету в нижнем бьефе не будет чего-либо принципиально нового. Это очевидно для случая вертикальной или круто наклонной стенки падения колодца и становится ясным и для случая стенки падения практического (гуськового) профиля, если принять во внимание, что, как показывают опыты с водосливными плотинами такого профиля, по низовому закруглению этих последних, давления оказываются больше веса столба жидкости, т. е. то же, что наблюдается в зоне удара струи по флутбет после перелива ее через стенку; ожидать же разницы (качественной) в распределении давления ниже этих сечений (т. е. ниже низового закругления водосливной плотины и соответственно ниже места удара струи после перелива через стенку,) у нас нет основания (сравни, например, соответственно рис. 1-а и 3-а, 1-в и 3-в, 1-с и 3-с).

Отсюда следует, что сказанное относительно распределения отводящих воду из дренажа отверстий в сооружениях без водобойных колодцев относится, в силу указанных выше соображений, и к сооружениям с водобойными колодцами при донном режиме струи в последних (при поверхностном вальце).

В заключение отмечу, что в случае дренирования рисбермы, расположение отводящих отверстий по ее поверхности, при достаточной длине водобоя, может быть произвольным, так как течение по рисберме будет спокойным и, стало быть, напор по поверхности рисбермы будет в достаточной мере постоянным (предполагается, что перед и на рисберме не имеется никаких конструкций, которые могут внести значительные изменения в распределении напоров по поверхности рисбермы).

Москва

Принципы установления потребных типов гидротехнических мелиораций по основным характеристикам почво-грунтов

Территории существующих ирригационных систем в Средней Азии, расположенные по преимуществу нижней и средней части речных долин и, в меньшей степени, в верхней части, в отношении своего водного режима характерны следующими моментами:

1. Появление на орошаемой площади вод поверхностного стока с вышележащих площадей водосбора в результате таяния снегов, прохождения ливней и паводков.

2. Поступление на орошаемую площадь поливных вод с увеличенными нормами и дополнительных вод за счет несовершенства ирригационных систем, влекущего потери воды в каналах и сети, и не вполне удовлетворительной практики водопользования, создающей избыток воды на полях и в каналах, а также благодаря местным эксплуатационным причинам (регулирующие работы, промывка осадочных бассейнов и каналов и связанное с этим избыточное поступление воды в каналы и на поля и т. д.).

3. Поступление на орошаемую площадь значительных количеств воды в целях промывки засоленных почв.

Все указанные моменты, как каждый в отдельности, так и в сумме, влекут за собой подъем грунтовых вод на данной территории, а вместе с ними и подъем вредных для растений солей, избыточное насыщение почв водой и периодическое появление заболаченности, что, как известно, приводит к ухудшению свойств почвы, уменьшению урожайности полей и даже выпадению целых земельных массивов из сельскохозяйственного оборота.

Практикуемые как у нас, так и за границей, способы борьбы с засолением и заболачиванием земель в виде типичных гидротехнических приемов, в основном, могут быть сведены к следующим:

1. Горизонтальный дренаж открытый и закрытый.
2. Вертикальный дренаж (заграничная практика).
3. Реконструкция существующих ирригационных систем, главным образом, в части водозабора, регулирования водопользования и переустройства сети, направленная к обеспечению проведения жестких оптимальных норм полива.
4. Мероприятия по уменьшению фильтрации каналов.
5. Устройство или улучшение сбросной сети.
6. Специальные виды гидротехнических мелиораций: обвалова-

ние, регулирование водоприемников, кольматаж, механический водоподъем, понижение уровня естественных водосмои.

Все эти способы, отличаясь каждый своей разновидностью и особенностью, находят свое, наиболее эффективное практическое применение и возможность осуществления при соответствующих специфических, естественных и хозяйственных условиях данного района или территории. Очевидно, что эти естественные условия при том или ином сочетании могут обуславливать большую или меньшую целесообразность технического применения и осуществимости данного вида гидротехнических мелиораций и их технической возможности вообще. Поэтому является необходимым охарактеризовать разности естественных условий, для которых допустимы по техническим условиям те или иные виды мероприятий.

