Ю.М.КОСИЧЕНКО

КАНАЛЫ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА РОССИИ

Новочеркасск – 2004

Ю.М. КОСИЧЕНКО

КАНАЛЫ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА РОССИИ

(учебное пособие)

Новочеркасск - 2004

УДК 626.82

Рецензенты: Зав. кафедрой гидравлики МГУП, докт. техн. наук, профессор, заслуженный деятель науки и техники РФ Д.В. Штеренлихт;
Зав. кафедрой мелиорации и охраны вод НГМА, директор Северо – Кавказского филиала РосНИИВХ, докт. техн. наук, профессор А.Е. Косолапов.

Косиченко Ю.М. Каналы переброски стока России. – Новочеркасск: НГМА, 2004.- 470 с.

Обобщен опыт применения каналов переброски стока комплексного назначения и каналов отраслевого назначения: оросительных, судоходных, рыбоходных, водопроводных, энергетических. Рассматривается более 100 существующих каналов, а также проекты наиболее крупных каналов переброски стока. Изложены основные проблемы и различные подходы к решению.

Для специалистов водохозяйственных организаций и научных работников, а также студентов специальностей 320600 и 320500,

ISBN

ВВЕДЕНИЕ

Для решения водохозяйственных проблем во всем мире используется межбассейновое перераспределение стока с помощью крупных каналов переброски стока, служащих для передачи свободных водных ресурсов в наиболее напряженные по водообеспечению регионы.

Так, например, в Канаде объем перебрасываемого речного стока оценивается в 140 км^3/год. Большие работы по переброске стока были выполнены в США, Мексике, Китае, Индии, Пакистане, Ираке и других странах.

Грандиозные работы по переброске речного стока с юга на север запланированы в Китае (Шкура, 2003). К 2030 г по проекту предполагается переброска вод по , так называемым, «трем лучам» - восточному, среднему и западному, в объеме более 850 км^3 ежегодно. Только из р.Янцзы для переброски на север будет отбираться более 250 км^3/год, что по объему составит сток, равный «второй Хуанхэ». Длина тракта переброски стока около 4 тыс. км.

Одним из крупнейших осуществляемых сейчас проектов переброски стока в Индии является система канала Раджастан (Маслов и др., том I , 2002). По каналам такой системы из рек бассейна Инда будет перебрасываться 9,9 км^3 в год. Строительство системы позволит оросить 1,2 млн. га пустынных земель.

В России и странах ближнего зарубежья общая величина перебрасываемых вод составляет более 110 км^3/год (Авакян, Широков, 1994; Шабанов и др., 1994). Только крупных каналов с расходом воды более 100 м^3/с насчитывается около 60 (Алтунин, Желобаев и др., 1986). Они подают в зависимости от водности года от 75 до 95 км^3/год. Их суммарная пропускная способность составляет 7,5 тыс. м^3/с. Такими каналами осуществляется транспортировка воды из рек Днепр, Волга, Дон, Кубань, Амударья, Сыдарья, Кура и других на значительные расстояния за пределы их водосбросных бассейнов .

В России действует 34 крупных системы межбассейнового перераспределения стока, которые перебрасывают 15 км^3/год и имеют протяженность около 3 тыс. км (Черняев, 1993). Кроме того создано 11 систем внутрибассейнового перераспределения стока. Они включают такие крупные каналы переброски стока, как Большой Ставропольский, Донской, Невинномысский, Терско – Кумский, им. Москвы, Беломорско – Балтийский, Волго – Донской, Кулундинский и другие. Многие из них используются комплексно для целей водоснабжения, орошения, обводнения, энергетики, судоходства, рыбного хозяйства, повышения водообеспеченности деградирующих рек и водоемов. Немаловажное значение они имеют и как объекты рекреации.

Наибольшее распространение каналы переброски получили на юге страны, где их использование предопределяется недостаточностью водных ресурсов в отдельных районах, наметившимся дефицитом воды в бассейнах

ряда основных рек – Дона, Кубани, Терека, Кумы и необходимостью решения достаточно острых экологических проблем.

Южный регион характеризуется чрезвычайно малыми значениями среднего удельного годового стока с площади водосбора. В настоящее время объемы безвозвратного водопотребления в Поволжском и Северо – Кавказском районах достигают 40 – 60 % от общих водных ресурсов в средний по водности год и 50 – 90 % - в острозасушливый (Черняев, 1993).

В предлагаемой книге сделана попытка обобщить опыт применения каналов переброски стока России как комплексного, так и отраслевого назначения. Общая протяженность каналов переброски вместе с магистральными каналами ирригационного назначения составляет 5500 км. Кроме крупных каналов переброски стока комплексного назначения приводится также описание оросительных, судоходных, рыбоходных, водопроводных и энергетических каналов.

Ряд крупнейших каналов вместе с другими водными объектами и гидротехническими сооружениями образуют крупные водохозяйственные системы, призванные обеспечить рациональное использование водных ресурсов, улучшить условия проживания и водообеспечения населения на большой территории.

Именно такой подход является наиболее целесообразным, когда каналы переброски стока должны рассматриваться не как самостоятельные водные объекты, а как составные элементы управляемой водохозяйственной системы, включающей реки, водохранилища, озера и специальные сооружения – плотины, шлюзы, насосные станции, водозаборы. Поэтому каналы, по – существу, являются элементами своеобразной природно – технической системы, режим эксплуатации которых должен устанавливаться в зависимости от условий функционирования всей системы в целом.

Наряду с крупными каналами для переброски стока используются также средние и малые каналы, предназначенные для улучшения водообеспеченности территории и подпитки маловодных рек. Примерами таких каналов на юге страны могут служить: Эристовский, Баксан – Малка, Малка – Кура и другие.

Всего рассматривается более 100 существующих каналов с расходами более 10 $м^3/с$ в различных районах страны. Помимо этого приводятся также неосуществленные проекты наиболее крупных каналов переброски стока (Волга – Дон – II, Волга – Чограй, Ростовско – Краснодарский, Волга – Урал, Багаевский, Северо – Ставропольский, Сибирь – Средняя Азия).

Особое внимание уделяется гидравлическим расчетам каналов переброски стока как в земляных, так и в бетонных руслах, расчетам фильтрационных потерь и водного баланса. Впервые рассматриваются вопросы трансформации каналов в естественные русла, их рекультивации. Рассматриваются проблемы эксплуатации каналов переброски стока: деформация и зарастание русел, потери на фильтрацию, проведение ремонтно - эксплуатационных мероприятий, качество воды и реконструкция каналов.

Таким образом, данная книга представляет собой справочно – учебно – научное издание по каналам России, охватывающее широкий круг вопросов от их проектирования до рекультивации. Она предназначена для специалистов водохозяйственных организаций и научных работников, а также для студентов, специализирующихся в области комплексного использования и охраны водных ресурсов, мелиорации земель и водных объектов (для специальностей 320600 и 320500).

Автор выражает большую благодарность ректору НГМА проф. В.Н. Шкура за поддержку в работе над книгой, просмотр и ценные замечания по ее содержанию, а также рецензентам проф. Д.В. Штеренлихту и проф. А.Е. Косолапову.

При подготовке книги автор получил необходимые данные по каналам в различных регионах России, за что выражает признательность А.Г. Алимову (г.Волгоград), Г.Л. Лобанову (г. Новочеркасск), В.Д.Кулигину (г.Красноярск), А.А. Кондратенко (г.Ставрополь), Е.В. Кузнецову (г.Краснодар), К.Н. Анахаеву и К.А. Гегиеву (г.Нальчик). Кроме того, автор благодарен сотрудникам кафедры гидравлики и инженерной гидрологии НГМА и особенно Я.В. Сыромятниковой за помощь в оформлении рукописи к изданию.

ГЛАВА 1. ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ СИСТЕМЫ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ

1.1. Необходимость применения каналов переброски стока на юге России

Юг России включает территорию всего Северного Кавказа и Нижнего Поволжья. В этот регион входят Ростовская область, Ставропольский и Краснодарский края, республики Северного Кавказа – Дагестан, Кабардино-Балкария, Северная Осетия – Алания, Карачаево-Черкессия, Адыгея, Ингушетия, Калмыкия и Чеченская республика, а также Волгоградская, Астраханская и Саратовские области.

На большей части территории юга России располагаются степные, полупустынные и предгорные зоны с засушливым и очень засушливым климатом и малой обеспеченностью водными ресурсами, а некоторые районы являются практически безводными.

Свободные водные ресурсы в главных реках региона – Волге, Дону, Кубани и Тереке весьма ограничены. В маловодные и в средние по водности годы уже сейчас в бассейнах Дона и Кубани наблюдается значительный дефицит водных ресурсов (Косолапов и др., 1998).

Только в бассейне Нижнего Дона в зависимости от условий водности расчетного года (средний и маловодный) степень обеспечения водными ресурсами изменяется от 83,7 до 61,8 %, а дефицит водных ресурсов может оцениваться от 4,5 до 9,2 км^3/год (таблица 1.1) (Косолапова, 2000).

На 70 % территории региона отмечаются чрезвычайно малые значения модулей стока с водосборной площади в пределах 0,2-1,0 л/с км^2.

Таблица 1.1 – Оценка обеспечения водными ресурсами в бассейне Нижнего Дона, км^3

№ п/п	Показатели	Условия водности года	
		средний	маловодный
1	2	3	4
1	Располагаемые водные ресурсы Цимлянского водохранилища, при развитии ВХК Верхнего Дона:		
	- с увеличением изъятия стока	18,4	12,5
	- без увеличения изъятия стока	18,9	13,2
2	Остаточный сток с Украины по р. Сев. Донец	2,1	1,5
3	Сток, формирующийся на территории Ростовской области	2,1	0,9

Продолжение таблицы 1.1

1	2	3	4
4	Располагаемые водные ресурсы Нижнего Дона:		
	- с увеличением изъятия стока	22,6	14,9
	- без увеличения изъятия стока	23,1	15,6
5	Суммарная заявка на воду ВХК Нижнего дона, включая попуски и потери водохранилищ	27,6	24,1
6	Дефицит водных ресурсов в условиях:		
	- с увеличением изъятия стока	5,0	9,2
	- без увеличения изъятия стока	4,5	8,5
7	Степень обеспечения водными ресурсами заявленной потребности ВХК, %		
	- с увеличением изъятия стока	81,9	61,8
	- без увеличения изъятия стока	83,7	64,7

Большинство малых рек в регионе характеризуются малой водностью, которые в острозасушливые годы пересыхают и поэтому требуют своего постоянного оздоровления. Это отрицательно сказывается на возможности их хозяйственного использования для водоснабжения, орошения и обводнения.

На юге России для устойчивого земледелия в сельском хозяйстве получило большое развитие орошение, имеется ряд острых экологических проблем, связанных с водными ресурсами.

В этих условиях невозможно устойчивое развитие производительных сил и сельского хозяйства без использования водохозяйственных систем, включающих сооружения по регулированию, переброске и распределению стока. При этом для переброски стока могут использоваться как крупные каналы, так и небольшие каналы для оздоровления малых рек.

По данным (Хрусталев Ю.П. и др., 2002) водные ресурсы бассейна р. Дон в естественных условиях в средний по водности год составляют 27,7 км^3/год, в средне маловодный год - 20,4 км^3/год и в маловодный год – 13,7 км^3/год. Расчетное водопотребление в бассейне Нижнего Дона на коммунально-бытовое , промышленное и сельскохозяйственное водоснабжение, орошение и рыбное хозяйство с учетом комплексного попуска из Цимлянского водохранилища, включающего санитарный, воднотранспортный и рыбохозяйственный попуски, в зависимости от обеспеченности составляет для участка Цимлянский гидроузел – ст. Раздорская от 9,7 до 20,5 км^3/год, а на участке ст. Раздорская – устье р. Дон – от 12,6 до 23,4 км^3/год (таблица 1.2) (Россия. Речные бассейны, 1999).

Сопоставление данных по водопотреблению в бассейне Нижнего Дона и поступления водных ресурсов с вышерасположенных участков (таблица 1.2) показывает, что степень использования водных ресурсов здесь очень

Таблица 1.2 – Современный водохозяйственный баланс бассейна Нижнего Дона (ниже Цимлянского водохранилища)

Составляющие водохозяйственного баланса	р. Дон. Цимлянский гидроузел – ст. Раздорская				р. Дон. Ст. Раздорская - устье			
	Показатели ВХБ для разных по обеспеченности стока лет, млн $м^3$/год							
	P=95%	P=75%	Средний по водности при рыбохозяйственном попуске		P=95%	P=75%	Средний по водности при рыбохозяйственном попуске	
			12,2 $км^3$	5,01 $км^3$			12,2 $км^3$	5,01 $км^3$
Приходная часть								
Поступление с вышерасположенного участка	9495	13056	20170	13056	11514	16012	24986	17872
Боковая приточность	1736	2664	4525	4525	939	986	1330	1330
Дотация подземных вод	4,38	4,38	4,38	4,38	10,1	10,1	10,1	10,1
Сработка прудов и водохранилищ	5,43	5,43	5,43	5,43	39,2	39,2	39,2	39,2
Возвратные воды	350,5	379,5	379,5	379,5	2623	2667	2667	2667
Итого по приходной части	11591	16110	25084	177970	15125	19713	29032	21918
Расходная часть								
Комплексный попуск, в том числе								
санитарный попуск	6565	6565	6465	6465	6465	6465	6465	6465
транспортный попуск	6580	7935	6580	6580	6580	7935	6580	6580
рыбохозяйственный попуск	2319	5010	12200	5010	2319	5010	12200	5010
потери из прудов и водохранилищ	2,25	1,61	1,71	1,71	16,7	11,9	11,9	11,9
наполнение прудов и водохранилищ	5,43	5,43	5,43	5,43	39,2	39,2	39,2	39,2
Водопотребление, в том числе:								
коммунально-бытовое водоснабжение	2,51	2,51	2,51	2,51	275	275	275	275
промышленное водоснабжение	3,93	3,96	3,93	3,93	2157	2157	2157	2157
сельскохозяйственное водоснабжение	7,39	14,6	14,6	14,6	19,1	13,1	13,1	13,1
орошение	16,1	20,1	20,1	20,1	130	163	163	163
рыбное хозяйство	40	49,9	49,9	49,9	262	328	328	328
Итого по расходной части	9782	13363	20553	13363	12603	16252	23442	16252
Баланс: Избыток (+), Дефицит (-)	1810	2746	4531	4607	2522	3462	5590	5666
Поступление на нижерасположенный участок	11514	16012	24986	17872	12226	16727	26045	18931

высокая и составляет 0,81-0,83. При сравнении потребления в средний по водности год с наличием водных ресурсов в объеме 27,7 км^3/год в зависимости от величины рыбохозяйственного попуска (5,01 или 12,2 км^3/год) и участка бассейна степень использования составит 0,48 – 0,84.

Таким образом, проведенные расчеты свидетельствуют об очень высокой степени использования водных ресурсов, а, следовательно, и о напряженности водохозяйственного баланса в бассейне Нижнего Дона. Как указывается в работе (Авакян, Широков, 1994), дальнейшее развитие водопотребления в бассейне, возможно, будет покрываться лишь за счет переброски волжской и днепровской воды.

Зарегулирование стока Кубани 14 водохранилищами общим объемом 5,62 км^3 и переброска части стока за пределы бассейна на орошение земель Ставрополья (около 3 км^3/год) привели к значительному преобразованию водного режима реки. Безвозвратное изъятие стока Кубани на современном уровне достигло 8 км^3/год или более 60 % стока в средний по водности год (Россия: Социально-экологические водные проблемы, 1999).

Такое интенсивное использование водных ресурсов в бассейнах Нижнего Дона и Кубани негативно сказывается на экосистеме Азовского моря.

В таблице 1.3 приводятся данные водопотребления в бассейне Азовского моря с 1975 по 2000 гг. (Россия: Социально-экологические водные проблемы, 1999, Косолапов и др., 1998). Так, в 1975 г. в этом бассейне безвозвратно изымалось около 16,0 км^3/год речного стока, а к 2000 г. безвозвратное потребление возросло почти в 2 раза и достигло 29,0 км^3/год, что составляет в сравнении со среднемноголетней нормой стока Дона, Кубани и малых рек Приазовья в объеме 43,0 км^3/год более 60% и ведет к деградации экосистемы бассейна Азовского моря.

Следует отметить, что верхняя граница экологически допустимого безвозвратного изъятия по отношению к экосистеме моря составляет 12-15 % от средне-многолетней величины речного стока (Россия: Социально-экологические водные проблемы, 1999), а по отношению к речной системе – 25-30 %.

Отмеченные обстоятельства также указывают на необходимость переброски стока в бассейн Азовского моря для предотвращения дальнейшей деградации экосистемы.

Резюмируя вышеизложенное, необходимость переброски стока на юге страны обусловлена следующими причинами:

- малой удельной водообеспеченностью речного стока на большей части территории региона;
- высокими темпами роста водопотребления за счет интенсивного развития промышленности, энергетики и сельского хозяйства;
- широким развитием орошения и обводнения на громадных территориях;
- зарегулированием речного стока основных рек региона каскадами водохранилищ;

Таблица 1.3 – Полное (а) и безвозвратное (б) водопотребление в бассейне Азовского моря, км^3/год

Водопотребители	Бассейн реки	1975 г.		1980 г.		1985 г.		2000 г.	
		а	б	а	б	а	б	а	б
Промышленность									
Теплоэнергетика	Дон	7,7	1,1	6,5	1,4	9,7	1,7	17.1	2,9
Коммунальное хозяйство	Кубань	4,3	0,2	6,5	0,3	6,1	0,4	6,8	0,6
Орошаемое земледелие	Дон	5,6	4,3	7,4	6,2	8,4	7,3	11,7	10,7
	Кубань	5,9	4,5	8,3	6,4	9,5	7,6	10,4	9,4
Сельскохозяйственное водоснабжение, обводнение	Дон	0,5	0,2	0,7	0,4	1,4	1,1	1,2	1
	Кубань	0,2	0,1	0,3	0,1	0,4	0,3	0,6	0,5
Испарение	Дон	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,6	2,6
	Кубань	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Шлюзование	Дон	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Рыбное хозяйство	Дон	0,8	0,2	1,2	0,3	1,4	0,3	1,6	0,5
	Кубань	1	0,4	1,7	0,6	2,2	0,8	2,4	0,9
Всего	Дон	17,4	8,6	18,4	9,7	23,7	10,8	34,5	18,1
	Кубань	11,5	5,3	16,9	6,4	18,3	7,1	20,3	8,9
Агролесотехнические мероприятия	Дон	1,5	1,5	1,6	1,6	1,6	1,6	1,7	1,7
	Кубань	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
Всего	Дон	18,9	10,1	20,2	11,3	25,3	12,4	36,2	19,8
	Кубань	11,6	5,4	17	6,5	18,3	7,3	20,5	9,1
Суммарное водопотребление		30,8	15,8	37,5	18,1	44,1	20	57	29,2

Примечание: Размеры водопотребления на период 2000 г. относятся к минимальному варианту развития ирригации в бассейне. Перспективные оценки даны согласно Генсхеме развития региона. Безвозвратные потери воды на ирригацию и испарение приведены для лет 75%-ой обеспеченности

- острой необходимостью подпитки маловодных и пересыхающих рек с целью их оздоровления;
- необходимостью предотвращения дальнейшей деградации уникальных экосистем Азовского моря, каскада Веселовских водохранилищ, оз. Маныч – Гудило и др.;
- возможностью использования переброски стока для борьбы с наводнениями в период прохождения катастрофического паводка по главным рекам региона.

1.2. Водохозяйственные системы юга России

Первые каналы на Северном Кавказе – Эристовский и Куро – Марьинский были построены еще в середине XIX века вручную (Водные ресурсы Ставрополья, 2001). Первоначально их расход составлял 1,0 – 1,5 $м^3$/с, затем в 1922 – 1930 гг они были перестроены и головной расход увеличился до 5,0 $м^3$/с.