Так как сущность гидротехнических методов мелиорации заключается в регулировании водного режима почв данной территории, то к основным естественным условиям, подлежащим характеристике, — надо отнести:

1. Почвенную характеристику.
2. Гидрогеологию мелиорируемой территории и вышележащих питающих зон;
3. Рельеф местности и условия поверхностного и внутреннего стока, а также прочие косвенные характеристики (состояние ирригации, влияние климатических факторов и проч.).

Характер и степень выраженности указанных факторов, определяя состояние и причины заболоченности или засоления данной территории, должны также обуславливать техническую целесообразность и применимость того или иного вида гидротехнических мелиораций или нескольких, с выделением преобладающего.

Требования регулирования водного и солевого режима почв данной территории могут быть оформлены в следующие основные гидротехнические приемы:

1. Промывка засоленных почв

Промывки почв делаются без дренажа или с дренажем, причем в последнем случае необходимо рассматривать дренаж для отвода, главным образом, грунтовых вод и реже для отвода поверхностных вод при промывке трудно проницаемых солончаков.

В первом случае промывка почв без дренажа может быть достаточно эффективной, если: грунтовые воды залегают достаточно глубоко, т. е. ниже 3—5 м, или если водоносный горизонт представляет мощный слой грунта, отличающийся хорошей водопроницаемостью и способностью отвода всех просачивающихся вод и грунтовые воды имеют обеспеченный отток.

Промывки почвы с дренажем для отвода, главным образом, грунтовых вод должны применяться в тех случаях, когда:

1. Грунтовые воды залегают в пределах корнеобитаемого слоя и имеют высокую концентрацию солей;
2. Грунтовые воды не имеют обеспеченного стока.
3. Водоносные грунты малопроницаемы.
4. На засоленных почвах при их промывках выделяется из поглощающегося комплекса ион натрия и требуется, во избежание солонцеватости почвы, удаление всего натрия или его перевода в сернонатриевую соль. В последнем случае вместе с промывкой или по окончании ее применяется гипсование почвы или внесение серы.

Промывки почвы с дренажем для отвода по преимуществу поверхностных и, в меньшей степени, грунтовых вод должны применяться в тех случаях, когда поверхностные слои непроницаемы, а соли находятся в массе на поверхности.

Корнеобитаемый слой считается порядка 1,2—1,5 м.

Таким образом, по степени сложности имеются три следующих типа мелиораций по рассолению почв:

1. А - промывка почв без дренажа.
2. Б - промывка почв с отводящей сетью канав (неглубокой до 1,5 м), которую впредь будем называть сбросной;
3. В - промывки почв с глубоким (более 1,5 м), дренажем (открытым, закрытым или комбинированным).

Перечисленные типы мелиораций могут быть применяемы в следующих примерных границах изменчивости отдельных естественных условий изучаемой территории:

1. По механическому составу почво-грунтов

Для всех типов корнеобитаемый слой возможен любого состава с возможным преобладанием отдельных почво-грунтов. Для типа А требуется хорошо водопроницаемый слой грунта, обладающий способностью отвода, оттока всех просачивающихся вод.

Остаиваясь на трехчленной классификации пород проф. Иванова¹, следует считать возможным преобладание для типа А грунтов в виде супесей легких, суглинков и песков, но не исключена возможность промывки и глинистых почв.

Для типа Б необходимо различать корнеобитаемый слой и слой грунта ниже 1,5 м от поверхности земли.

Сосредоточение грунтовых вод в корнеобитаемом слое обуславливает, всего вероятнее, структуру последнего из легких водопроницаемых грунтов в виде супесей легких и тяжелых и до суглинков тяжелых включительно. Слой ниже 1,5 м, долженствующий являться по существу маловодопроницаемым, может иметь преобладающими суглинки средние, тяжелые и до глин включительно.