Эти каналы предназначены для орошения и поэтому вошли в состав Терско-Кумской обводнительно-оросительной системы (ТКООС), одной из старейших в России. Куро – Марьинский канал одновременно используется для подпитки р. Куры, которая в прошлом была большую часть года без воды.

Первые проекты переброски воды Кубани в р. Егорлык относятся к середине XIX века. И только в 1948 году был построен один из крупных каналов переброски стока на юге страны – Невинномысский, сооружение которого продолжалось 12 лет (Водные ресурсы Ставрополья, 2001. Маслов и др., 2002, 1). С введением канала в эксплуатацию стало возможным орошение засушливых районов Ставрополья, водоснабжение многих населенных пунктов края, в том числе г. Ставрополя, и пополнение водных ресурсов р. Егорлык и переброски стока в бассейн р. Западный Маныч для рассоления Манычских водохранилищ.

В балансовом створе Невинномысского гидроузла расчетный сток среднемаловодного года составляет 4186 млн $м^3$/год. Для безвозвратного использования в зоне Верхней Кубани выделяется лимит стока в объеме 3649 млн $м^3$/год. Остаток расчетного стока 536 млн $м^3$/год резервируется для сохранения санитарной проточности Кубани ниже Невинномыского гидроузла. Санитарный попуск в р. Кубань в этом створе составляет 17 $м^3$/с (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

После создания на р. Егорлык каскада водохранилищ (Новотроицкого, Егорлыкского и Сенгилеевского), которые наполняются за счет подпитки кубанской водой по Невинномысскому каналу, и вводом в строй трех ГЭС и Право – Егорлыкской обводнительно – оросительной системы (ПЕООС) была образована достаточно крупная водохозяйственная система

(рисунок 1.1), позволяющая комплексно использовать водные ресурсы в данном районе на нужды водоснабжения, орошения, энергетики.

Острое безводье и засушливый климат степных районов на юго-востоке Ставрополья вызвал необходимость осуществления другого грандиозного проекта. Вслед за Невинномысским был построен Терско – Кумский канал, который берет начало на р. Терек в районе г. Моздока. Он сбрасывает свои воды в р. Куму, а затем воды Терека, смешиваясь с водами Кумы, переходят в Кумо – Манычский канал, который наполняет Чограйское водохранилище. Только эти два канала и водохранилище позволило обводнить территорию в 2,7 млн га. Их воды используются для обводнения и орошения Ногайской степи, Приманычья и Черных земель. На Куме действует мощное Отказненское водохранилище, которое не только регулирует сток реки, но и надежно обеспечивает водой огромный регион (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Таким образом, на базе Терско – Кумского канала также образована водохозяйственная система, позволяющая осуществлять широкомасштабное обводнение, орошение и пополнение водных запасов одной из наиболее протяженных и маловодных рек Северного Кавказа – Кумы.

Для обводнения и орошения центральных и северо-восточных районов Ставрополья во второй половине XX века построено три очереди Большого Ставропольского канала (БСК) и продолжается строительство четвертой очереди. Начинается канал из р. Кубань, а заканчивается в восточных районах Ставрополья, охватывая долину между рр. Калаус, Маныч и Кумой.

Водохозяйственная система БСК (рис. 1.2) является одной из крупнейших в России, включает магистральный канал, межхозяйственные распределители, 8 регулирующих водохранилищ, в том числе очень крупное Кубанское (Большое) водохранилище площадью зеркала 50,2 км^2 и полным объемом 620 млн м^3, каскад из 4 ГЭС общей мощностью 384 тыс. кВт, групповые водопроводы общей длиной 627 км. Водозабор из р. Кубань в систему БСК после полного ввода будет равняться 1,3 – 1,6 км^3/год. Система используется для орошения 54 тыс. га, обводнения – 700 тыс. га, хозяйственно – питьевого и промышленного водоснабжения гг. Усть – Джегуты, Черкесска, городов – курортов Кавказских Минеральных вод (Кисловодска, Ессентуков, Пятигорска, Железноводска и Минеральных вод), Невинномысской ГРЭС, Буденовского завода пластмасс и для выработки электроэнергии на ГЭС.

Другой крупной водохозяйственной системой на юге страны является водохозяйственный комплекс, созданный на базе крупнейшего Цимлянского водохранилища, включающий Донской магистральный канал (ДМК), Волго – Донской судоходный канал (ВДСК), каскад низконапорных гидроузлов, пруд-охладитель Ростовской АЭС, подводящий канал Новочеркасской ГРЭС (рис. 1.3). ДМК служит для подачи воды на Нижнее – Донскую, Верхнее – Сальскую, Багаевско-Садковскую и Пролетарскую оросительные

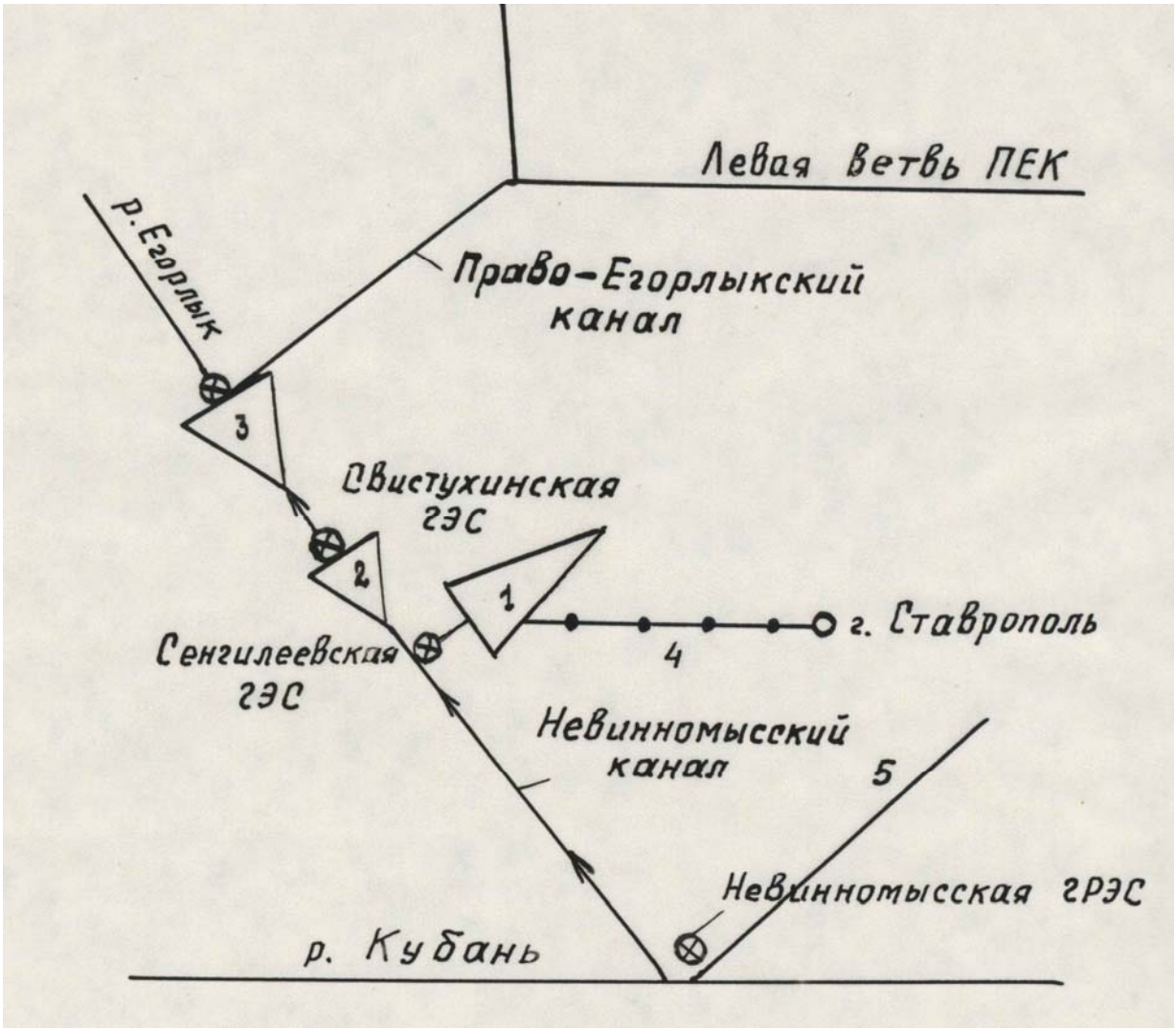


Рисунок 1.1 – Схема водохозяйственной системы переброски стока из Кубани в Егорлык:

1- Сенгилеевское водохранилище; 2-Егорлыкское ;
3-Новотроицкое; 4-водопровод; 5- Барсучковский сброс БСК

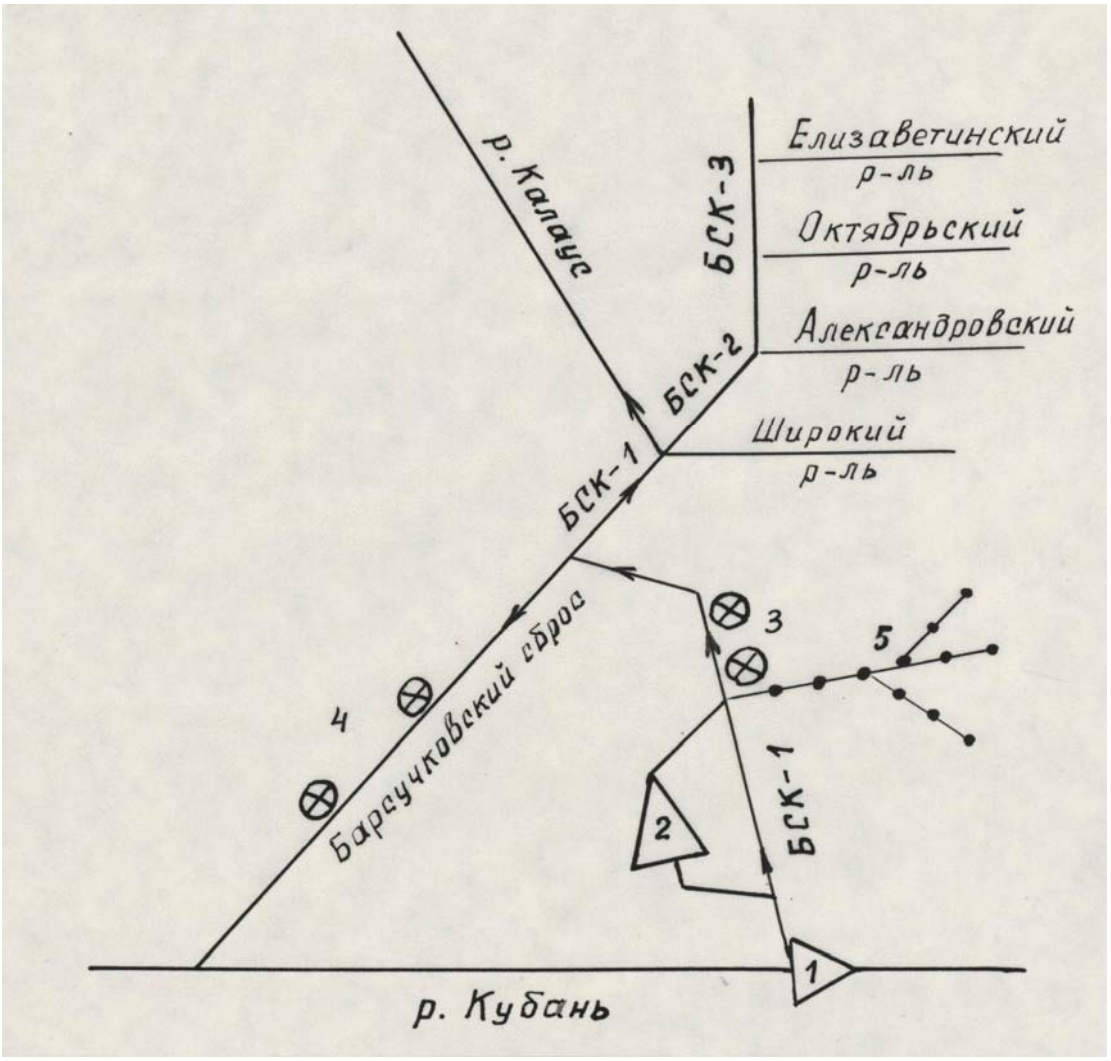


Рисунок 1.2 – Схема водохозяйственной системы переброски стока из Кубани в Калаус:

1-головное водохранилище; 2- Кубанское (Большое) водохранилище; 3-каскад Кубанских ГЭС; 4- каскад Барсучковских ГЭС; 5- водопровод Кавказских Минеральных вод.

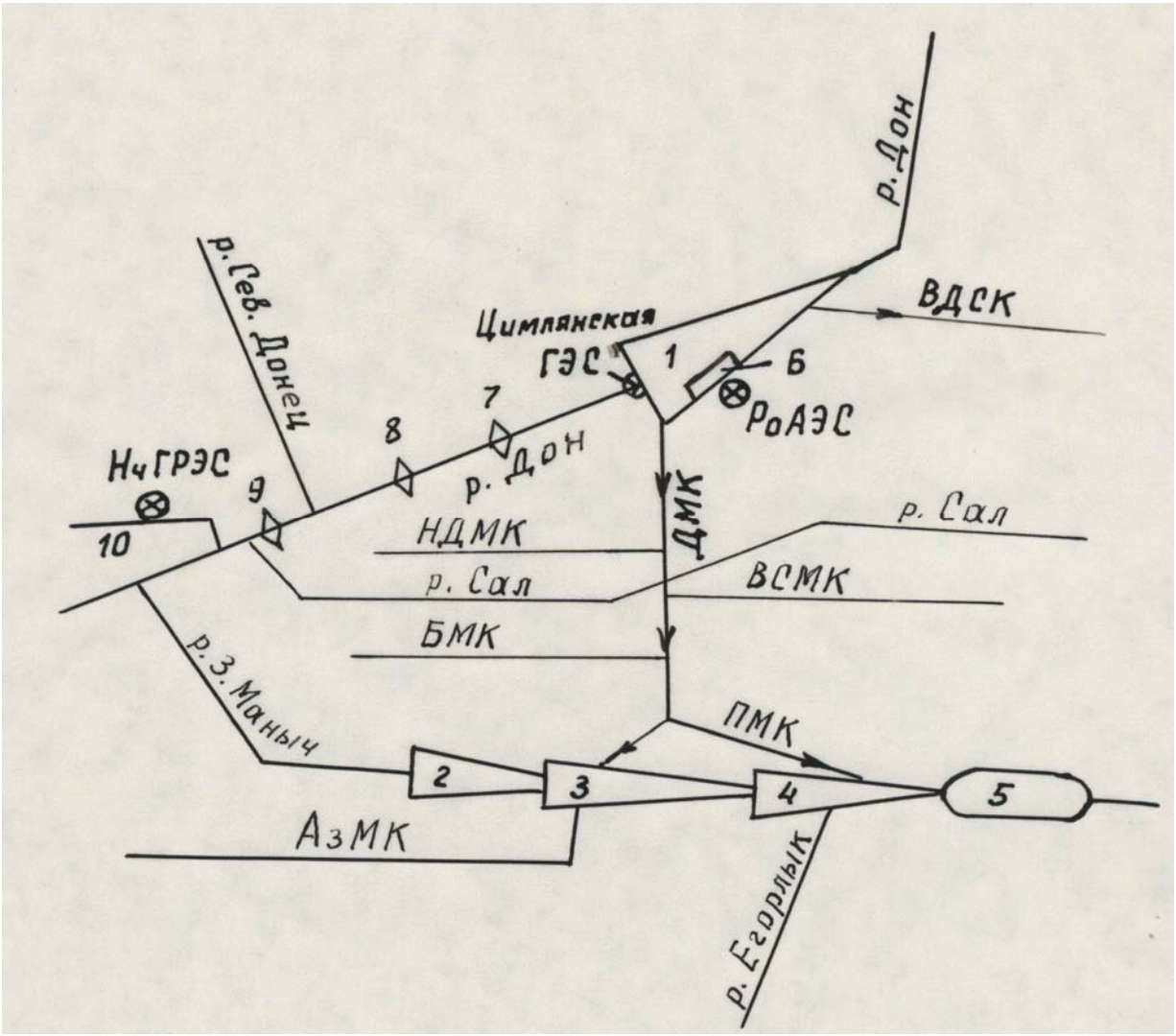


Рисунок 1.3 – Схема водохозяйственной системы Нижнего Дона и переброски стока в бассейн Западного Маныча:

1- Цимлянское водохранилище; 2- Усть-Донецкое; 3- Веселовское; 4- Пролетарское; 5- оз. Маныч-Гудило; 6- водоем-охладитель РоАЭС; 7- Николаевский гидроузел; 8- Константиновский; 9- Кочетовский; 10-подводящий и отводящий каналы НчГРЭС; ДМК-Донской магистральный канал; НДМК-Нижнее-Донской; БМК- Багаевский; ВСМК-Верхне-Сальский; АзМК-Азовский; ВДСК- Волго-Донской судоходный канал

системы с общей площадью орошения 270 тыс.га. Кроме того, на ДМК возложены следующие функции: обводнение р. Сал, подпитывание и опреснение Манычских водохранилищ (Хрусталев и др., 2002).

Особенностью водохозяйственных систем юга России с каналами переброски стока является их совмещение с оросительными и обводнительными системами на больших площадях, доходящих до 100 – 200 тыс. га, использование их для хозяйственно – питьевого водоснабжения городов и сельских населенных пунктов, водоснабжения промышленных предприятий, включения в их состав одного или нескольких водохранилищ суточного, краткосрочного и сезонного регулирования, каскадов небольших по мощности ГЭС, обеспечение подачи воды на крупные тепловые и атомные электростанции, подпитки маловодных и пересыхающих степных рек с целью пополнения запасов водных ресурсов в их бассейнах, улучшения состояния самих рек и оздоровление экологической обстановки.

1.3. Водохозяйственная система в междуречье Дона и Кубани

На юге России в междуречье Дона и Кубани создана крупнейшая водохозяйственная система (ВХС), объединяющая четыре отдельные ВХС (Нижнего Дона, комплекса Манычских водохранилищ, Невинномысского канала и Большого Ставропольского канала) в единый водохозяйственный узел (рис. 1.4) (Россия: Речные бассейны, 1999; Косолапов и др., 1998; Шкура, 2002).

Объединенная ВХС включает Цимлянское водохранилище, Донской магистральный канал, каскад Манычских водохранилищ, Невинномысский канал, Новотроицкое и Сенгилеевское водохранилища на р. Большой Егорлык, Большой Ставропольский канал с Кубанским водохранилищем. (Россия: Речные бассейны, 1999; Косолапов и др., 1998; Шкура, 2002).

Цимлянское водохранилище (рис. 1.5) имеет общую длину более 280 км, среднюю ширину – 14,9 км, глубину – 8,8 м, наибольшая глубина достигает 35 м. Длина береговой линии составляет 641 км. Площадь водного зеркала при НПУ составляет 2700 км^2 , полный объем – 23,7 км^3, полезный объем – 11,6 км^3.

Гидрографическая сеть водохранилища представлена 24 небольшими протоками: Чир, Аксай Курмоярский, Аксай Есауловский, Мышкова, Цимла.

Наполнение Цимлянского водохранилища происходит, в основном, за счет стока талых вод весеннего половодья с территории бассейна, расположенной выше г. Калача, а также за счет боковой приточности. Среднегодовой сток р. Дон (во входном створе Цимлянского водохранилища) у г. Калач за 118 лет наблюдений составляет 19,9 км^3, для условий среднезасушливых лет 75% обеспеченности – 14,5 км^3 и 9,5 км^3 в крайне маловодные

годы (95%). Основные характеристики водохранилища представлены в таблице 1.4.

Таблица 1.4. – Основные параметры Цимлянского водохранилища

Показатели	Значения
1	2
Водосборная площадь, тыс. км^2	255,00
Среднемноголетний годовой сток, км^3	21,00
Сток в году 75% обеспеченности, км^3	15,36
Сток в году 95% обеспеченности, км^3	10,15
Расходы воды, м^3/с: среднемноголетний	666,00
максимальный наблюденный	15000,00
минимальный наблюденный	72,00
Уровни воды, м абс.: -НПУ	36,00
- УМО	31,00
навигационной сработки	31,00
форсированный Р=0,01 %	38,00
Характеристика водохранилища	
длина, км	360,00
ширина, км: наибольшая	38,00
средняя	10,40
глубина, м: максимальная	28,00
средняя	8,80
площадь мелководий до 2 м, км^2 при НПУ, км^2	314,00
протяженность береговой линии, км	912,00
Суммарная пропускная способность гидроузла при НПУ, м^3/с	17300,00
в том числе:	
водосливная плотина	16200,00
главные турбины	1070,00
турбина рыбоподъемника	30,00

Цимлянское водохранилище соединено с р. Волгой Волго – Донским судоходным каналом длиной 101 км. Оно является основным источником питания оросительных систем левобережья Дона. Подача воды осуществляется с помощью Донского магистрального канала (ДМК) протяженностью 112 км с головным расходом 250 м^3/с, которая обеспечивается при уровне воды в Цимлянском водохранилище не ниже 33,2 м. На ДМК возложено выполнение следующих функций: подача воды для орошения, подпитка р. Сал, подпитка и опреснения Манычских водохранилищ. К ДМК подключены Нижнее – Донская, Верхнее – Сальская, Багаевско – Садковская,

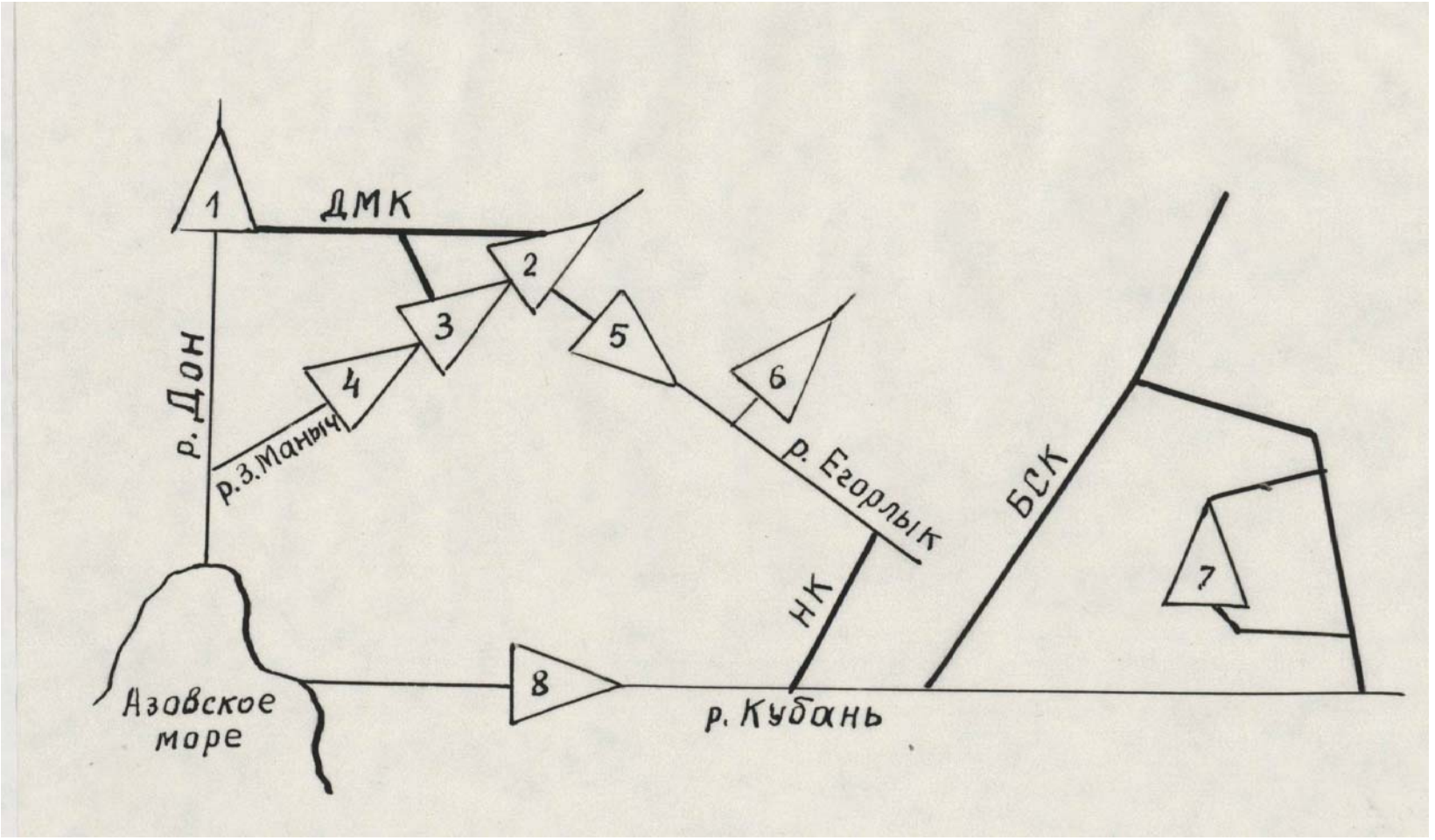


Рисунок 1.4 – Схема водохозяйственной системы в междуречье Дона и Кубани
ДМК- Донской магистральный канал; НК- Невинномысский канал; БСК- Большой Ставропольский канал;1- Цимлянское водохранилище; 2- Пролетарское ; 3- Веселовское ; 4- Усть-Манычское; 5- Новотроицкое ; 6- Сенгилеевское; 7- Кубанское ; 8- Краснодарское.

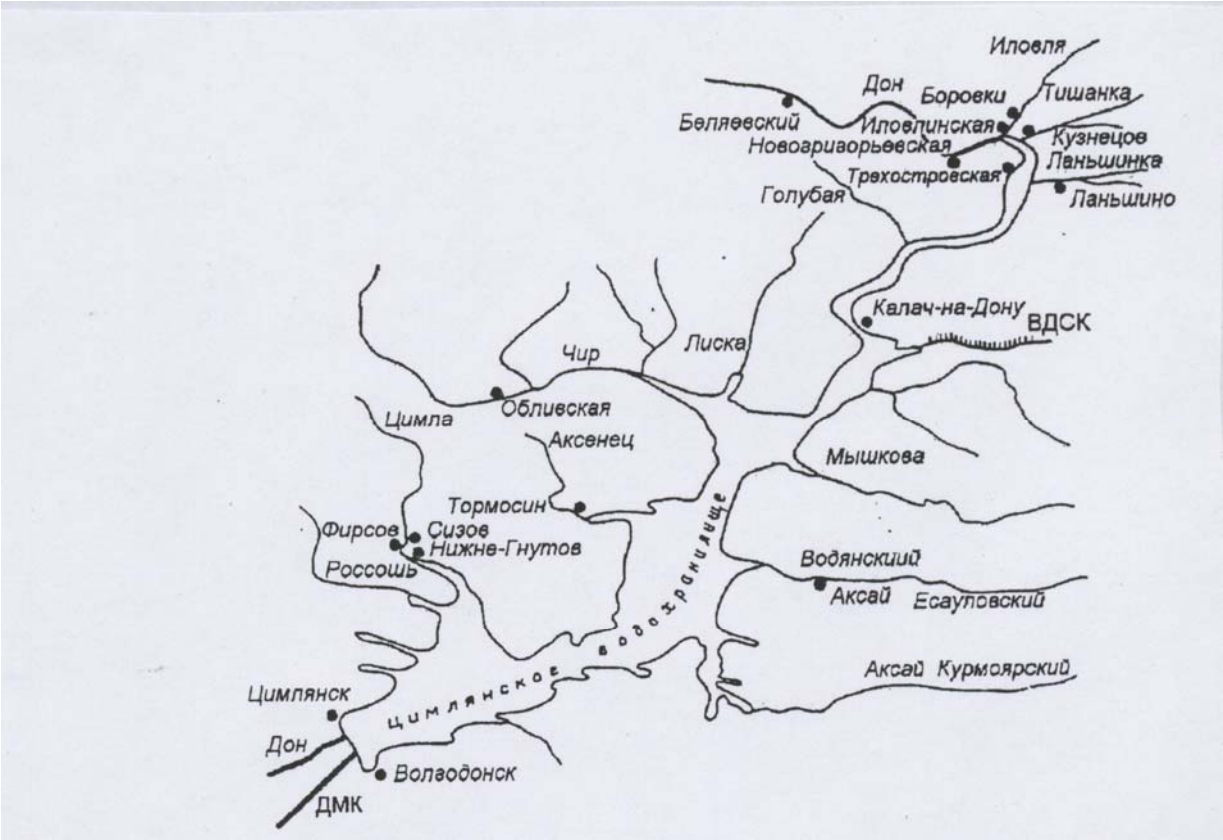


Рисунок 1.5 – Цимлянское водохранилище и его притоки

Пролетарская оросительные системы и другие небольшие площади орошения, расположенные в зоне канала.

Общая площадь орошения в зоне ДМК в недавнем прошлом составляла 270 тыс. га.

Донская вода на ДМК поступает в Манычские водохранилища через Садковский сброс выше Веселовской плотины и через Пролетарскую ветвь по Ельмутинскому и концевому сбросам суммарным объемом около 400 млн $м^3$ в год. (Хрусталев и др., 2002).

Режим работы ДМК приведен в таблице 1.5. Продолжительность работы канала составляет до 8 месяцев в году с перерывом на ремонт в декабре – феврале. Общий объем водозабора за год – 2,67 $км^3$. В водозаборе ДМК в основном участвуют: подача воды на орошение - 1700 млн. $м^3$, промывка рыбозаградителя – 148,2 млн. $м^3$, санитарный расход в р. Сал – 55,2 млн. $м^3$, сбросы в р. Маныч для рассоления Манычских водохранилищ – 412,0 млн. $м^3$.

Таблица 1.5 – Режим Донского магистрального канала (ДМК) с водозабором из Цимлянского водохранилища

Потребители	Водопотребление, млн $м^3$								
	III	IY	Y	YI	YII	YIII	IX	X	за год
Головной водозабор	65,5	268,5	380,1	443,8	573,1	420,5	299,0	218,2	2670
в том числе									
рисовые	-	-	124,2	128,8	171,7	129,9	10,2	-	564,8
не рисовые	-	56,4	158,3	242,6	321,2	223,2	113,9	23,3	1139
с/х водоснабжение	3,62	3,23	3,26	3,23	3,59	3,62	3,45	3,32	27,6
рыбное хозяйство	8,82	24,3	2,52	2,3	2,3	1,8	1,1	1,17	45
рыбозаградитель	18,8	18,2	18,8	18,2	18,7	18,7	18,1	18,7	148,2
попуски	27,6	130,3	34,0	8,4	7,94	7,94	114,0	136,0	467,2
в том числе									
р. Сал	-	7,78	8,0	7,78	8,0	8,0	7,62	8,0	55,2
р. Маныч	27,2	122,4	26,4	-	-	-	107,1	128,9	412
- рисовые	10,3	46,2	9,96	-	-	-	40,5	48,7	155,7
- не рисовые	12,4	55,8	12,0	-	-	-	48,8	58,7	187,7
- потери ДМК	6,67	36,1	38,4	40,3	48,7	35,3	37,5	35,0	278

Манычские водохранилища – Пролетарское, Веселовское и Усть - Манычское, построенные в 1932 – 1936 гг, в период войны были разрушены и восстановлены к 1948 г. в целях комплексного использования р. Маныч

для судоходства, обводнения и орошения прилегающих степных районов, развития рыболовства и энергетики. В состав сооружений Манычских водохранилищ входят глухие земляные плотины с донными водовыпусками и судоходными шлюзами. В 1952 г. в Пролетарском водохранилище Ново – Манычской дамбой (0,5 км восточнее устья р. Большой Егорлык) отделен западный отсек от озера Маныч – Гудило. Все водохранилища в каскаде, исключая оз. Маныч – Гудило, являются проточными, оз. Маныч – Гудило – бессточное. Водосбросная площадь водохранилищ Манычского каскада составляет 45100 км^2, длина всего каскада с оз. Маныч – Гудило – 310 км. Основные проектные и эксплуатационные характеристики водохранилищ приведены в таблице 1.6.

Таблица 1.6 – Основные параметры Манычских водохранилищ

Показатели	Усть-Маныч-ское	Весе-ловское	Пролетарское		
			Запад-ный отсек	оз.Маныч - Гудило	Всего
Длина, км	62,00	100,00	20,00	130,00	150,00
Ширина наибольшая, км	3,00	7,00	2,50	12,00	-
Площадь водосбора, км^2 (частная)	1150,00	4010,00	17800,00	19900,00	37700,00
Уровни, м абс.: максимальный,р=0,1%,	-	11,30	14,40	14,65	-
максимальный эксплуатационный	2,80	10,30	13,70	12,90	-
минимальный эксплуатационный	2,80	10,30	11,80	11,80	-
минимальный судоходный (проектный)	2,80	9,25	11,80	11,80	-
Площадь зеркала при минимальном эксплуатационном уровне, км^2	48,60	279,00	25,20	620,00	645,20
Объем, млн м^3: при минимальном эксплуатационном уровне;	72,00	980,00	40,00	1150,00	1190,00
Потери на испарение в год 75% обеспеченности по влажности	36,30	208,00	24,70	602,00	627,00

Кроме поступления в водохранилища донской воды из ДМК объемом около 400 млн м^3/ год сюда полается и кубанская вода по Невинномыскому

каналу и руслу р. Большой Егорлык в объеме 750 – 1000 млн. $м^3$/год (Хрусталев и др., 2002).

Подпитка Манычских водохранилищ донской и кубанской водой обусловлена их экологической ролью, а также использованием Веселовского водохранилища в качестве источника водоснабжения Азовской, Манычской рисовой, Веселовской и Зерноградской оросительных систем.

В качестве первоочередных мероприятий, направленных на улучшение водно – солевой обстановки каскада Манычских водохранилищ, рассматривается отвод минерализованных кубань – егорлыкских вод за Ново – Манычскую дамбу в озеро Маныч –Гудило путем строительства вододелителя и компенсации недостающего стока донской водой через ДМК. В соответствии с программой экологических мероприятий при сокращении использования воды на орошение предусматривается увеличение подачи воды из Цимлянского водохранилища для улучшения гидрологического и солевого режима Манычских водохранилищ до 800 – 1000 млн. $м^3$/ год (Хрусталев и др., 2002).

В состав ВХС Невинномысского канала включены Новотроицкое и Сенгилеевское водохранилища.

Новотроицкое водохранилище образовано плотиной на р. Егорлык длиной 1248 м, высотой 22 м. Площадь водохранилища – 12,2 $км^2$, полный объем – 83 млн. $м^3$, полезный – 37 млн. $м^3$.

Водохранилище наполняет река Егорлык, которая подпитывается кубанской водой, транспортируемой по Невинномысскому каналу. Частично вода в него поступает также из речек Русской и Черной. Многолетними наблюдениями установлено, что максимальный годовой сток в створе водохранилища составляет 289,9 млн. $м^3$ (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Общая схема переброски и использования кубанской воды для орошения и обводнения засушливых степей Ставрополья была составлена еще в 1935 г. Новотроицкое водохранилище создавалось с таким расчетом, чтобы из него вода самотеком подавалась в Право – Егорлыкский канал (ПЕК). По ПЕК производится орошение 120 тыс. га сельхозугодий в шести районах Ставрополья.

Новотроицкий гидроузел стал составной частью и энергетической программы Ставрополья. Из водохранилища вода подается на Ставропольскую ГРЭС. Оно также стало излюбленным местом отдыха жителей этого района. На его правом берегу расположены базы отдыха промышленных предприятий края.

Другим водохранилищем, входящим в ВХС Невинномысского канала, является Сенгилеевское, образованное на месте озера. Водохранилище имеет площадь водного зеркала 42 $км^2$, полный объем – 805 млн. $м^3$, полезный – 260 млн. $м^3$. Оно заполняется водой по Невинномысскому каналу, который заканчивается узлом из двух шлюзов. Через один из них вода подается на деривационный канал Сенгилеевской ГЭС и затем сбрасывается в р. Егорлык, через другой – лотком с консолью в Сенгилеевское водохранилище.

Сенгилеевское водохранилище стало главным питьевым источником г. Ставрополя. Система водозабора состоит из четырех насосных станций и трех водоводов. Кроме того, водохранилище используется как регулятор стока Невинномысского канала, оно стало надежным гарантом обеспечения водой ПЕК, Егорлыкской и Ставропольской ГЭС, и играет существенную роль в обводнении р. Егорлык.

Водохозяйственная система БСК, которая также входит в объединенную ВХС междуречья Дона и Кубани (рис. 1.4), состоит из магистрального канала (I-III очереди), Кубанского (Большого) водохранилища, предназначенного для краткосрочного и сезонного регулирования расходов в системе БСК и для стабильной их подачи на энергетический участок канала, каскадов Куршавских и Барсучковских ГЭС и других сооружений, описанных ранее в п. 1.2.

Кубанское водохранилище образовано в котловине соленого озера Большое. Размеры водохранилища следующие: площадь – 620 млн. $м^3$ при НПУ – 50,2 $км^2$, полный объем – 620 млн. $м^3$, полезный – 500 млн. $м^2$, средняя глубина – 12,3 м. Водохранилище наполняется водой из БСК самотеком по подводящему каналу длиной 2 км, пропускной способностью 180 $м^3/с$.

Вода Кубанского водохранилища используется для выработки электроэнергии каскадом Кубанских ГЭС, водоснабжения городов и населенных пунктов Кавминвод. На правом берегу водохранилища, в двух километрах от плотины построен водозабор, у которого начинается водопровод городов – курортов Кавказских Минеральных вод. По качеству воды Кубанское водохранилище соответствует водоему питьевого и рыбохозяйственного значения. Вокруг водохранилища установлена санитарная зона.

1.4. Водохозяйственная система, соединяющая Волгу с Балтийским морем и Москвой

На северо – западе и центральной части европейской территории страны образована крупная водная система (рисунок 1.6), объединяющая Волго – Балтийский водный путь и водохозяйственную систему г.Москвы. Она возникла на базе Мариинской водной системы, построенной еще в 1810 г. для выхода к Балтийскому морю (Плащев, Чекмарев, 1978; Щтеренлихт, 1999). Мариинская водная система включала свободные и шлюзованные реки и озера, а также соединительный канал: р.Шексну, Белозерский канал, р.Ковжа, Мариинский канал, р.Вытегру, Онежский канал, р. Свирь, Ладожский канал, р.Неву. Водный путь имел большое количество шлюзов (37 шлюзов) и был пригоден только для судов с малой осадкой, она просуществовала более полутора веков. За эти годы водная система неоднократно улучшалась и совершенствовалась. Мариинская система не обеспечивала потребностей современного судоходства, так как крупнотоннажные волжские суда останавливались в Череповце, где грузы перегружались на мелкосидящие суда.