Тип В в основном обуславливает маловодопроницаемые грунты, что позволяет считать преобладающими грунтами для корнеобитаемого слоя суглинки средние, тяжелые глины; здесь же и ниже 1,5 м возможны суглинки легкие, супеси легкие и тяжелые, переслоенные для общего случая суглинками и глинами.

2. По водопроницаемости

Водопроницаемость для всех типов для корнеобитаемого слоя не имеет решающего значения и может быть любой. Что же касается слоя грунта ниже 1,5 м, то для типа А естественно водопроницаемость должна быть хорошей. Для типа Б водопроницаемость должна быть весьма малой. Тип В обуславливает грунты маловодопроницаемые.

Перечисленные виды водопроницаемости, при наличии опытных данных по определению коэффициентов фильтрации грунтов „К“, возможно примерно охарактеризовать следующими величинами: по данным полевых исследований 1933г., произведенных на Шахрудской системе, получены данные для различных грунтов песков, различных

¹ „Спутник гидрогеолога“ инж. Коротеева, 1934.

супесей и суглишков до глин включительно, вычисленные по формуле Крюгера в метрах в сутки.

Эти обобщенные данные позволяют считать для хорошей в нашем случае водопроницаемости — 0,25—2,50 м/сутки и выше, для средней — порядка 0,04—0,25 м/сутки и для малой 0,04—0,015 м/сутки и ниже. Эти данные могут быть приделкой при наличии опытных коэффициентов фильтрации для отдельных территорий.

3. По содержанию солей в однометровом слое почвогрунтов

Руководствуясь большинством монографии бывшего Среднеазиатского института почвоведения, следует придерживаться имеющейся в Институте, помещаемой ниже таблицы почв, классифицированных по плотному остатку и по содержанию хлора в процентах.

Приводимые проценты плотного остатка и хлора нами относятся в среднем на однометровый слой почвы. Таким образом степень засоления фиксируется таблицей не только количественно (по плотному остатку), но и качественно по хлору:

№	Степень засоления	Плотный остаток в %/о/о	Хлор в %/о/о
1	Почвы незасоленные	До 0,3	Меньше 0,01
2	Слабо засоленные	а) 0,3 б) 0,3—1,0	0,01—0,1 меньше 0,01
3	Почвы средние - засол.	а) 0,3—1,0 б) 1,0—2,0	0,01—0,1 меньше 0,01
4	„ сильно „	а) 0,3—1,0 б) 2—3	больше 0,1 меньше 0,1
5	Солончаки	2—3 и более	больше 0,1

В зависимости от большего или меньшего количества содержания хлора в плотном остатке представляется возможным согласно таблицы уточнить (см. градации а и б) отнесение рассматриваемой почвенной разности к тому или другому типу засоленных почв.

Однако, надо иметь в виду, что указанные степени засоления в процентах для данного рассматриваемого образца почвы представляют некоторое условное среднее значение, так как приведенные показатели, вообще говоря, в природе изменчивы и склонны к довольно резким отклонениям и колебаниям.

Применимость мелиораций типа В мыслима, в основном, на сильно засоленных землях и солончаках при всех прочих неблагоприятных условиях (рельеф, отсутствие оттока грунтовых вод и др.). Тип Б, в основном, потребует на средне-засоленных землях, не исключая применимости его и на сильно-засоленных землях при некоторых благоприятных прочих условиях. Рассуждая аналогично,

возможно допустить применение типа А, в основном, на слабо засоленных и частично на средне засоленных землях.

Таким образом (обобщая эти рассуждения), будем иметь, что начальное содержание солей в однометровом слое при разных мелиоративных типах возможно в следующих размерах:

Мелиоратив. типы	Плотного остатка в %%	Хлора в % %
А	0,3 — 2 (преимущественно ближе к нижнему пределу)	0,01—0, 1 и менее — 0,01
Б	0,3 — 3 (преимущественно ближе к верхнему пределу)	0,01 — 0,1
В	1,3 и более	Менее и более 0,1

4. По глубине залегания грунтовых вод

Как уже указывалось, тип А возможен при глубине грунтовых вод ниже 3-5 м. Тип Б потребуется при глубине грунтовых вод от поверхности и ниже до 1-1,25 м, т. к. уже считается, что с глубины 1,5 м начинаются грунты посредственной водопроницаемости, отвод вод нужен для понижения уровня их до 1,25 м глубины. Тип В потребуется, очевидно, также при глубине грунтовых вод ст поверхности до 1,5 м и меньше, при соответствующих сочетаниях прочих естественных условий (механический состав почво-грунтов, водопроницаемость и проч.).

5. По минерализации грунтовых вод (в граммах на литр)

Для определения степени солености грунтовых вод, учитывая их влияние на засоление почв и возможность использования для нужд сельского хозяйства, употребляют следующие градации:

1. Соленые воды—имеют солей 10 гр. на 1 литр
2. Средне соленые " " от 5 до 10 гр.
3. Слабо соленые " " " 3 — 5 гр.

Применимость мелиораций типа А может быть допустима при слабо соленых водах (аналогично степени засоления почво-грунтов), т. е. при 3-5 гр на литр и менее; тип В применим не только при слабо соленых водах (при отсутствии оттока, более тяжелых грунтах), но и при средне-соленых водах, т. е. при 3—10 грамм на литр.

Тип В не только должен обеспечить отвод соленых вод, но и средне-соленых при соответствующих прочих неблагоприятных условиях, т. е. соленость воды в этом случае может определяться в пределах от 5 до 10 гр на литр и более.

6. По уклону местности

Уклон местности является одним из весьма важных показателей естественных условий данной территории, характеризую степень обеспеченности стока поверхностных вод и косвенно условия оттока грунтовых вод.

Для магистральных водоотводных каналов лучшими пределами уклонов являются 0,0004-0,001. Для боковых проводящих каналов уклоны могут доходить до 0,005. Приемлемыми, с точки зрения незаиляемости труб, уклоны дренажных труб считаются от 0,001 до 0,005 и выше.

Общие наблюдения за горизонтом стояния грунтовых вод и уклоном их показывают, что уклоны последних обычно следуют общему уклону местности, претерпевая иногда некоторые отклонения местного порядка, в зависимости от подпора, или спада потока, т. е. приобретая иногда больший или меньший уклон по сравнению с уклоном местности.

В частности, можно привести пример Шахрудской системы, где средний уклон арыка Шахруда составляет 0,0004—0,0003, наблюдения же за уровнями грунтовых вод определили величину уклона последних, при высоком стоянии в 0,0008—0,0009.

Там, где мыслится проведение промывок без дренажа (тип А), должен быть достаточный уклон местности и условно аналогичный ему уклон грунтовых вод, обеспечивающий отток, при чем отсутствие надлежащих уклонов местности потребует для обеспечения оттока устройства собирательных и водоотводных каналов.

Таким образом, учитывая величины лучших пределов уклонов каналов, указанных выше, представляет возможным рекомендовать тип Б в тех случаях, когда уклоны местности составляют порядка 0,0004—0,005 и выше, допуская применение типа А в общем случае при уклонах местности не менее 0,001 и допуская их снижение при прочих, особо благоприятных условиях.

Так как осуществление типа В возможно в виде открытого и закрытого дренажа, то пределы его применения в зависимости от уклона местности возможно установить согласно предыдущих рассуждений порядка 0,0004—0,005, допуская для дрен уклоны более указанных. Применение открытого и закрытого дренажа при уклонах местности ниже 0,0004 возможно при уклонах, близких к последнему (0,0002—0,0003), но это будет связано с удорожанием дренажа за счет придания канавам или дренам искусственных уклонов, больших чем естественные.

Неблагоприятные рельефные условия при отсутствии самотечного стока приводят к необходимости отказа от горизонтального дренажа, и в этом случае необходимо рекомендовать вертикальную систему понижения уровня грунтовых вод при помощи откачки воды из колодцев так называемого калифорнийского типа.