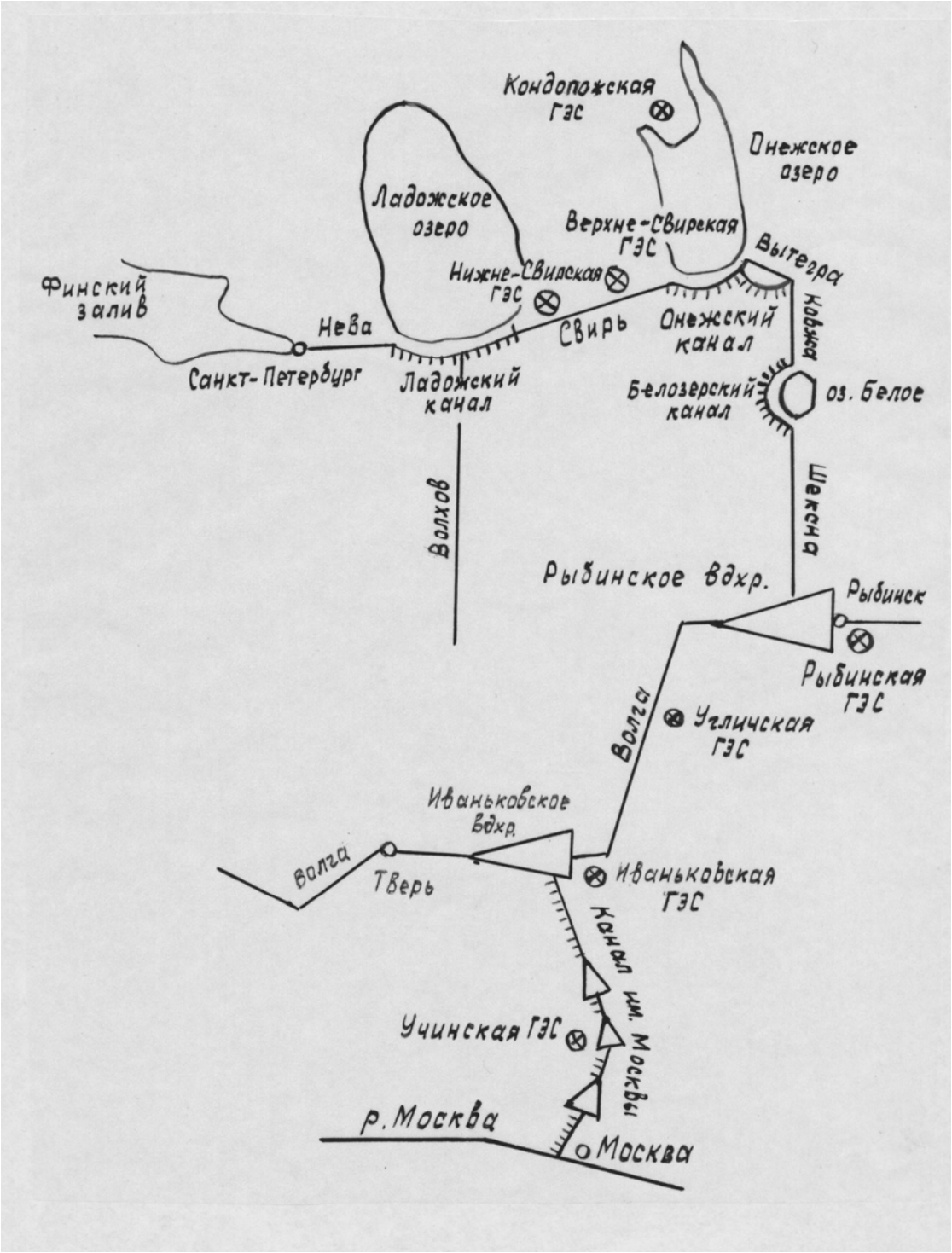


Рисунок 1.6 – Схема водохозяйственной Волго – Балтийско -
- Московской системы

Для обеспечения бесперевалочного движения грузов из внутренних областей страны и сквозного движения крупных пассажирских судов в бассейне Балтийского моря в 1959 – 1964 гг. произведена полная реконструкция бывшей Мариинской системы и создан новый глубоководный Волго – Балтийский водный путь им. В.И. Ленина.

Протяженность трассы Волго – Балта (от г.Череповца до г.Вытегры) составляет 361 км. Новый глубоководный путь позволяет вести бесперевалочную транспортировку грузов между портами пяти морей Балтийского, Белого, Каспийского, Черного и Азовского. Череповецкий гидроузел на р.Шексне и Новинский на Вытегре создали единый водораздельный бьеф и повысили уровень Белого озера приблизительно на 2 м.

В состав Волго – Балтийско – Московской водохозяйственной системы входит канал им. Москвы, построенный в 1937 г. Канал соединяет р. Москву с Волгой и имеет протяженность 128 км. Канал берет начало от Иваньковского водохранилища площадью зеркала 327 км^2, объемом 1,12 км^3 и далее проходит через несколько мелких водохранилищ: Икшинское, Учинское, Химкинское, Клязьминское и др. Подпор от Иваньковской плотины распространяется до г. Тверь на расстояние около 120 км, ширина водохранилища 7 – 8 км. В летнее время для снабжения водой г. Москвы подается до 78 м^3/с, что в пять раз превышает расход воды р.Москвы в летнюю межень.

На канале построено 200 сооружений, среди них крупнейшие шлюзы, железобетонные и земляные плотины, гидростанции, мощные насосные станции, мосты и др.

Ввод в эксплуатацию канала им. Москвы разрешил задачи водоснабжения г.Москвы за счет волжской воды и обводнения р.Москвы. Электроэнергия трех гидроэлектростанций канала: Иваньковской, Сходненской и Учинской – поступает в общий энергетический баланс г.Москва. Канал им. Москвы значительно сократил длину водного пути из Санкт - Петербурга в Москву с использованием Волго – Балтийского пути. Канал обеспечивает для водного транспорта единый водный путь из Балтийского моря в Москву и далее в Каспийское и Черное моря.

Таким образом, объединенная водохозяйственная система Волго – Балтийского водного пути и канала им. Москвы используется комплексно для целей водного транспорта, водоснабжения, энергетики, рекреации, а также для подпитки и обводнения ряда рек региона.

ГЛАВА 2. КАНАЛЫ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА МЕЖОТРАСЛЕВОГО НАЗНАЧЕНИЯ

2.1. Основные требования к каналам переброски стока

Каналы переброски стока имеют свои особенности, которые следует учитывать при их использовании. Основные требования, предъявляемые к каналам переброски стока, следующие:

- крупные каналы должны иметь, преимущественно, комплексное межотраслевое назначение: для орошения, обводнения, водоснабжения, энергетики, судоходства, подпитки маловодных рек и водоемов и для других целей;
- должны обеспечивать надежность их работы (пропускать расчетные расходы при проектных скоростях и уровнях) (Натальчук, Ольгаренко, Сурин, 1995);
- для статически устойчивых русел земляных каналов средние скорости потока должны быть меньше допускаемых неразмывающих;
- для динамически устойчивых русел земляных каналов средние скорости потока могут несколько превышать допускаемые неразмывающие ($\upsilon > \upsilon_{нер}$) (Рабкова, 1990);
- для бетонных русел облицованных каналов скорости потока должны исключать заиление и деформации плит облицовок (Косиченко, 2000);
- направление трассы канала выбирается в соответствии с его назначением: при комплексном использовании канала учитываются требования, предъявляемые отдельными водопользователями (Латышенков и др., 1972);
- должны иметь высокий КПД, составляющий для земляных русел не менее 0,90 – 0,93, для облицованных русел – не менее 0,93 – 0,97 (Колганов, Косиченко, 1997);
- для предупреждения фильтрационных разрушений откосов и образования оползней уровни воды в каналах должны меняться постепенно с интервалами не менее 2 ч, при этом изменение расхода за один интервал не должно превышать: для крупных каналов 10%, для малых 20% от максимального расхода (Натальчук, Ольгаренко, Сурин и др., 1995);
- расчетный расход по каналу должен пропускаться без осложнений его эксплуатации, а форсированный – без значительных нарушений формы канала, которые могут устраняться силами службы эксплуатации (Алтунин, 1979);

- необходимо исключать значительные колебания уровней воды от 0,3 до 0,5 м, которые могут вызвать необратимые деформации русла (меандрирование, местные уширения, оползание откосов и др.);
- в каналах с машинным подъемом необходимо исключить образование волн перемещения, вызванных остановкой насосных станций, которые могут разрушить откосы и облицовку стенок каналов (Алтунин, 1979);
- защита прилегающих к каналу или находящейся в зоне его влияния территории от заболачивания и подтопления (Латышенков и др., 1972);
- для безаварийной эксплуатации канала и предупреждения перелива воды через его бровки необходимо устройство аварийных водосбросов на отдельных участках канала с наиболее высоким уровнем горизонта воды (Латышенков и др., 1972);
- при эксплуатации не должно происходить отклонения динамической оси потока от оси канала;
- необходимо учитывать особенности зимнего режима эксплуатации каналов, когда поток будет проходить под ледяным покровом и пропускная способность будет понижаться на 7-10 % по сравнению с летним периодом, а также возможность образования шуго-ледовых заторов (Латышенков и др., 1972).

Следует иметь в виду, что при проектировании и эксплуатации каналов комплексного назначения обычно возникают трудности из-за противоречивых требований к конструкции канала и условиям его эксплуатации со стороны различных отраслей народного хозяйства, обслуживаемых каналом (Ибад – заде, 1975).

Так, например, при использовании оросительных и обводнительных каналов для судоходства требуется укреплять откосы для защиты их от воздействия судовой волны. Иногда приходится увеличивать площадь живого сечения канала, особенно на концевых участках, для обеспечения возможности плавания судов больших габаритов. Весьма усложняется устройство разного рода преград на канале (шлюзов - регуляторов), необходимых для орошения и обводнения и крайне нежелательных для водного транспорта. Наконец, при использовании каналов в качестве судоходных требуется постоянная подача воды в канал в течение всего навигационного периода, который часто полностью не совпадает с оросительным периодом.

При использовании воды из оросительно – обводнительных и судоходных каналов для питьевого водоснабжения необходимо соблюдение специальных санитарных требований и санитарные ограничения для плавающих судов (канализация судов). Для этих каналов должны предусматриваться зоны санитарной охраны и исключаться поступление поверхностного стока непосредственно в канал.

Возникают противоречия и при использовании оросительных каналов для энергетических целей. Гидроэлектростанции, сооружаемые на оросительных и обводнительных каналах, имеют графики работы, подчиненные нуждам орошения и обводнения, что снижает выработку электроэнергии.

Совместное использование таких каналов в одних случаях усложняет использование получаемой энергии, а в других случаях оказывается весьма благоприятным (использование энергии для насосных станций). В то время, когда каналы используются для орошения только в летнее – осенний период, для электростанций необходима круглогодичная подача воды с созданием специальных регулирующих водохранилищ. Для того, чтобы гидроэлектростанции могли работать в зимнее время, следует принимать специальные меры по креплению каналов, учитывая воздействие льда на откосы при колебаниях уровней воды, возможное образование донного льда, шуги и т.д.

2.2. Общая характеристика крупных каналов переброски стока юга России

В условиях развития многоотраслевого народного хозяйства на юге страны возникает настоятельная необходимость наиболее полного использования водных ресурсов, перебрасываемых из других районов по каналам. В связи с этим целесообразно проектировать и сооружать крупные каналы переброски стока межотраслевого назначения.

Каналы переброски стока межотраслевого назначения используются комплексно сразу для нескольких отраслей: орошения и обводнения, хозяйственно – питьевого и промышленного водоснабжения, теплоэнергетики, рыбного хозяйства, судоходства и подпитки маловодных рек и водоемов. Комплексное использование каналов позволяет повысить эффективность их применения и сократить срок окупаемости затрат на строительство. В зависимости от основного назначения комплексные каналы переброски стока могут быть судоходно – обводнительные, обводнительно – энергетические, ирригационно – энергетические, судоходно – водоснабженческие, оросительно – судоходные, оросительно – обводнительно – энергетические, оросительно – обводнительно – водоснабженческие.

На юге России действует 6 крупных каналов переброски стока, которые перераспределяют водные ресурсы рек Кубани, Дона, Терека, Кумы и Большого Егорлыка. Среди них – Большой Ставропольский (БСК), Донской магистральный (ДМК), Терско – Кумский (ТКК), Невинномысский (НК), Кумо – Манычский (КМК) и Право – Егорлыкский (ПЕК) каналы. Общие сведения о крупных каналах переброски стока комплексного назначения приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Сведения о каналах переброски стока комплексного назначения

Канал	Источник водозабора	Год ввода в эксплуатацию	Длина, км	Пропускная способность, $м^3/с$	Годовой объем переброски стока, $км^3$	Отрасли использования
Большой Ставропольский	Кубань	1970/1983[1]	288/480[2]	180	2,5	О,В,Э,Р,П
Донской магистральный	Дон	1952	120	250	2,6	О,СХВ,Р,П
Терско – Кумский	Терек	1961	146	100	1,6	О,В,П
Невинномысский	Кубань	1948	48	75	1,9	О,Э,В,П
Кумо – Манычский	Кума	1964	96	60	0,7	П,О
Право – Егорлыкский	Большой Егорлык	1953	123 Σ=821/1013	45	0,5 Σ=9,8	О,В,П

Примечания: [1] - числитель – год ввода БСК – 1; знаменатель – год ввода БСК – 3;
[2] - числитель – длина построенного участка; знаменатель – длина по проекту

Условные обозначения: О – орошение и обводнение, В – водоснабжение, Э – энергетика,
Р – рыбное хозяйство, П – переброска и подпитка других рек,
СХВ – сельхозводоснабжение.

Длина этих каналов составляет от 48 до 288 км, пропускная способность – от 45 до 250 $м^3/с$. Суммарный годовой объем переброски стока оценивается в 10 $км^3$, а общая протяженность их трасс равна более 800 км, в перспективе после завершения строительства – более 1000 км.

Все указанные каналы имеют комплексное назначение. Прежде всего они используются для орошения и обводнения, что является определяющим на юге страны. Одновременно ряд каналов, там где есть возможность создания значительных напоров, применяются для выработки электроэнергии на ГЭС, в основном, деривационного типа. Например, так используются БСК и НК. Многие из них используются для водоснабжения городов, сельских населенных пунктов и промышленных предприятий. К ним относятся БСК, ТКК, НК и ПЕК. Кроме того, все они используются для подпитки маловодных рек и водоемов региона. Важное значение имеет подпитка с помощью перебрасываемых вод по каналам таких маловодных рек, как Калаус, Сал, Егорлык, Кума, Маныч. А такие каналы, как ДМК и НК, также используются для подпитки и рассоления Манычских водохранилищ. Некоторые из них используются для рыбного хозяйства и рыбоводства. Несомненна их роль также для рекреационных целей.

Таким образом, по основному назначению БСК является, по существу, обводнительно – водоснабженческо – энергетическим каналом, ТКК – обводнительно – водоснабженческим, НК – обводнительно – энергетическо – водоснабженческим, ПЕК – обводнительно – водоснабженческим.

Следует отметить, что рассматриваемый перечень комплексных каналов может быть дополнен и другими, поскольку к ним могут быть отнесены и некоторые каналы отраслевого назначения, приведенные ниже в главе 3.

При описании конкретных каналов переброски представляет интерес рассмотрения как опыта проектирования, строительства, эксплуатации, так и результатов их исследований, который был накоплен за годы их создания и функционирования, что изложено в следующих разделах.

2.3. Большой Ставропольский канал

БСК является каналом переброски стока комплексного назначения, сооружаемый для водообеспечения 17 наиболее засушливых районов Ставрополья, в том числе хозяйственно – питьевого и промышленного водоснабжения городов Усть – Джегуты, Черкесска, городов – курортов Кавказских Минеральных вод, Невинномысского промышленного комплекса, Буденновского завода пластмасс и ряда других населенных пунктов Карачаево – Черкессии и степных районов Ставрополья (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Водохозяйственная система БСК охватывает территорию долины между Кубанью, Калаусом, Манычем и Кумой (рисунок 2.1). Забор воды в систему производится из р. Кубань у г. Усть – Джегута.

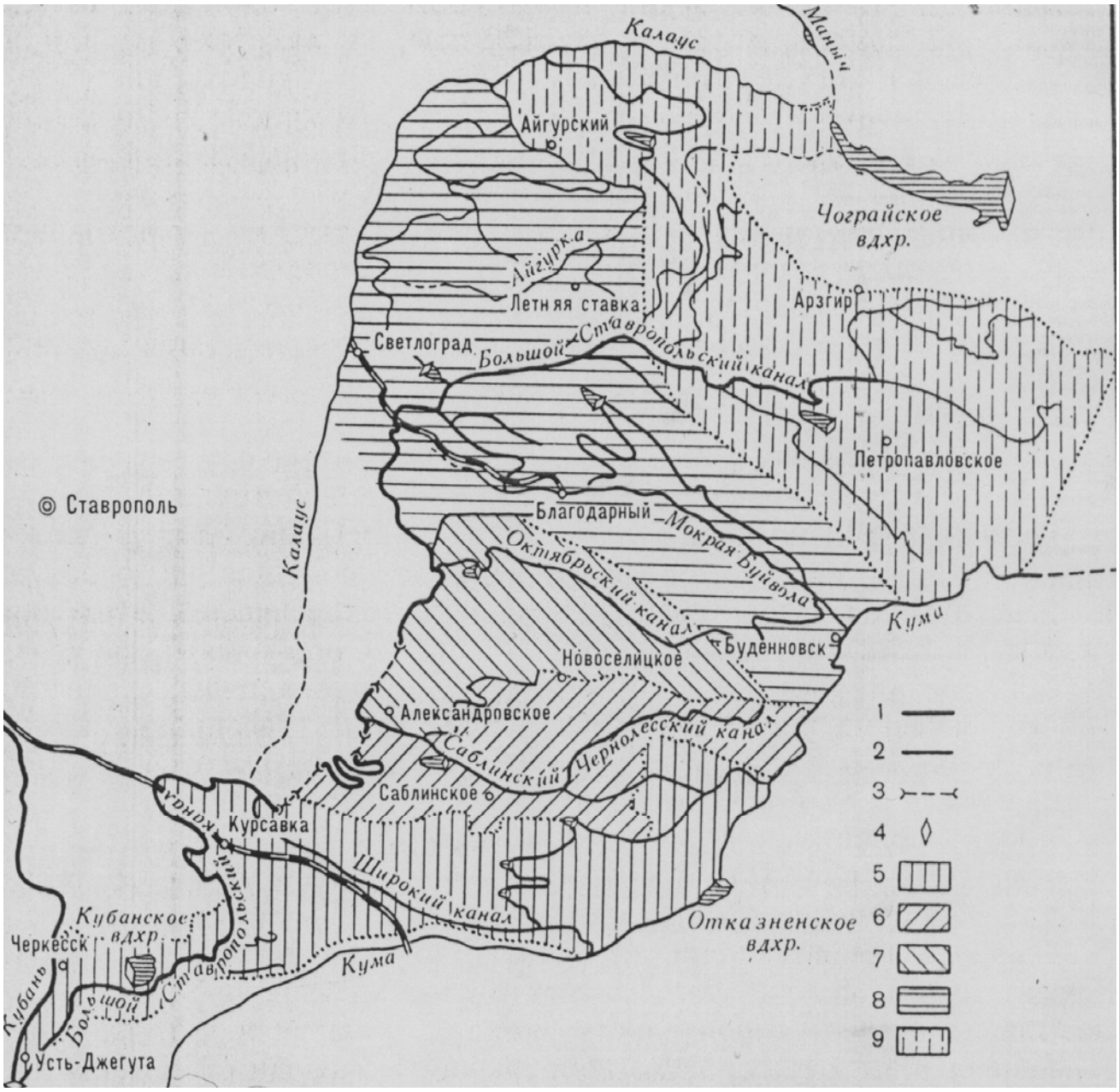


Рисунок 2.1 Схема Большого Ставропольского канала:

1 - -Большой Ставропольский канал;
2 – межхозяйственные распределительные каналы;
3 – туннели;
4 – гидроузлы;
5,6,7,8 – I, II, III, IY очереди орошения;
9 – площади, намечаемые к орошению.

Комплекс сооружений системы БСК включает (ООС БСК, 1975; Водные ресурсы Ставрополья, 2001):

- Усть – Джегутинский гидроузел на реке Кубани;
- магистральный канал самотечный, протяженностью 288,2 км (проектная длина 480 км) с головным расходом 180 $м^3/с$;
- межхозяйственные распределители общей протяженностью 666 км (по проекту около 1700 км) с расходами от 6 до 22 $м^3/с$;
- крупное наливное водохранилище для сезонного регулирования стока на энергетическом участке (44,5 км БСК) – Кубанское (Большое), полезным объемом 500 млн $м^3$;
- 8 водохранилищ вторичного внутрисистемного регулирования суммарным объемом 496 млн. ^{3};
- групповые водопроводы общей длиной 627 км;
- 4 гидротехнических тоннеля общей длиной 16 км;
- 5 металлических дюкеров общей протяженностью 18,1 км, диаметром 4,02 и 3, 24 м;
- каскады 4 ГЭС общей мощностью 384 тыс. кВт.