Вертикальный дренаж позволяет достичь значительно большего понижения грунтовых вод, чем при горизонтальном дренаже, однако требует затраты известного количества энергии на подъем и откачку воды.

Несмотря на кажущиеся преимущества вертикального дренажа перед горизонтальным, он, вследствие сравнительной дороговизны устройства, требующего серьезных предварительных разведок и исследований, пока что у нас находится в стадии опытного изучения и применения (Голодная степь, Араздаян).

Это обстоятельство ставит естественные препятствия к установлению в настоящий момент районов его практического применения. Одно можно предполагать, что при соответствующем развитии техники и возможности получения и использования дешевой энергии, вертикальный дренаж окажется несомненным конкурентом горизонтального дренажа.

7. По характеру питания грунтовых вод

Характер питания грунтовых вод имеет большое значение и влияние на засоление и заболачивание земель. В условиях засоления земель питание грунтовых вод может идти как за счет поверхностных, так и за счет грунтового питания со стороны и в общем случае носит смешанный характер. Очевидно, что при поверхностном местном питании грунтовых вод могут оказаться достаточными устранение притока или поверхностные сбросы и отвод воды за пределы мелиорируемой территории. Промывки будут наиболее эффективны при отсутствии внутреннего притока со стороны и при наличии последнего потребуется дренаж иногда перехватывающего типа.

8. По оттоку грунтовых вод

Условия оттока грунтовых вод, помимо наличия хорошей дренажной способности почво-грунтов, обуславливаются также наличием водоема для стока вод и благоприятным рельефом местности.

Соответственно последнему условию отток грунтовых вод типа А должен быть обеспеченным и для типа В неудовлетворительным. Тип В может осуществляться при средней выраженности оттока.

Так как скорость движения грунтовой воды при обычных уклонах в 0,001—0,007 составляет:

1. В грубозернистых песках и галечниках—1,5-2—3 м/сут.
2. „ мелкозернистых песках и супесях . . . 0,5—1 м/сут.
3. „ суглинках, лессе 0,1—0,3 „

(„Полевые исследования водоотдачи грунтов" — Архангельский, Замарин, Решеткин—1932 г), то для типа А характеристика оттока грунтовых вод может считаться порядка 0,1-1 м/сутки, для типа В—0,1-0,3 м/сутки, для типа В она может считаться мало уловимой.

II. Отвод поверхностных и почвенно-грунтовых вод

Отвод поверхностных вод в целях удаления их с данной территории или отвод почвенно-грунтовых вод в целях понижения грунтовых вод,—осуществляется обычно путем устройства осушительной системы канав или дрен. Эта система по существу заболоченности данной территории может быть представлена в виде редкой коллекторной сети, смотря по местным условиям, объединенной или необъединенной главным коллектором, выполняя назначение собирателей и транспортирующих воду каналов; или же эта система, помимо коллекторов, обладает вспомогательными собирательными канавами, впадающими в отдельные коллектора, и составляя с ними частую осушительную сеть.

Требование регулирования почвенно-грунтовых вод обуславливает в последнем случае необходимость заглубления собирателей и коллекторов.

Оба указанных приема отвода вод принимаются тогда, когда причина заболачивания данной территории не может быть устроена человеком другими способами (влияние паводков, выклинивание грунтовых вод и проч.), или она может быть лишь косвенно ослаблена дополнительными гидротехническими мероприятиями (регулирование водоприемника, обвалование и проч.).

Однако в условиях существующих ирригационных систем Средней Азии может быть, что одной из главных причин, вызывающих местное заболачивание и подъем грунтовых вод, является избыточное поступление воды из системы. Последнее обычно является результатом неблагоустроенности систем (неурегулированный водозабор, отсутствие регулирующих сооружений на сети и проч.), что приводит к ненужным избыточным поливам и сбросам воды, вызывая избыточное водопользование.

Урегулирование водопользования путем создания условий подачи жестких норм полива и явится одной из основных мер по прекращению заболачивания местности и подъема грунтовых вод.

Таким образом, в зависимости от причин и степени заболачивания, следует различать следующие типы мелиораций по разболачиванию территорий:

1. Г - урегулирование водопользования;
2. Д - система коллекторов;
3. Е - развитая система коллекторов с сетью собирателей.

Мероприятия, имеющие узко-локальное значение, как-то: регулирование водоприемников, обвалование, кольматаж, механический водоподъем, понижение уровня естественных водоемов — не выделяются в отдельные самостоятельные группы, как не могущие иметь, в силу естественных условий Средней Азии, широкого применения. Характер и размеры потребности в них могут быть определены специальными исследованиями.

Перечисленные типы мелиораций могут быть применяемы в следующих примерных границах изменчивости отдельных естественных условий:

1. По механическому составу почво-грунтов

Несомненно, что наличие хорошо водопроницаемых грунтов в общем случае не привело бы к явлению заболачивания. Это явление мыслимо при грунтах слабо дренирующих, или почти водонепроницаемых.

Очевидно, что для типов Д и Е ниже 1, 5 метра грунты будут представлены разными суглинками и глинами, возможно переслоенными разными супесями, при чем для типа Д глины, как редкое исключение, и возможно наличие песков. Корнеобитаемый слой в основном возможен с преобладанием различных суглинков с возможными прослоями супесей. Наличие прослоев супесей и песков будет более обуславливать необходимость типа Д.

Более лучшие, чем выше, условия водопроницаемости корнеобитаемого слоя при проведении урегулирования водопользования могут предохранить данную территорию от повторения заболачивания. Следовательно, для типа Г - грунты могут быть приняты, примерно, сходственными с типом Б.

2. По водопроницаемости

Почво-грунты заболоченных территорий обладают, как правило, весьма небольшой проницаемостью. Однако для корнеобитаемого слоя водопроницаемость для всех типов может быть любой. Иное положение будет для грунта ниже 1,5 м, так как для типа Г она должна быть в общем случае удовлетворительной. Тип Д должен обуславливать хорошую водопроницаемость грунтов ниже 1,5 м. Тип Е, являясь развитой системой коллекторов с сетью собирателей, определяет наличие грунтов с малой водопроницаемостью.

3. По глубине залегания грунтовых вод

Глубина грунтовых вод определяется преимущественно по наимысшему горизонту — в весенний или летний период. Обычно различают сильно, средне и слабо заболоченные земли. Для указанных категорий заболоченных земель градации глубин стояния воды устанавливаются следующие:

1. Для сильно заболоченных — вода на поверхности или до 0,25 м
2. Для средне-заболоченных — вода на глубине от 0,25 до 1 м
3. Для слабо-заболоченных — вода от 1 м до 1,5 м

Одним из основных различий между типами Г, Д и Е в отношении их целесообразной применимости является глубина стояния воды; типу Г будут свойственны земли слабо заболоченные, ибо большая степень заболоченности будет требовать других, более активных методов борьбы; поэтому типу Д будут соответствовать земли средне-заболоченные, типу же Е — земли сильно заболоченные.

Примерно могут быть приняты следующие глубины залегания грунтовых вод: для типа Г от 0 до 1,5 м, для типа Д от 0 до 1 м и для типа Е от 0 до 0,50 м.

4. По уклону местности

Руководствуясь сказанным в разделе о мелиоративных типах мероприятий по рассолению земель, следует считать для типа Е уклон местности от 0,0004 — 0,005 и выше, допуская для дренажных труб и более высокие уклоны; для типа Д от 0,0004 до 0,001; для типа Г — эта характеристика не имеет особого значения.

5. По характеру питания грунтовых вод

Для типа Г основным источником питания грунтовых вод являются поверхностные воды, главным образом, сбросные, а также фильтрации преувеличенных поливных норм на полях за счет потерь в ирригационной сети.