Из БСК на 2001 г. обеспечивается орошение – 54 тыс. га, обводнения 700 тыс. га. В перспективе по проекту площадь орошаемых земель предполагается увеличить до 210 тыс. га, обводненных земель – до 3 млн. га. За счет перебрасываемой кубанской воды по каналу проводится подпитка маловодных рек Калауса и Кумы. Намечено также обводнить 40 речек и балок общей протяженностью более 2600 км.

Вобопотребление системы БСК – 1 составляет 430,1 млн. $м^3$, в том числе на водоснабжение городов Кавминводской группы – 60 млн. $м^3$.

Проектирование и строительство системы БСК осуществляется очередями. В 1981 г. завершено строительство первых трех очередей системы.

2.3.1. Первая очередь канала (БСК - 1)

Строительство первой очереди канала было начато в 1957 г., а завершено в 1973 г. Общая протяженность первой очереди канала составляет 156 км. Схема БСК – 1 приведена на рисунке 2.2.

Головной водозаборный узел на р. Кубань включает в себя глухую земляную плотину высотой 35 м, длиной 2,5 км, которая отсыпана из гравелисто – галечниковых грунтов с суглинистым ядром. В состав узла также входит русловое водохранилище емкостью 36,4 млн. $м^3$, паводковый водосброс на расход 1440 $м^3/с$ и водозаборный шлюз в БСК на расход 180 $м^3/с$ (рисунок 2.3).

Магистральный канал проходит на первых двадцати километрах в исключительно сложных инженерно – геологических и топографических условиях: при пересечении балок от проходит в насыпях высотой до 25 м, в глубоких выемках до 37 м и однобортных дамбах высотой до 35 м (рисунки 2.4 – 2.6) (Запорожченко, 1974).

Пропускная способность БСК – 1 от головы до 47 км – 180 м^3/с, от 47 до 128 км – 150 м^3/с. Концевой участок канала имеет расход 80 м^3/с, который заканчивается водосбросом в Калаус с расходом 30 м^3/с. На рисунках 2.7 – 2.9 представлены различные участки канала на 0,2,3,4,6 км, проходящие в насыпи, выемке и однобортной насыпи.

Типовое поперечное сечение канала на Головном участке - полигональное с заложением откосов 1:2, 1:4 и 1:10 (рисунок 2.10). Максимальная глубина при пропуске расчетного расхода 180 м^3/с составляет 5,1 м, ширина по дну – 23 м, а ширина по урезу воды – 52 м.

На концевом участке БСК – 1 сооружен шлюз – регулятор, который подает подает воду в распределитель Широкий с расходом 13,4 м^3/с и в БСК – 2 с расходом 60 м^3/с. На Барсучковском сбросе находится каскад из двух ГЭС и по нему вода подается Невинномысской ГРЭС мощностью 1370 МВт. Суммарная мощность черырех ГЭС, установленных на энергетическом участке БСК – 1 и Барсучковском сбросе, составляет 384 МВт, ежегодно вырабатывающие 1,3 млрд. кВт.ч электроэнергии.

Режим работы канала (Головного участка) представляет собой несколько сглаженный режим расходов р. Кубань. Канал забирает из Кубани все расходы за исключением санитарного попуска в нижний бьеф 5 м^3/с и паводковых расходов свыше 180 м^3/с. Расчетным расходом 180 м^3/с канал работает до двух месяцев в году (в июне и июле), кроме того, в течение нескольких дней в мае и августе. В зимнее время расходы канала могут падать до 5,1 м^3/с (Алтунин и др., 1986).

Так как БСК имеет комплексное назначение, он работает круглогодично без останок.

В связи со сложностью природных условий в зоне прохождения Головного участка БСК принято большое разнообразие конструктивных решений элементов канала.

На участках канала, где выемка вскрывает гравийно – галечниковые отложения, укладывался суглинистый экран толщиной 1,0 м. Вскрытые руслом канала трещиноватые известняки покрыты бетонной облицовкой толщиной 25 см. В некоторых местах суглинистый экран покрыт облицовкой из рваного камня и гравийно – галечниковой смеси. Мокрые откосы канала и дамб с целью предохранения от подсечки покрыты гравийно - галечниковой облицовкой мощностью 1,0 м. На некоторых участках весь периметр канала покрыт гравийно – галечниковой облицовкой мощностью от 0,3 до 1,0 м. Поверхностный сток с нагорной стороны на многих участках принимается в канал (Алтунин и др., 1986).

При эксплуатации БСК – 1 для предотвращения опасных карстово – суффозионных деформаций в ложе канала на отдельных участках укладывались грунтопленочный экран и бетонопленочная облицовка, применение которых обеспечили высокую противофильтрационную эффективность защиты аварийных участков канала (Байгоров, Косиченко, Сергеев, 1981).

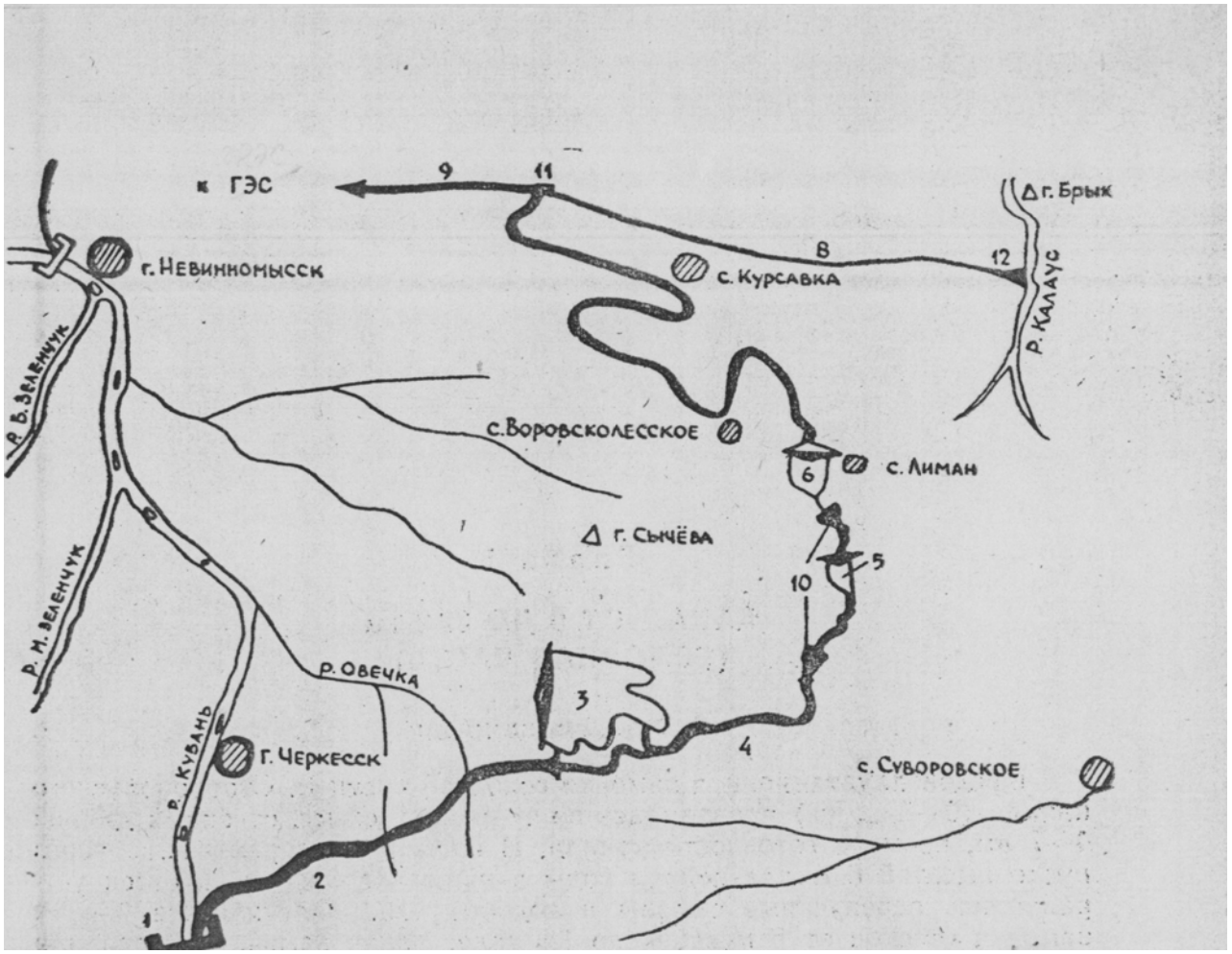


Рисунок 2.2 Схема трассы БСК – 1 – Усть – Джегутинская плотина (Н=35 м)
2 – Головной участок канала (Q=180 м^3/с); 3 – Водохранилище Кубанское;
4 - Энергетический участок (Q=150 м^3/с); 5 – Бассейн суточного регулирования; 6 – Куршавское водохранилище; 7 – Курсавский участок (Q=150м^3/с);
8 – Концевой участок (Q=90 м^3/с); 9 – Барсучковский сброс; 10 – ГЭС;
11 – Шлюз – регулятор; 12 – Сброс в р. Калаус

а)

б)

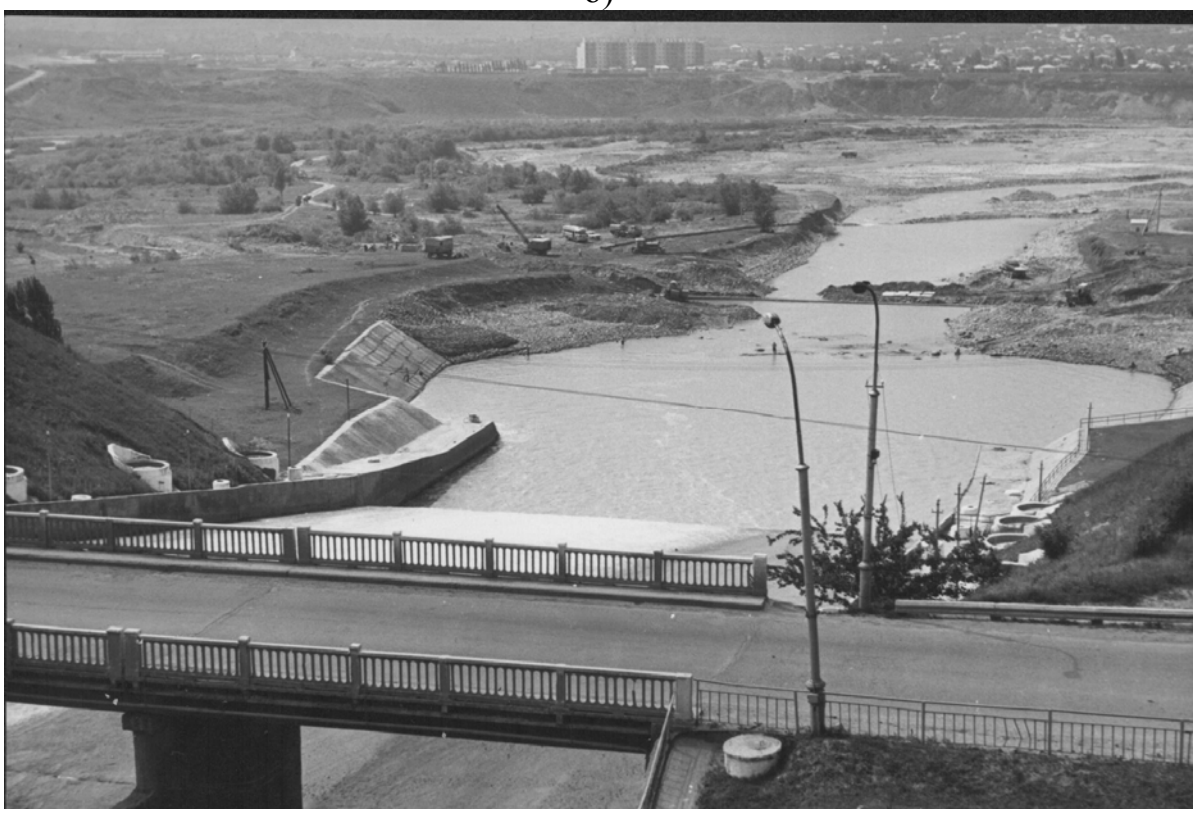


Рисунок 2.3 – Усть – Джегутинский гидроузел на р. Кубань:
а) вид с верхнего бьефа;
б) паводковый водосброс с нижнего бьефа

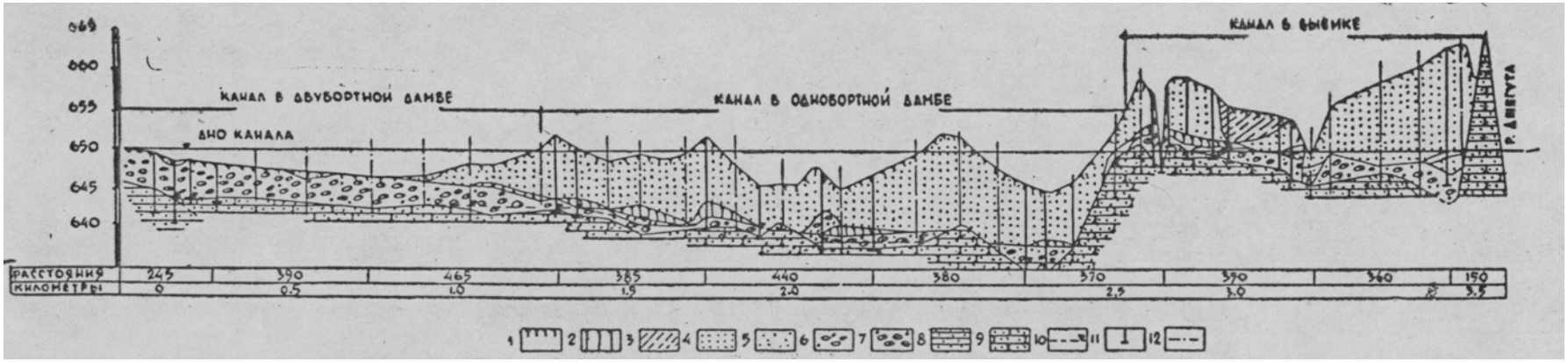


Рисунок 2.4 – Схематический геолого – литологический разрез по трассе от 0 до 3,5 км
1 – Почвенно – растительный слой (pdQ_4); 2 – Погребенный почвенный горизонт (pdQ_{3-4});3 – Суглинки легкие (dQ_4); 4 – Супеси легкие и тяжелые (dQ_4); 5 – Пески глинистые (dQ_4); 6 – Гравийно – галечниковые отложения с супесчаным заполнителем (dQ_4); 7 – Гравийно – галечниково – валунные отложения с песчаным заполнителем (alQ_3); 8 – Глины опесчаненные (Cr_1^{apt}); 9 – Песчаники глинистые (Cr_1^{apt}); 10 – Уровень грунтовых вод; 11 – Разведочные выработки (шурфы и скважины); 12 – Разведочные поперечники.

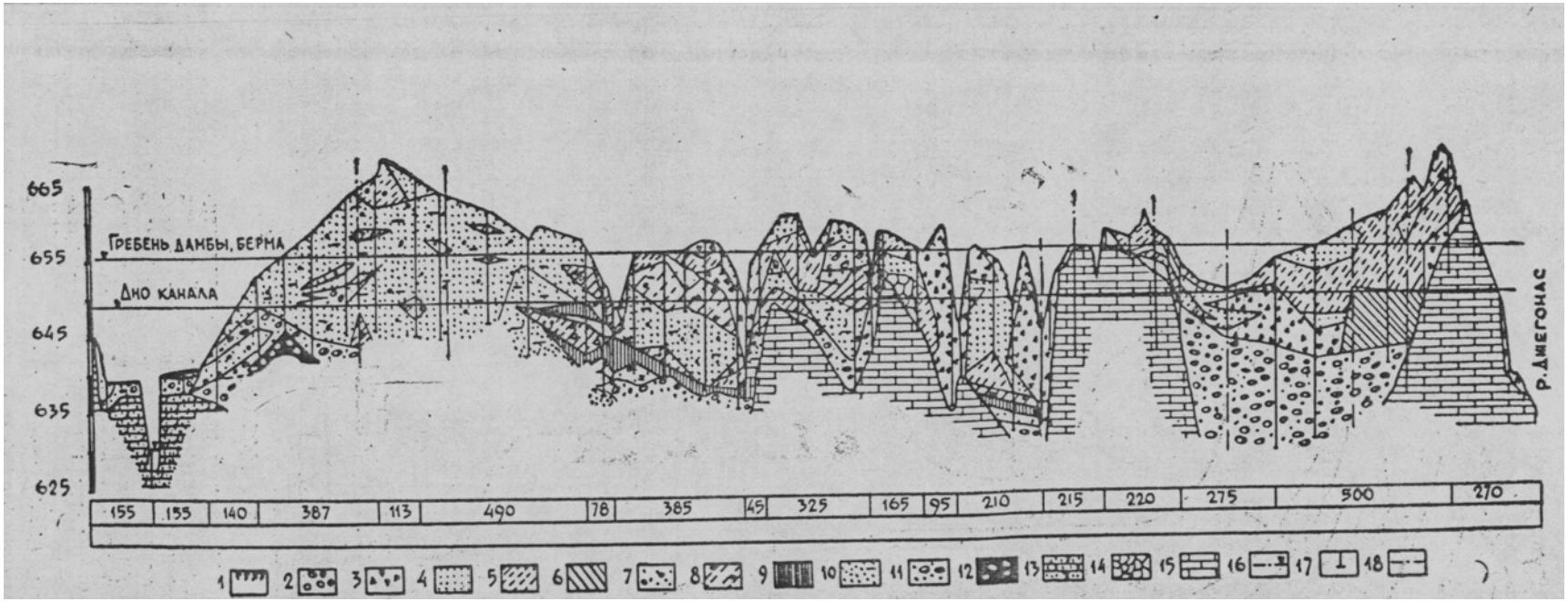


Рисунок 2.5. Схематический геолого – литологический разрез по трассе канала от 3,5 до 7,7 км.
1 – Почвенно – растительный слой; 2 – Галечниковые отложения из осадочных пород долины р. Джегута; 3 – Щебнистые накопления с различным содержатием суглинистого заполнителя; 4 – Супеси легкие и тяжелые; 5 – Суглинки легкие и средние с включениями щебенки известковистых пород; 6 – Суглинки тяжелые и глины; 7 – Супеси с прослоями суглинков и гравийно – галечниковых отложений; 8 – Суглинки с прослоями супесей и гравийно – галечниковых отложений; 9 – Глины слоистые; 10 – Пески с прослоями глинистых пород; 11 – Гравийно-галечниково-валунные отложения с песчаным заполнителем; 12 – Конгломерат; 13 – Глинистые песчаники; 14 – Глябовый навал из известшурфы и скважинынянка; 15 – Известняк трещиноватый; 16 – Бытовой уровень грунтовых вод; 11 – Разведочные выработк; (шурфы и скважины); 18 – Развелочные поперечники.

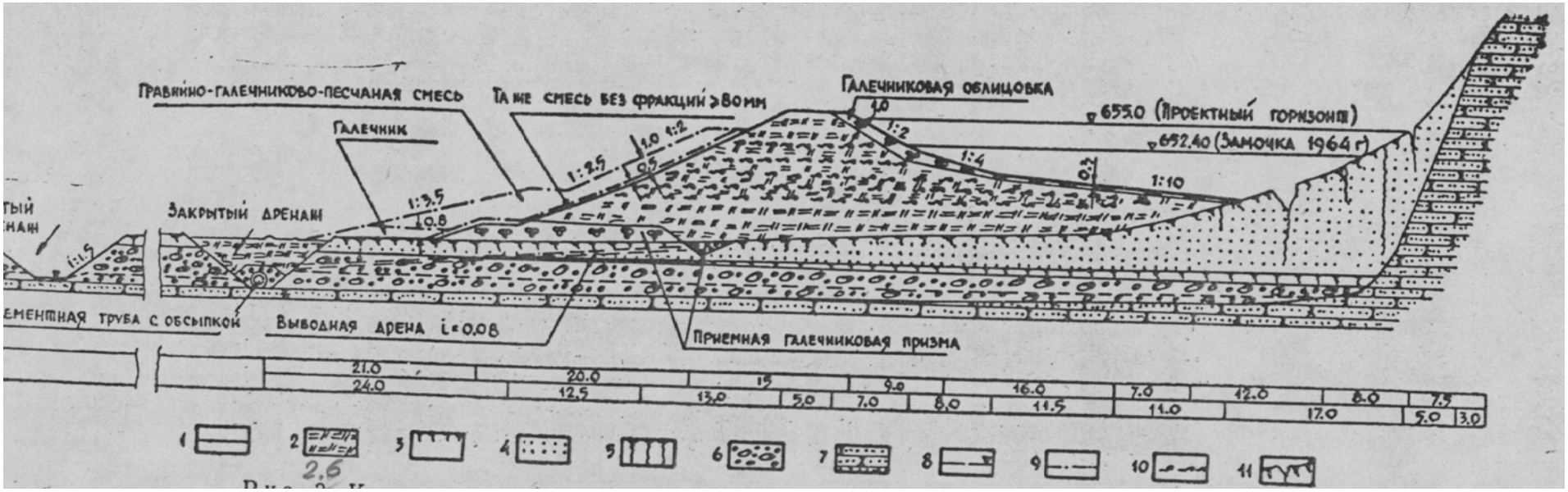


Рисунок 2.6 Конструкция однобортной дамбы и геологический разрез по характерному поперечнику на 2 км канала. 1 – Проектные контуры дамбы. 2- Насыпной грунт (супеси, проектная плотность 1,70 т/м^3). 3- Почвенно-растительный слой. 4 – Супеси легкие и тяжелые. 5- Погребенный почвенный горизонт. 6- Гравийно-галечниково-валунные отложения с песчаным заполнителем. 7- Песчаники глинистые. 8- Уровень грунтовых вод (под дамбой- до строительства канала). 9- Контуры конструктивных элементов усиления дамбы. 10- Слабоуплотненные горизонтальные прослои в толще дамбы, водонасыщающиеся при наполнении канала. 11- Трещины и воронки, образовавшиеся в ложе канала после замачки 1963 г.

а)

б)

Рисунок 2.7. Головной участок БСК – 1:
а) головное сооружение канала;
б)начальный участок канала в облицовке на 0 км.

а)

б)

Рисунок 2.8. Общий вид БСК – 1

а) мост через канал на 4 км;

б) участок канала в насыпи на 4,5 км

а)

б)

Рисунок 2.9. Участки БСК – 1 в различных условиях:
а) в выемке на 6 км;
б) в однобортной насыпи на 3 км.

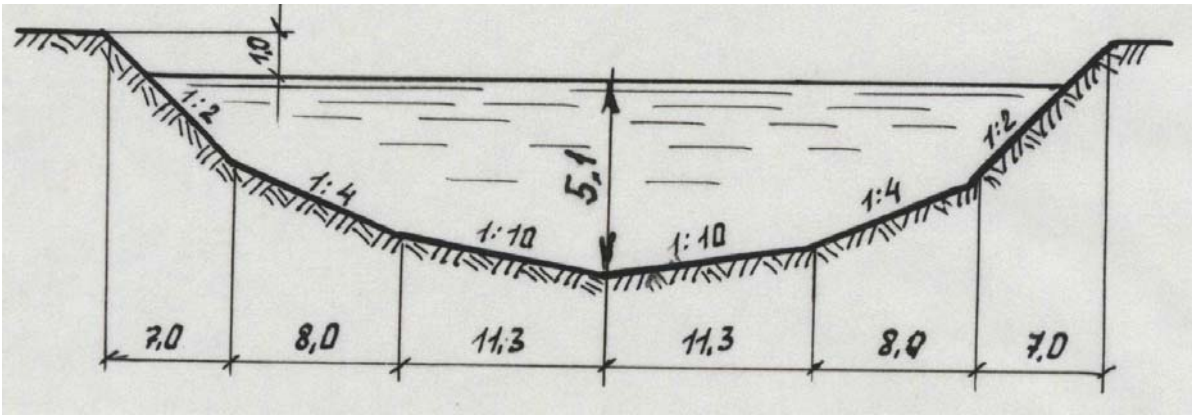


Рисунок 2.10 - Типовое сечение на Головном участке БСК – 1 (размеры в м)

Конструкция грунтопленочного экрана состояла из пленочного противофильтрационного элемента толщиной 0,2 мм, защитного слоя из суглинка толщиной 50 см и защитного покрытия щебнем слоем 10-20 см. Бетонопленочная облицовка включала зкран из полиэтиленовой пленки, сверху которой укладывался пергамин для защиты пленки от повреждений, и сборные железобетонные плиты.

В 1973 г. институтом «Севкавгипроводхоз» были выполнены гидрологические исследования на Головном участке БСК – 1 с целью установления гидравлико – морфометрических характеристик канала и оценки вероятных потерь из него (Алтунин и др., 1986).

Программой исследований предусматривалось:

- гидрографическое обследование русла с целью выявления мест русловых деформаций;
- определение фильтрационных потерь;
- определение гидравлических характеристик;
- изучение мутности потока по длине и ее связь с деформациями русла.

1. Визуальное гидрографическое обследование канала, проведенное при расходе воды 68 $м^3$/с, выявило следующие основные деформации на Головном участке БСК – 1;

на участках неукрепленных откосов правого берега в результате ливневой деятельности образовались промоины (щели) шириной 0,2 – 0,4 м и глубиной 0,3 – 0,5 м;

в районе 6,1 и 8,2 км вдоль правого уреза имеются гравийно – галечные отмели, образованные выносом продуктов эрозии, впадающих в канал небольших суходольных балок;

вдоль урезов с левого берега, в районах 8,9; 9,4; 10,1; 10,6; 11,8 км наблюдались песчаные отмели различной длины от 20 до 100 м шириной до 2 м, частично одернованные;

на вогнутом левом откосе на 40,5 км обнаружена крупная оползневая подвижка (срыв), представляющая в плане полуэллипс с большим диаметром 2,5 м. На противоположном правом берегу – такой же по величине срыв (подвижка) с отвалившимся, но еще не размытым грунтом;

подсечки (обрывистые участки приурезных бортов канала) наблюдались на 22,5 км, где была маломощная гравийно – галечная облицовка. Основной причиной образования подсечек являлись ветровые волны.

2.Полевые исследования по определению фильтрационных потерь производились при постоянном расходе воды во входном створе Q=26,5 м^3/с методом Севкавгипроводхоза на двух участках;

1-й – длиной 10,35 км (ПК 10+50 – ПК 114);

2-й – длиной 12,05 км (ПК 114 – ПК 234+50).

Результаты определения потерь воды на фильтрацию и испарение приведенных в таблице 2.2. Согласно результатам этих исследований потери воды на участках составили от 74 до 100 л/с на 1 км. а КПД их – 95 – 96 %. Осредненное значение КПД участка БСК – 1 от ПК 10+50 до ПК 234+50 составило 92,8 %.

3. Исследование гидравлических характеристик Головного участка БСК произведены на четырех типичных участках канала при расходах воды в канале, близких к расчетным (166 – 193 м^3/с).

На основании этих исследований сделаны следующие выводы по скоростному режиму Головного участка БСК – 1;

средние фактические скорости в канале составляют 1,18 м/с (таблица 2.3, 2.4) и превышают проектные (средняя проектная скорость – 1,13 м/с), максимальное превышение на участках до 24 %;

анализ эпюр скоростей на вертикалях свидетельствует о сложном характере скоростного режима и преобладаний в потоке пространственного режима (смещение максимальной скорости на глубину).

Таблица 2.2 – Потери воды на Головном участке БСК

№ п/п	Дата измерений	Исследуемый участок	КПД участка канал	Потери на 1 км длины канала (осредненные по участкам), л/с
1	2	3	4	5
1	3,4,5 11.73 г.	ПК 10+50-ПК 114-00	95,6	100±25
2		ПК 114+00-ПК 234+50	96,4	74±31
3		ПК 10+50-ПК 254+50	92,8	86±17

Расчет коэффициентов шероховатости n произведен по формуле Н.Н. Павловского (таблица 2.4).

Коэффициенты Шези С определялись по формуле установившегося движения воды

$$C = \frac{\upsilon_{ср}}{\sqrt{\left[\mathrm{I} - \alpha\left(\frac{\upsilon_2^2 - \upsilon_1^2}{2g\ell} \right) \right] \cdot R}}$$

где I – уклон водной поверхности;

υ_1, υ_2 – средние скорости движения потока в начале и в конце участка;

R – гидравлический радиус;

α - коэффициент Кориолиса;

ℓ - длина участка.

Точность вычисления коэффициента шероховатости, исходя из практики проектно – изыскательских работ, была оценена исследователями в ± 20.

Таблица 2.3 - Гидравлические характеристики Головного участка БСК

№ п/п	Дата измерения	Местоположение створов	Уровень воды, м	Расход воды, $м^3/с$	Площадь поперечного сечения, $м^2$	Скорость течения, м/с		Ширина, м	Глубина, м	
						средняя	наибольшая		средняя	наибольшая
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	15.06.73	ПК 37+09	653,99	166	175	0,95	1,42	49,0	3,57	5,40
		ПК 36+00	659,00	-	155	1,07	-	45,5	3,40	5,20
		ПК 38+01	653,98	-	168	0,99	-	46,6	3,60	5,0
2	20.06.73	ПК 86+66	653,17	170	159	1,07	1,50	49,0	3,24	4,60
	21.06.73	ПК 88+60	653,17	184	148	1,24	1,58	47,5	3,12	5,00
	21.06.83	ПК 92+00	653,21	189	156	1,21	1,52	48,5	3,22	5,00
3	22.06.73	ПК 213+40	650,99	184	135	1,36	1,8	45,5	2,97	4,40
		ПК 212+61	651,01	-	129	1,43	-	45,5	2,84	4,35
		ПК 214+23	650,94	-	128	1,44	-	45,0	2,85	4,20
4	28.06.73	ПК 350+00	646,053	196	166	1,16	1,39	46,5	3,57	5,35
		ПК 345+25	646,063	-	171	1,13	-	48,0	3,58	5,10
		ПК 35+80	646,044	-	169	1,14	-	47,5	3,58	5,25

Примечания	2	Участки	3	4
Прямолинейный участок длиной 0,8 км	R=200 $\alpha=29^0 02$ R =250 $\alpha=53^0 17$	уч. 26 уч. 27	R=250 $\alpha=66^0 34$	Прямолинейнй участок длиной более 1 км

Таблица 2.4- Осредненные гидравлические характеристики на четырех участках исследований БСК – 1

№ участков	Пикетаж	$\upsilon_{ср}$	Уклон	R, м	C, $м^{0,5}/с$	n
1	2	3	4	5	6	7
1	ПК 36+00-ПК 38+01	1,0	0,129	3,43	45	0,030
2	ПК 86+66-ПК 92+00	1,17	0,108	3,11	67	0,018
3	ПК 212+61-ПК 214+23	1,41	0,210	2,82	70	0,017
4	ПК 349+25-ПК 350+80	1,14	0,135	3,33	61	0,022

Среднее фактическое значение коэффициента шероховатости составило 0,025, что оказалось больше проектного (0,0225) на 10%.
Измеренные расходы взвешенных наносов приведены в таблице 2.5.

Таблица 2.5. Расходы взвешенных наносов на Головном участке БСК

№ участков	Пикетаж	Дата измерения	Расход взвешенных наносов, кг/с	Расход воды, $м^3/с$	Средняя мутность, $г/м^3$
1	2	3	4	5	6
1	ПК 37+09	15.06.73 г	40	166	240
2	ПК86+66	20.06.73 г	9,1	170	54
	ПК 88+60	20.06.73 г	8,5	184	46
	ПК 92+00	21.06.73 г	11	189	59
3	ПК 213+40	22.06.73 г	22	184	120
4	ПК 350+00	28.06.73 г	28	192,8	93

Как видно из таблицы 2.5, за период измерений при мало меняющихся расходах воды мутность воды изменялась более, чем в пять раз. Высокая мутность воды 15.06.73 г. (240 $г/м^3$) связана с транзитом от головного сооружения и со склоновой эрозией в результате ливня 15.06.73 г.

При проектировании канала исходили из того, что средняя мутность воды в течение года изменяется от 23 до 595 $г/м^3$; при отдельных ливневых пиках мутность воды достигает 5000-7000 $г/мм^3$.

20.06.73 г. на ПК 88+60 произведен анализ гранулометрического состава взвешенных наносов.

Размер фракций, мм	0,5-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	0,005
Процент содержания	11,2	10,2	61,9	16,7

Приведенный грансостав взвешенных наносов свидетельсвует о преобладании в потоке илистых частиц.

Минерализация воды на Головном участке БСК (отбор проб произведен 27-28 июня 1973 г. в начале и в конце участка) равна 90 мг/л.

Геологическое строение трассы на Курсавском участке канала сравнительно простое. Породы коренной основы представлены засоленными глинами майкопской свиты, склонными к набуханию, которые перекрываются повсеместно четвертичным делювиальным покровом различной мощности. Делювиальные глины легко размываются временными потоками.

На Курсавском участке запректирован канал полигонального сечения с шириной по дну 13,0 м с откосами 1:6; 1:4; 1:3; 1:2.

Производственные исследования на Курсавском участке БСК – 1, выполненные в 1973 г. изыскательскими отделами Севкавгипроводхоза показали, что за 6-летний период эксплуатации произошло разрушение откосов канала (подсечка берегов) почти на всем его протяжении, несмотря на то, что максимальные расчетные расходы по каналу не пропускались (максимальные кратковременные попуски составляли 90-100 $м^3$/с, а постоянно действующие расходы, пропускаемые в течение 4-6 месяцев, изменялись от 50 до 80 $м^3$/с).

Как установили производственные исследования, подсечкам подвержены оба берега канала, величина их колеблется в пределах:

левый берег – от 0,23 до 3,38 м;

правый берег – от 0,27 до 2,89 м.

Управление эксплуатации БСК производило крепление берегов канала путем наброски гравийно-галечной смеси на откос. Максимальная толщина крепления 30-40 см в нижней части откоса. Крепление откосов, проведенное таким образом, должного эффекта не дает.

Основными причинами, способствующими разрушению бортов канала являются:

- климатические (ветровой и ледовый режимы);
- инженерно-геологические;
- эксплуатационные.

Максимальная скорость ветра достигала 30-40 м/с. В некоторые годы наблюдаются «черные бури». Общая длина участков, совпадающих с господствующим направлением ветра, составляет 28 км, то есть более 50 % общей длины этого участка канала. Расчетная высота волны – 0,77 м. Ледовый режим БСК (одинаковый с ледовым режимом рек зоны Северного Кавказа) характеризуется неустойчивым ледсоставом в связи с зимними оттепелями. При частых сменах температур дамбы приурезной части канала разуплотняются на глубину промерзания, и геотехнические характеристики грунта резко меняются в сторону снижения их показателей. В дальнейшем, особенно при сильных ветрах, происходит смыв частиц грунта из разуплотненной части дамб и образование подсечек.

К климатическим условиям следует отнести также размывы дамб осадками ливневого характера.

Канал проходит в сложных рельефных условиях, пересекая целый ряд балок и понижений, переход через которые осуществляется насыпями и однобортными дамбами.

Дамбы канала отсыпают из легко размываемых делювиальных глин. Проектом предусматривалось их уплотнение до $\gamma_{скл}$ = 1,60-1,85 т/м^3. Фактическое уплотнение дамб, достигнутое в процессе строительства, в среднем составило 1,59 т/м^3. В момент проведения инженерно - геологических исследований объемный вес скелета грунта на мокром откосе насыпи канала составлял в среднем 1,43 т/м^3 (от 1,24 – 1,60 т/м^3). На уменьшении объемного веса сказалось увеличение влажности пород, слагающих дамбы канала (с 21,7 % до 29,4 %), что вызвало набухание глины, а в связи с этим и потерю прочности (потеря прочности вызвана также и рассолением грунтов). Уменьшение плотности пород с $\gamma_{скл}$ = 1,59 до 1,43 т/м^3 по нормативам (СНиП 11-5-1,62) снижает угол внутреннего трения до 10 %, а удельное сцепление уменьшается в 2 раза.

Особенность Курсавского участка – часто меняющиеся расходы воды. Среднесуточное колебание уровней воды от 0,5 до 1,5 м. Однако проведенные производственные исследования не позволяют судить о полной деформации бортов канала, происшедшей с начала его эксплуатации до 1973 г., так как силами эксплуатации ежегодно проводилась досыпка дамб. крепление, срезка и уполаживание откосов канала..

В проекте было рассмотрено семь типов крепления откосов канала, из них наиболее надежным и экономически целесообразным было признано крепление железобетонными балками (высотой 40 см, шириной 20 см, длиной 10 м), укладываемых под углом 45^0 к оси потока в клетку; ширина клеток по оси составляла 2×2 м. Устойчивость крепленых откосов проверена методом горизонтальных сил Маслова Н.Н.

С целью оценки изменений гидравлических сопротивлений и коэффициентов шероховатости НГМА были проведены натурные наблюдения на Головном участке БСК с 1 по 27 км. Исследования выполнялись в широком диапазоне расходов от максимальных (в начале июля месяца) до максимальных значений (в конце сентября). Величина расхода в этот период изменялась от 189 м^3/с до 25 м^3/с. Наблюдения осуществлялись на трех участках : 1 – 7 км, 7 – 16 км и 16 – 27 км и в целом на всем участке от 1 до 27 км. Для большей точности замеры расхода проводились в начале и в конце участка, а за расчетное значение расхода принималось среднее на участке. Обработка данных наблюдений выполнена К.Г. Гуриным и А.В. Самойленко, результаты которых представлены в таблице 2.6.Анализ полученных данных свидетельствует о том, что коэффициенты шероховатости Головного участка БСК увеличиваются с уменьшением расходов, хотя и незначительно в пределах 6 % от максимального

Таблица 2.6 – Изменение гидравлических сопротивлений и коэффициентов шероховатости Головного участка БСК по данным натурных наблюдений

Участок канала	Средний расход на участке, Q, $м^3/с$	Глубина, h, м	Уклон, i	Средняя скорость, υ, м/с	Число Рейнольдса, Re 10^6	Коэффициент Шези, C, $м^{0,5}/с$	Средний коэффициент гидравлических сопротивлений, $\lambda_{ср}$	Средний коэффициент шероховатости на участке, $n_{ср}$
1 – 7 км	189,19	5,10	0,00015	1,19	15,66	56,06	0,0250	0,0225
	169,33	4,65		1,15	14,35	55,49	0,0255	0,0225
	116,17	4,12		1,01	10,54	52,75	0,0282	0,0229
	80,49	3,53		0,89	7,80	50,34	0,0310	0,0232
	45,60	2,70		0,74	4,97	47,18	0,0353	0,0235
	25,84	2,20		0,63	3,25	44,35	0,0399	0,0238
7 – 16 км	186,15	5,07		1,18	15,43	55,75	0,0252	0,0226
	114,25	4,07		1,01	10,46	52,67	0,0283	0,0229
	79,04	3,50		0,87	7,52	50,42	0,0308	0,0231
	57,27	3,06		0,80	5,92	48,69	0,0331	0,0232
	25,01	2,15		0,61	3,25	44,30	0,0398	0,0238
16 – 27 км	182,17	5,03		1,17	15,16	55,47	0,0255	0,0227
	113,06	4,07		1,00	10,32	52,63	0,0283	0,0229
	77,90	3,48		0,89	7,52	50,40	0,0309	0,0231
	56,14	3,04		0,79	5,78	48,58	0,0333	0,0232
	23,83	2,13		0,60	3,05	43,81	0,0409	0,0239
1 – 27 км	182,60	5,03		1,17	15,16	55,65	0,0253	0,0226
	110,68	4,02		1,00	10,16	52,88	0,0281	0,0227
	78,56	3,49		0,89	7,69	50,42	0,0309	0,0231
	55,68	3,03		0,79	5,78	48,37	0,0335	0,0233
	25,23	2,16		0,62	3,20	44,96	0,0388	0,0234

расхода до минимального. В то же время, изменение расходов весьма существенно влияет на значения коэффициентов гидравлического сопротивления (с уменьшением расходов до минимальной величины коэффициент $\lambda_{ср}$ возрастает до 60 %). При этом прослеживается достаточно тесная связь между изменением числа Рейнольдса Re и коэффициента гидравлического трения $\lambda_{ср}$. Характер этой связи, когда с уменьшением числа Рейнольдса возрастает коэффициент гидравлического сопротивления, будет отвечать переходной области сопротивления при турбулентном движении.