Для типа Д, в основном, источником питания грунтовых вод также могут служить поверхностные воды (влияние паводков, атмосферные осадки, стекающие с вышележащей территории, выклинивающиеся в обильном количестве грунтовые воды и проч.).

Приток грунтовой воды в рассматриваемой зоне слабый или его нет вовсе.

Для типа Е основным источником питания является обильный приток грунтовой воды, каковая и является главной причиной заболачивания.

Таб
характеристик естественных условий

Типы мелиораций. Естественные условия	А	Б
1. Механический состав почво-грунтов		
а) Корнеобитаемый слой любого состава с возможным преобладанием следующих почво-грунтов:	Супеси, легкие пески	Суглинки легкие, супеси тяжелые и легкие
б) ниже 1,5 м.	" " "	Суглинки тяжелые, средние и глины
Водопроницаемость		
а) Для корнеобитаемого слоя любая	—	—
б) Ниже 1,5 м.	Хорошая	Малая
(„К“ — коэффициент фильтрации по данным полевых исследований Шахруда 33 г., вычислен по формуле Крюгера в м/сутки)	(0,25—2,50)	(0,04—0,015)
3. Содержание солей в однометровом слое:		
а) плотный остаток	0,3—2% (преимущественно ближе к ниж. пределу)	0,3—3% (преимущественно ближе к верхнему пределу)
б) хлор	0,01—0,1% и менее 0,01	0,01—0,1
4. Глубина залегания грунтовых вод .	Ниже 1,5 м.	0,25—1,25 м
5. Минерализация грунтовых вод в гр. на литр	От 3 до 5 гр. и менее	3—10 гр. на литр
6. Уклон местности	Не менее 0,001	0,0004—0,005 и выше
7. Характер питания грунтовых вод .	Смешанный	Смешанный
8. Отток грунтовых вод	Обеспеченный 0,3—1 м/сутки	Средний до 0,1—0,3 м/сут.

Лица

по отдельным типам мелиораций

В	Г	Д	Е
Суглинки тяжелые, средние, глины —, —	Супеси легкие и тяжелые, суглинки легкие	Различные суглинки с прослоями супесей	Преобладание различных суглинков.
Суглинки легкие, супеси тяжелые и легкие, переслоен, суглинок. и глинами	—	Разные суглинки, возможно переслоенные разными супесями и песками	Разн. суглинки и глины, возможно переслоенные разными супесями
—	—	—	—
М а л а я (0,04—0,015)	Удовлетворит. (0,04—0,25)	Х о р о ш а я (0,25—2,50)	М а л а я (0,015—0,04 и ниже)
1—3% и более	—	—	—
Менее и более 0,1	—	—	—
0,25—1,5 м и ниже	0—1,5 м	0—1 м	Вода на поверхности до 0,50 м
От 5 до 10 гр. на литр и более	—	—	—
0,0004—0,005 и выше для дрен	—	0,0004—0,001	0,0004—0,005 и выше для дрен
Смешанный	Источник питания—поверхност. воды	Источник питания—поверх. воды. Приток грун. воды слабый или вовсе нет	Приток грунтовой воды обильный
Неудовлетворительный	Удовлетворител.	Удовлетворител.	Неудовлетворительный

6. По оттоку грунтовых вод

Наличие сильной заболоченности, вызывающей применение типа Е, несомненно должно в общем случае сопровождаться неудовлетворительным оттоком грунтовых вод. Для случаев применения типов Г и Д отток грунтовых вод, в основном, должен быть удовлетворительным.

Этим следует считать исчерпанными основные характеристики естественных условий района для выбора типа мелиораций. Побочными характеристиками данной территории должны явиться: агро-мелиоративная характеристика, расположение участка, требующего мелиораций относительно естественного водного источника или суходола и общей территории местности, характер микрорельефа, климатические данные (осадки, испарение, относительная влажность) конструктивно-технические и эксплуатационные данные ирригационной системы, в зоне каковой требуется мелиорация.