Сопоставление этих результатов с данными, полученными Севкавгипроводхозом (таблица 2.4), показывает о близком совпадении для максимальных расходов. Так, среднее значение коэффициента шероховатости при расходе 189,19 $м^3/с$ на участке 1 -7 км составляет n = 0,0225, а по данным таблицы 2.4 среднее значение коэффициента шероховатости на участке 3,6 – 9,2км – $n_{ср}$= 0,0240, что дает расхождение 6,25 %. Коэффициент $n_{ср}$ в целом на участке 1 – 27 км при максимальном расходе составляет 0,0226, а его среднее значение на участке 3,6 – 35,0 км (таблица 2.4) было получено равным $n_{ср}$ = 0,0250 (расхождение 9,6 %).

В результате исследований потерь воды на фильтрацию из БСК – 1 гидрометрическим методом Севкавгипроводхозом (Поволоцкий, 1979; Косиченко, 2000) было установлено, что удельные потери на фильтрацию на Головном участке от1 до 30 км в начале эксплуатации в 1963 г. составляли от 37 до 96 л/сут. $м^2$ (таблица 2.7).

Таблица 2.7 – Потери на фильтрацию из БСК – 1

Участок канала, км	Год наблюдений	Глубина наполнения, м	Суммарное количество		Потери на фильтрацию, л/сут $м^2$			сред. КПД на 10 км канала	Грунты
			участков	замеров	наибольшие	наименьшие	средние		
1 – 4,5	1963	1,52	1	3	43,0	30,0	37,0	-	супеси
4,5 – 8.5	1964	1,72	1	10	114,0	40,0	96,0	-	супеси, суглинки
15 – 30	1961, 1963	2,68	3	4	80,0	40,0	52,0	-	глины, супеси
1 – 11,4	1973	2,85	2	2	260.0	147,0	204,0	0,96	супеси, суглинки
11,4 – 23,4									

Возрастание потерь на фильтрацию из БСК – 1 на участке от 1 до 23,4 км, очевидно, можно объяснить возникновением в этот период с 1963 по 1973 гг многочисленных деформаций ложа и бортов канала, в том числе карстово – суффозионных и просадочных воронок, а также аварийными ситуациями при эксплуатации канала (Запорожченко, 1974; Байгоров, Косиченко, Сергеев, 1981).

2.3.2.Вторая очередь канала (БСК - 2)

Второй участок магистрального канала начинается на 156 км. Его длина 64,4 км, головной расход 60 $м^3$/с, скорость течения при максимальном расходе 0,9 м/с, глубина наполнения канала 3,45 м, уклон 0,00013 (Водные ресурсы Ставрополья, 2001; Полад – Заде и др., 1982; Маслов и др., 2002).

БСК – 2 проходит по территории, отличающейся сложными инженерно – геологическими условиями. Южная часть (первые 35 км) представляет собой холмистую степь, которую пересекает множество оврагов. Отличительная особенность северной части БСК – 2 (с 35 по 64,3 км) заключается в том, что трасса проходит в пределах высокого плато, расчлененного глубокими и широкими долинами. Склоны водоразделов крутые, иногда отвесные, подверженные оползням. На отдельных участках строители канала вскрыли мощную толщу песков с прослоями песчаников.

Территория БСК – 2 с севера ограничена р. Томузловской, с востока – рр. Кумой и Мокрым Карамыком, с юга – множеством малых пересыхающих речек (рисунок 2.11).

Поперечное сечение БСК – 2 принято полигональным с заложением откосов 1:4; 1:6 и 1:2,5; 1:4; 1:6; ширина по дну – 3,0 м. На участках канала, где вскрыты пески с прослойками песчаников был уложен грунтопленочный экран с креплением в верхней части сборных железобетонных плит (рисунок 2.12). Толщина защитного слоя из уплотненного глинистого грунта принята равной 1.0 м.

Переход канала через многочисленные балки осуществлен насыпями. На рисунке 2.13 показано сечение канала на 58 км при переходе через долину р. Сухая Сабля. Для отвода фильтрационных вод из канала в низовых частях грунтовых дамб устроен закрытый трубчатый дренаж. С целью проведения наблюдений за режимом грунтового потока в дамбах устроены пьезометры.

В соответствии с природными условиями на канале построены три безнапорных тоннеля диаметром 4,82 м с общей длиной 9,0 км, рассчитанные на пропуск расхода 60 $м^3$/с. Через долину рек Мокрая Сабля и Разлив сооружен металлический дюкер, получивший название Круголесский. Стальной трубопровод выполнен в две нитки с диаметром 4,02 м, длиной 2,29 км. При прокладке трассы БСК – 2 строители преодолели ряд крутых

склонов, гор и глубоких долин. Поэтому русло канала то сильно заглубляется, то поднимается над поверхностью земли.

Пропуск воды по второй очереди магистрального канала состоялся в 1974 г. Строительство второй очереди БСК было завершено и она полностью сдана в эксплуатацию в 1981 г. (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Из БСК – 2 осуществляется подача воды по трем межхозяйственным распределителям: Александровскому с головным расходом 21 м^3/с, длиной 77,2 км; Чернолесскому с расходом 8 м^3/с, длиной 73 км.

БСК – 2 обеспечивает водой 5 районов Ставропольского края. Подвешенная площадь орошения в зоне БСК – 2 в настоящее время составляет 2,3 тыс.га, по проекту – 236 тыс. га и площадь обводнения – 259 тыс. га.

2.3.3. Третья очередь канала (БСК - 3)

Третья очередь канала начинается на 220,4 км магистрального канала. Его длина 42,5 км, расчетный расход 55 м^3/с. Схема трассы БСК – 3 приведена на рисунке 2.14.

Территория БСК – 3 ограничена с севера и северо – востока балкой Грязной, с юга – р.Томузловской, а запада – водораздельном рек Калаус и Кумы (рисунок 2.11). Именно по этому водоразделу и проходит магистральный канал. Он отличается весьма сложными рельефными и инженерно – геологическими условиями (ООС БСК : 3-я очередь строительства, 1983).

На рисунке 2.15 представлен общий вид БСК – 3 на участках трассы канала в выемке и в насыпи. Для предупреждения больших фильтрационных потерь из канала, проходящего в основном в песках и песчаниках, его периметр покрыт противофильтрационной облицовкой, состоящей из суглинистого выравнивающего слоя (после взрывов), полиэтиленовой пленки и сборных железобетонных плит толщиной 6 см.

На участке БСК – 3 осуществлено строительство ряда сложных гидротехнических сооружений (рисунок 2.14). Долину р. Томузловки канал преодолел с помощью металлического дюкера, получившего название Томузловского. Стальной трубопровод выполнен в две нитки диаметром 3,24 м, длиной 1360 м. Затем кубанская вода проходит по тоннелю диаметром 4,82 м и длиной 6964 м, рассчитанный на расход до 60 м^3/с. Сооружен тоннель в горах, примыкающих с северо – востока к долине р. Томузловки (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

По трассе канала сооружены еще два дюкера: первый – через долину балки Голубева Пасека. Длина Калиновского дюкера 2223 м, диаметр 3,24 м, пропускная способность 55 м^3/с. Он выполнен в две нитки из стального

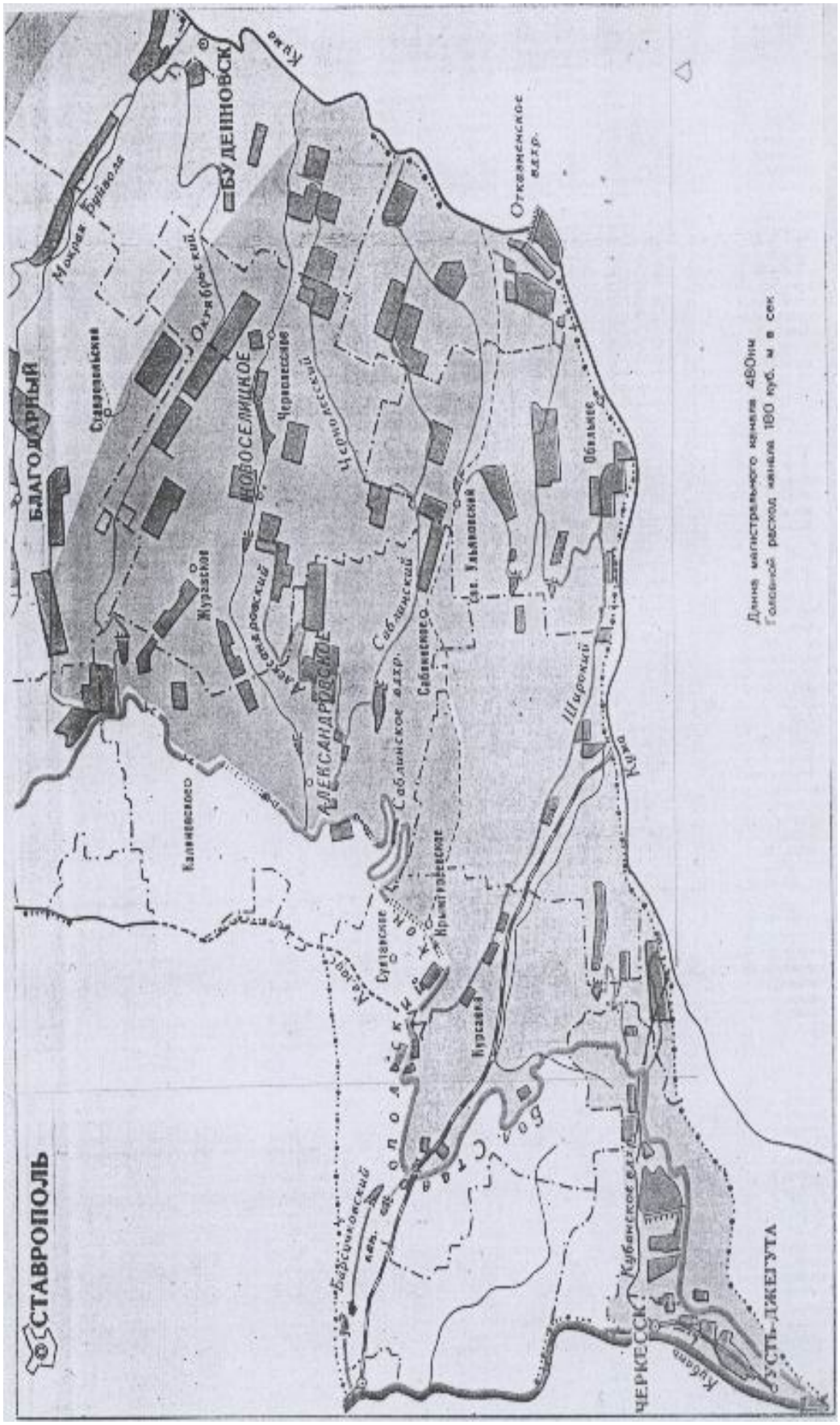


Рисунок 2.11 – Схема системы БСК на II – IУ-ой очереди

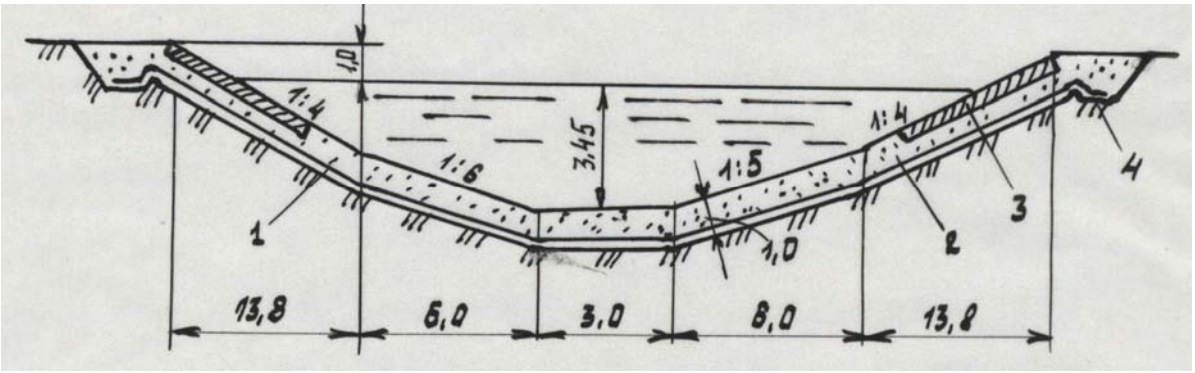


Рисунок 2.12 – Поперечное сечение БСК – 2 на 36-40 км (размеры в м):

1 – полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм;
2- защитный слой из уплотненного глинистого грунта толщиной1,0 м;
3- крепление сборными плитами;
4- закрепление пленки на бровке канала.

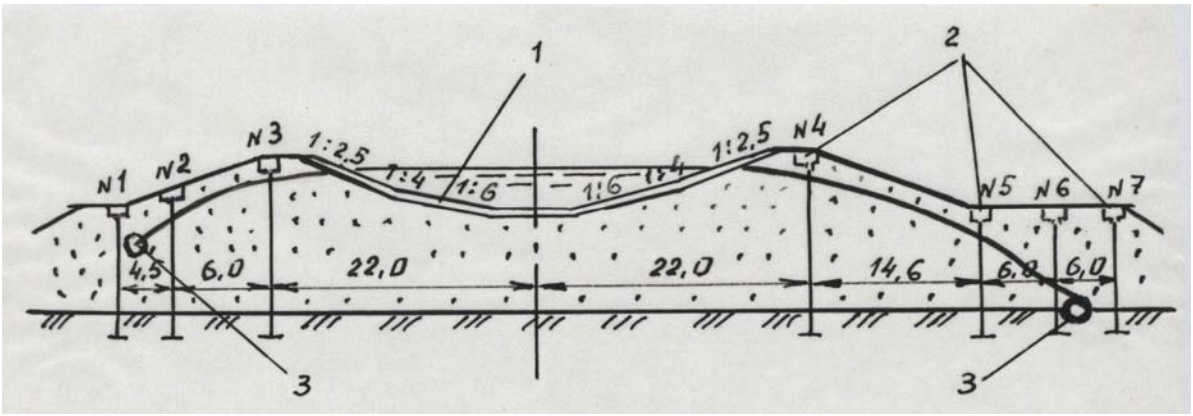


Рисунок 2.13 – Сечение БСК-2 в насыпи на 58 км:

1- грунтопленочный экран;
2- пьезометры;
3- дренаж.

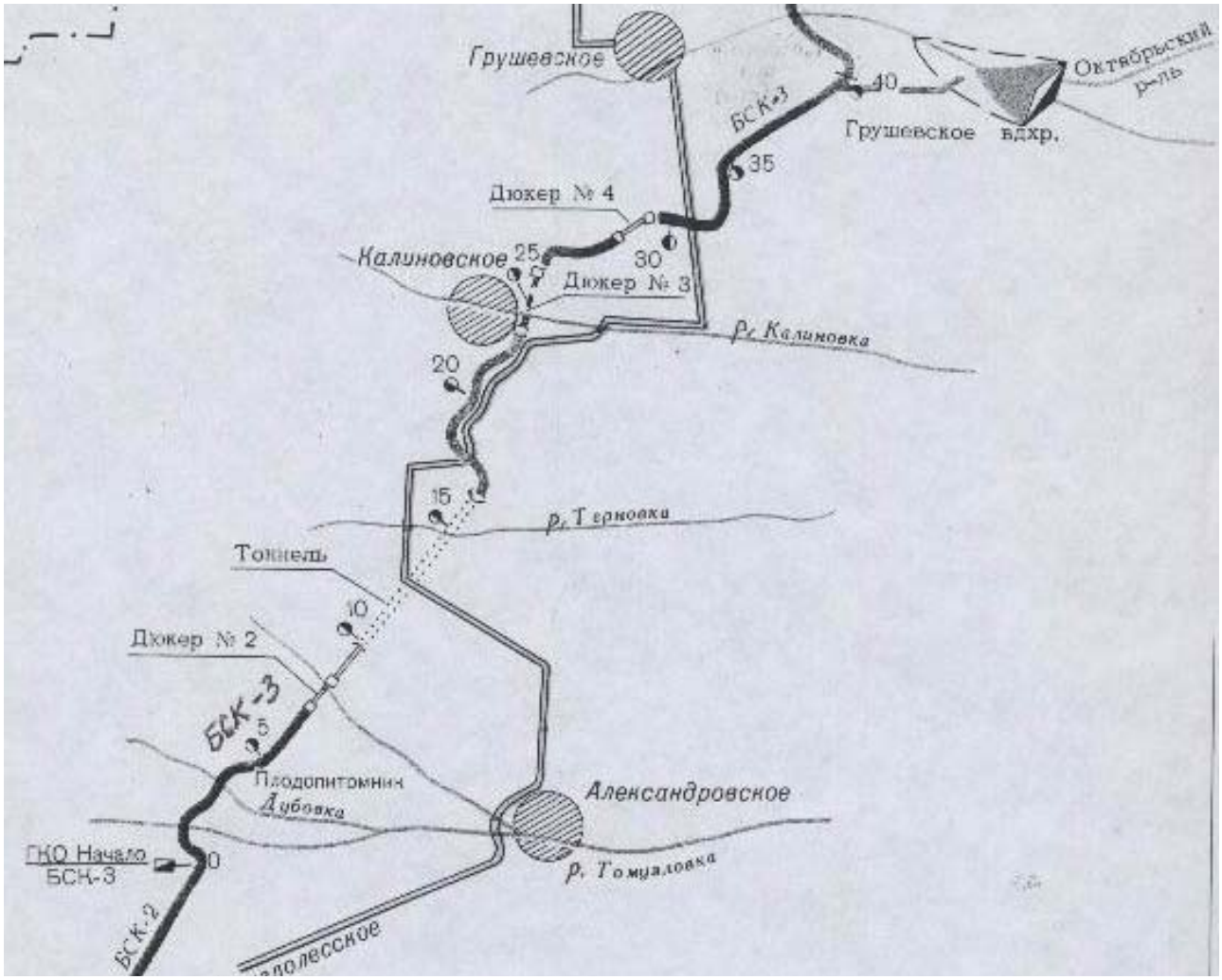


Рисунок 2.14 – Схема трассы БСК - 3

а)

б)

Рисунок 2.15 – Общий вид БСК – 3 на участках канала:
а- в насыпи; б- в выемке

трубопровода. Дюкер Голубева Пасека – стальной трубопровод длиной 1465 м, диаметром 3,23 м.

От третьей очереди БСК ответвляются межхозяйственные распределители Журавский длиной 10,3 км, расходом 13,3 м^3/с, Грушевский (3,5 км, 5,5 м^3/с), Октябрьский (42,6 км, 10,5 м^3/с).

Сечение канала трапецеидальное с шириной по дну 6 м, заложением откосов 1:2,1 и глубиной 3,0 м (рисунок 2.16).