Эти побочные характеристики позволяют более точно наметить тот или иной тип мелиорации для данной территории.

Более глубокая детализация характеристики и разыскание дополнительных значений (величины дренажных модулей, коэффициенты стока и т. п.) должна иметь большое практическое значение, но в виду ограниченности опытных исследовательских материалов по изучаемым районам, их не представляется возможным использовать.

Результаты характеристик отдельных типов мелиораций сведены в помещаемую ниже таблицу.

Необходимо помнить, что выделенные типы гидротехнических мелиораций в тех или иных естественных условиях могут быть рекомендованы каждый по себе, не как единственный целесообразный, а как один из преобладающих и более эффективных, но и в возможном сопровождении других типов мелиораций, занимающих при данных естественных условиях подсобное значение.

Все вышеизложенное позволяет прийти к следующей классификации типов гидротехнических мелиораций:

Цель мелиораций	Прием мелиораций	Т и п ы мелиораций	Условный индекс
Борьба с засолением почво-грунтов	Промывки почво-грунтов	Промывки без дренажа	А
		Промывки сбросной сетью канав	Б
Борьба с засолением	Отвод поверхностных и почвенно-грунтовых вод	Промывки с глубоким дренажем	В
		Урегулирование водопользования	Г
		Устройство системы коллекторов	Д
		Устройство развитой системы коллекторов с сетью собирателей	Е

В виду первого опыта подобной работы, имеющей значение для проектировщиков, весьма небезынтересно указать на одновременно написанную статью проф. Л. П. Розова (Москва) „Первичная схема мелиоративной номенклатуры почв зон орошения“, помещенную в журнале „Почвоведение“ № 3, 1935 г. Эта статья дает попытки намечения первичной схемы мелиоративной оценки почв лишь по следующим показателям: по степени засоления, солонцеватости и характеру грунтовых вод.

Степень засоления верхнего метра почвы дана для 3 групп почв: 1) не засоленных, 2) слабо засоленных и 3) сильно засоленных. или солончаков — соответственно:

1) менее 0,2%, 2) 0,2 — 0,5% и 3) более 0,5%.

Указания на степень вредности солей отсутствуют.

Характер грунтового потока дан в следующих 2 показателях: 1) поток и 2) слабый поток или застой.

Глубина грунтовой воды фиксируется 2 показателями — есть, нет.

Кроме того, в схеме приводится желаемый ирригационный режим во время вегетации для отдельных оросительных зон, установленных указанными выше признаками — показателями, и даны в общем виде специальные мероприятия по предупреждению и борьбе с заболачиванием и засолением.

Преобладающие виды мероприятий для каждой зоны в схеме четко не выделены.

Также обращает на себя внимание отсутствие в схеме следующих характеристик естественных условий: механического состава почво-грунтов, возможных величин коэффициентов фильтрации, минерализации грунтовых вод и уклона местности, каковые характеристики поддаются для наших условий достаточной количественной оценке.



Ответственный редактор ~~Н. П. Корсаков~~

Члены редакционной коллегии: проф. Н. А. Янишевский, Л. Н. Аскоценский, Г. И. Антокольский, Г. Н. Виноградов, М. С. Вязю, Л. Н. Исаса, Миронов.

Содержание

	Стр.
1. П. Е. Простакон, проф. — Изменение солонцеватости почв под влиянием орошения	3
2. Е. А. Замарин, проф. — Фильтрация через земляные плотины	18
3. М. С. В ы з г о — Целевые водосливы на атбашинских каналах	39
4. А. В. Т р о н и к и й — Расчет целевых водосливов	43
5. Я. Т. К о в а л е в — О сопряжении струи при внезапном расширении открытого русла	57
6. Н. К. Г и р и н с к и й — Отвод грунтового потока дренированных флютбетов	67
7. Г. Н. В и н о г р а д о в — Принципы установления потребных типов гидротехнических мелиораций по основным характеристикам почво-грунтов	77