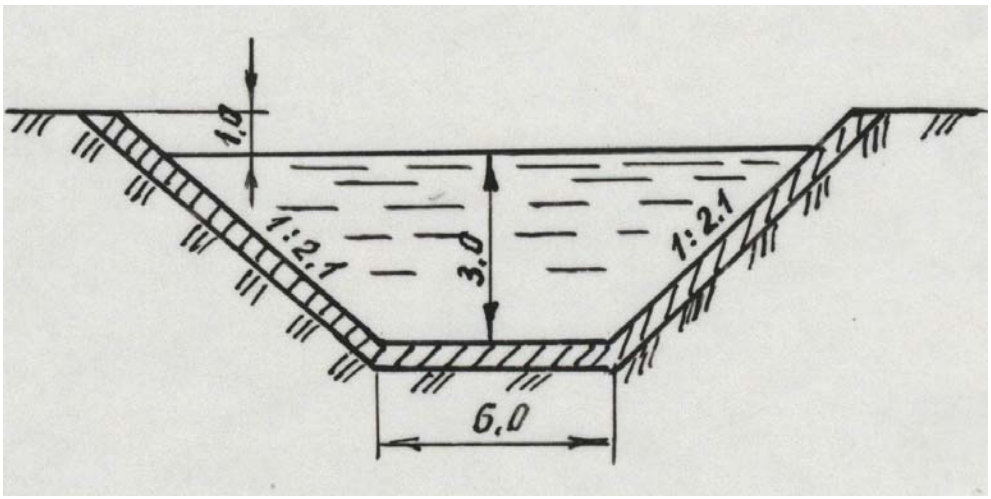


Рисунок 2.16 – Типовое поперечное сечение БСК -3 (размеры в м)

Магистральный канал БСК – 3 строился с 1979 по 1981 гг. Полностью строительство системы БСК – 3 завершено в 1983 г.

Водопотребление БСК – 3 ежегодно составляет 109,6 млн. м^3.

Для оценки эксплуатационных характеристик канала в 1983 – 1985 гг. ЮжНИИГиМом, НИМИ и Севкавгипроводхозом были проведены натурные гидравлические и фильтрационные исследования (Косиченко, 2000; Косиченко, Ищенко, Максимов и др., 1985).

Задачей гидравлических исследований являлось определение коэффициента шероховатости и гидравлических сопротивлений облицованного русла БСК – 3. Результаты этих исследований представлены в таблице 2.8.

Таблица 2.8 – Осредненные гидравлические параметры БСК – 3

Замеренный расход Q, м^3/с	Глубина h, м	Гидравлический уклон $I\,10^4$	Площадь живого сечения, ω, м^2	Средняя скорость течения, υ, м/с	Число Рейнольдса, Re 10^{-6}	Коэффициент шероховатости n	Коэффициент гидрав. сопротивлений, λ
46,5	2.87	2,50	34,5	1,35	9,61	0,0172	0,0192

Коэффициент шероховатости определялся по формуле

$$n = R^{2/3} \cdot I^{1/2} / \upsilon \ ,$$

а коэффициент гидравлического трения (коэффициент Дарси) по зависимости

$$\lambda = 8gRI / \upsilon^2 \ ,$$

где I – гидравлический уклон (или уклон свободной поверхности);

R – гидравлический радиус;

υ - средняя скорость в живом сечении потока.

Полученное значение коэффициента шероховатости облицованного русла БСК – 3 из сборных железобетонных плит НПК является близким (n=0,0172) к верхнему пределу для грубой бетонной облицовки согласно СНиП 2.06.03. – 85 (n = 0,0170). Коэффициент гидравлического сопротивления λ будет соответствовать переходной (доквадратичной) области сопротивления (Альтшуль и др., 1985).

Задачей фильтрационных исследований было определение потерь на фильтрацию из БСК – 3 и оценка противофильтрационной эффективности бетонопленочной облицовки.

Третья очередь БСК, за исключением тоннеля и дюкеров, на участках общей длиной 27,16 км имеет бетонопленочную противофильтрационную облицовку. Ее общая площадь составляет 666,7 тыс. м^2. Дно канала облицовано монолитным бетоном, по откоам выполнена сборная железобетонная облицовка с использованием плит двух типов: 2×3×0,1 м и НПК с размерами 6×2×0,06 и 6×1,5×0,06 м. Для противофильтрационного экрана применялась полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм (ГОСТ-10354-73), шириной 3,6 м и 8,0 м. С целью исключения повреждений пленки при монтаже облицовки ее поверхность покрывалась слоем толя или пергамина.

При устройстве бетонопленочной облицовки на БСК-3 применялись две схемы раскладки пленки: а) отдельно по дну и откосам канала с устройством стыка по линиям сопряжения дна и откосов и б) сразу по всему периметру. Стыковка полотнищ осуществлялась как путем скруток, так и с помощью сварки. Опыт строительства БСК-3 показал, что стык полонтищ по линиям сопряжения дна и откосов является не технологическим и ненадежным, так как именно здесь обнаруживались основные очаги фильтрации. Неплотные скрутки, непровары стыков полотнищ, порывы и проколы полиэтиленовой пленки также значительно снижают противофильтрационный эффект бетонопленочной облицовки.

Для определения фактических потерь воды на фильтрацию и оценки эффективности бетонопленочной облицовки в период эксплуатации третьей очереди БСК использовался метод точечных фильтромеров. Было выбрано 9 характерных створа (таблица 2.9) с хорошо замоноличенными швами и деформационными трещинами в швах и на плитах с шириной раскрытия от 1 до 3 мм, где было установлено в общей сложности 82 фильтромера.

Таблица 2.9 – Характеристика участков и створов наблюдений на БСК-3

№ участка	Длина участка,м	№ створа	Пикет	Характеристика сечения канала
I	1,3	I	5+50	полувыемка-полунасыпь
II	2,4	II	20	насыпь
III	3,9	III Y	54 69	полувыемка-полунасыпь -«-
IY	6,3	YI YII	191+50 193	насыпь -«-
Y	13,2	IY YIII IX	252 254+50 268	выемка -«- -«-

Σ = 27,1

На участках первых двух створов, с целью сопоставления проводились также измерения фильтрационных потерь методом изолированных отсеков.

Измерения проводились с помощью фильтромеров конструкции Укргипроводхоза, состоящим из металлической коробки, внутри которой размещен стакан размером 20 ×30× 7,5 см или 10× 20× 7,5 см.. Фильтромер крепится к поверхности облицовки с помощью цементного раствора высокой марки и соединяется резиновой трубкой с медицинской грелкой емкостью 1,5-2 л. Фильтромеры больших размеров устанавливались на плиты, а меньших – на трещины в облицовке.

Следует отметить, что указанные фильтромеры могут быть установлены на поверхность облицовки только после сброса воды. Для проведения натурных исследований фильтрации через облицовку без остановки канала разработан специальный фильтромер (а.с. № 1148927) (Косиченко, Ищенко, 1985), который позволяет осуществлять его установку под воду на глубину 3-5 м.

В качестве расчетных показателей бетонопленочной противофильтрационной облицовки определялись скорость и коэффициент фильтрации облицовки.

Скорость фильтрации (см/с) в точках установки фильтромеров вычислялась по формуле

$$\upsilon = \frac{W}{T \cdot \omega_{ф}},$$

где W – объем профильтровавшейся воды, см^3;

T – продолжительность наблюдений, с;

$\omega_ф$ – площадь фильтрации, см^2.

Коэффициент фильтрации (см/с) находился по формуле

$$\kappa_{обл} = \frac{\upsilon \cdot \delta_0}{h_0 + \delta_0},$$

где δ_0 – толщина бетонной облицовки, см;

h_0 – глубина воды в канале, см.

Результаты натурных измерений в исследованных створах по определению коэффициентов фильтрации облицовки обрабатывались на ЭВМ. Определение средних значений коэффициентов фильтрации в замеренных точках из множества замеров по соответствующим элементам облицовки (железобетонные плиты ненарушенной структуры, деформационные швы, трещины в швах и сборных плитах, монолитный бетон по дну канала) проводилось по составленной блок – схеме алгоритма расчета с учетом отброса выпадающих значений.

В таблице 2.10 представлены обобщенные данные осредненных коэффициентов фильтрации для элементов облицовки и облицовки в целом по отдельным створам наблюдений с учетом выделения двух характерных периодов эксплуатации канала: начального периода эксплуатации при малых глубинах (0,5 – 1,3 м) и длительного периода эксплуатации при поддержании проектных глубин (до 3 м). Коэффициент фильтрации в створе определялся по средневзвешенному значению.

Таблица 2.10 – Результаты исследований водопроницаемости отдельных элементов облицовки

Створы наблюдений	Осредненные коэффициенты фильтрации элементов облицовки, см/с					
	Монолитный бетон по дну при глубине воды в канале, м		Плиты НПК на откосах (без дефектов и нарушений) при глубине воды в канале, м		Деформационные швы (без дефектов и нарушений) при глубине воды в канале, м	
	0,5 – 1,3	2,0 – 3,0	0,5 – 1,3	2,0 – 3,0	0,5 – 1,3	2,0 – 3,0
1	2	3	4	5	6	7
ПК 5+50	$1{,}02\ 10^{-6}$	$1{,}16\ 10^{-6}$	$4{,}80\ 10^{-6}$	$3{,}62\ 10^{-6}$	1,22	$3{,}60\ 10^{-6}$
ПК 20	$3{,}07\ 10^{-5}$	$1{,}15\ 10^{-6}$	$3{,}77\ 10^{-6}$	$9{,}12\ 10^{-7}$	-	$9{,}02\ 10^{-7}$
ПК 54	$2{,}63\ 10^{-5}$	$1{,}17\ 10^{-6}$	$2{,}26\ 10^{-5}$	$8{,}30\ 10^{-7}$	-	$8{,}40\ 10^{-7}$
ПК 69	$2{,}23\ 10^{-5}$	$1{,}30\ 10^{-6}$	$2{,}37\ 10^{-6}$	$1{,}05\ 10^{-6}$	-	$1{,}15\ 10^{-6}$
ПК 191+50	-	$6{,}30\ 10^{-6}$	$5{,}63\ 10^{-5}$	$1{,}15\ 10^{-6}$	-	$1{,}17\ 10^{-6}$
ПК 193	-	$9{,}70\ 10^{-5}$	$3{,}50\ 10^{-5}$	$1{,}20\ 10^{-6}$	-	$1{,}21\ 10^{-6}$

Продолжение таблицы 2.10

ПК 252	$3,07\ 10^{-5}$	$9,60\ 10^{-5}$	$9,70\ 10^{-5}$	$6,50\ 10^{-6}$	-	$6,30\ 10^{-6}$
ПК 254+50	-	$6,40\ 10^{-5}$	$1,94\ 10^{-5}$	$6,70\ 10^{-5}$	-	$6,73\ 10^{-5}$
ПК 268	$6,97\ 10^{-5}$	$6,5010^{-5}$	$8,08\ 10^{-5}$	$4,30\ 10^{-5}$	-	$4,23\ 10^{-5}$

Продолжение таблицы 2.10 - Результаты исследований водопроницаемости отдельных элементов облицовки

Створы наблюдений	Осредненные коэффициенты фильтрации элементов облицовки, см/с					
	Трещины в плитах при глубине воды в канале, м		Трещины в швах при глубине воды в канале, м		Осредненные коэффициенты фильтрации облицовки по створам при глубине воды в канале, м	
	0,5 – 1,3	2,0 – 3,0	0,5 – 1,3	2,0 – 3,0	0,5 – 1,3	2,0 – 3,0
ПК 5+50	$1,01\ 10^{-4}$	$8,40\ 10^{-6}$	$1,06\ 10^{-4}$	$9,16\ 10^{-6}$	$0,85\ 10^{-5}$	$1,55\ 10^{-6}$
ПК 20	-	$1,71\ 10^{-6}$	$1,38\ 10^{-4}$	$1,69\ 10^{-6}$	$1,33\ 10^{-5}$	$0,73\ 10^{-6}$
ПК 54	-	$4,34\ 10^{-6}$	$1,22\ 10^{-4}$	$4,50\ 10^{-6}$	$1,71\ 10^{-5}$	$0,71\ 10^{-6}$
ПК 69	-	$1,23\ 10^{-6}$	-	$1,15\ 10^{-6}$	$7,66\ 10^{-5}$	$0,83\ 10^{-6}$
ПК 191+50	-	$2,10\ 10^{-7}$	-	$1,23\ 10^{-7}$	$2,83\ 10^{-5}$	$2,82\ 10^{-6}$
ПК 193	-	$2,10\ 10^{-5}$	-	$2,30\ 10^{-5}$	$2,22\ 10^{-5}$	$2,0\ 10^{-6}$
ПК 252	-	$8,30\ 10^{-6}$	-	$8,30\ 10^{-5}$	$3,99\ 10^{-5}$	$1,55\ 10^{-5}$
ПК 254+50	-	$8,15\ 10^{-5}$	-	$9,11\ 10^{-5}$	$6,76\ 10^{-5}$	$3,98\ 10^{-6}$
ПК 268	-	$8,13\ 10^{-5}$	-	$9,27\ 10^{-5}$	$5,06\ 10^{-5}$	$1,56\ 10^{-5}$

Примечание. На ПК 5+50 – ПК 193 при больших глубинах проводилась инъекция цементным раствором

Анализируя значения коэффициентов фильтрации облицовки на отдельных створах, можно отметить следующее. В начальный период эксплуатации при малых глубинах коэффициент фильтрации облицовок, особенно в местах расположения трещин, в среднем в 7 – 20 раз выше, чем в случае длительного поддержания глубин. Объясняется это недостаточным насыщением бетона облицовки и подстилающего основания в местах повреждения пленочного экрана. Сопоставление коэффициентов фильтрации по элементам облицовки показывает, что через трещины в начальный период эксплуатации канала при малых глубинах они на порядок выше, чем через тело сборных железобетонных плит НПК. Однако после проведения инъекции подплитного пространства в процессе длительного поддержания проектных глубин их значения практически выравниваются, т.е. в этом случае трещины облицовки заметной роли в фильтрационных потерях не играют. Таким образом, инъекция позволяет повысить противофильтрационный эффект облицовки и в целом снивелировать фильтрационные потери по периметру канала, даже при наличии деформационных трещин.

Ранее, до пуска канала в эксплуатацию, совместно с Севкавгипроводхозом (Максимов, Косиченко и др., 1982) на головном участке третьей очереди БСК проводились исследования потерь воды на фильтрацию через бетонопленочную облицовку методом изолированных отсеков, который считается наиболее точным из всех методов натурного определения фильтрации.

Расчленение канала на отсеки осуществлялось путем устройства земляных перемычек из связных уплотненных грунтов. Откосы перемычек покрывались бетонной облицовкой для защиты разрушений волнобоем, а также при пропуске воды из отсека в отсек через специально устроенный в гребне водослив. Места устройства перемычек, т.е. границы отсеков, как правило, устанавливались с учетом однотипности конструкции экрана и однообразия грунтовых и гидрогеологических условий в пределах каждого отсека.

Исследования потерь воды выполнялись после постепенного наполнения группы отсеков до глубин близких к проектным (3,0 м) с периодическим замером величины снижения уровней воды в каждом отсеке. В таблице 2.11 приводятся результаты исследований за 7 – 8 суточный период наблюдений.

Сравнивая значения коэффициентов фильтрации облицовки на одних и тех же участках, определенных методом точечных фильтромеров и методом изолированных отсеков, можно заключить, что коэффициент фильтрации облицовки после проведения инъекции на обоих створах (ПК 5+50 и ПК 20), получился несколько выше значений, найденных в отсеках № 1 и 3.

Таблица 2.11 – Результаты исследований потерь воды на фильтрацию по опытным отсекам на БСК – 3

Наименование характеристик	Единицы измерения	Номера опытных отсеков			
		1	2	3	4
Расположение отсеков по каналу	км	0-1,2	1,2-1,65	1,65-2,45	2,45-3,15
Длина отсеков	м	1200	450	800	700
Падение уровней за период исследований	м	0,844 / 0,285	0,180	0,905	0,280
Средняя глубина воды в отсеке	м	2,80	2,90	2,87	2,16
Потери воды на фильтрацию (за вычетом выпавших осадков и слоя испарения)	тыс. $м^3$	19,500 / 4,750	2,953	1,394	4,028
Среднесуточная толщина слоя потерь воды	м/сут	0,104 / 0,033	0,020	0,009	0,032
Потери воды с 1 $м^2$ ложа канала	$\frac{л}{сут\ м^2}$	104,0 / 23,57	42,5	11,31	45,24
Потери воды с 1 км длины канала	л/с	23,54 / 5,32	9,60	2,55	8,38
Средний коэффициент фильтрации облицовки	10^{-6} см/с	5,53 / 1,26	2,28	0,61	2,84

Примечание. По отсеку № 1 данные исследований приводятся до проведения работ по инъекции цементным раствором под плитами (числитель) и после инъекции (знаменатель).

Учитывая менее высокую точность метода точечных фильтромеров, совпадение полученных результатов можно считать вполне удовлетворительным. Это подтверждает достоверность измеренных значений фильтрационных потерь через бетонопленочную облицовку.

Из анализа результатов исследований, приведенных в таблице 2.11 отметим следующее. Сравнительно низкие потери воды на фильтрацию по отсеку № 3 объясняются тем, что этим отсеком охватывается участок насы-

пи, отсыпанной из суглинков, т.е. материал насыпи сам по себе обладает более высокими противофильтрационными свойствами, чем грунт подстилающего основания из сарматских песков. Что касается повышенных потерь на фильтрацию из отсеков № 1, 2, 4, то они объясняются резким усилением фильтрации через дефекты в пленочном экране вследствие неплотного прилегания сборных железобетонных плит облицовки даже к хорошо спланированной поверхности откосов.

Как показал опыт строительства БСК – 3, фильтрационные потери при сборной бетонопленочной облицовке каналов могут быть существенно сокращены путем инъекции цементного раствора под сборные железобетонные плиты. Так, натурные исследования по отсеку № 1 показали, что после выполнения такой инъекции потери воды на фильтрацию снизились с 104,0 до 23,57 л/(сут м^2), (таблица 2.11), т.е. в 4,4 раза. При качественном выполнении инъекционных работ может быть достигнут еще более высокий эффект. Эти данные подтверждаются также исследованиями УкрНИИГиМа (Сухоруков и др., 1983).

При прочих равных условиях противофильтрационный эффект монолитных бетонопленочных облицовок выше по сравнению со сборными облицовками. Бетонная смесь при укладке обеспечивает плотное прилегание пленочного экрана канала, копируя и заполняя все неровности спланированной поверхности, что исключает увеличение площади фильтрации по ложу канала за счет растекания воды под пленкой. Наблюдениями установлено, что качественно выполненная монолитная облицовка БСК – 3 имеет коэффициент фильтрации на порядок ниже, чем сборная облицовка.

Окончательно для расчета фильтрационных потерь осредненные коэффициенты фильтрации облицовок принимались по пяти характерным участкам (таблица 2.12).

Таблица 2.12 – Значения осредненных коэффициентов фильтрации облицовки по характерным участкам БСК – 3

№ участка	Пикеты	Длина участка, км	Количество створов наблюдений на участке	Осредненный коэффициент фильтрации по участку, см/с
I	0 - 13	1,3	1	$1{,}55\ 10^{-6}$
II	13 - 37	2,4	1	$0{,}73\ 10^{-6}$
III	37 - 76	3,9	2	$0{,}77\ 10^{-6}$
IY	162 - 225	6,3	2	$2{,}41\ 10^{-6}$
Y	247 - 425	13,2	3	$1{,}17\ 10^{-5}$

Таким образом, коэффициент фильтрации бетонопленочной сборно – монолитной облицовки на БСК – 3 по четырем участкам с качественно вы-

полненной облицовкой находится в пределах от 0,73 10^{-6} до 2,41 10^{-6} см/с, на Y участке – качество облицовки неудовлетворительное, где требуется проведение качественной инъекции подплитного пространства облицовки.

В ряде случаев отдельные участки каналов могут проектироваться при высоком стоянии грунтовых вод. При опускании уровня воды в канале ниже уровня грунтовых вод будет создаваться избыточное гидродинамическое давление на тыловую часть облицовки, что вызывает нарушение целостности покрытия.

С этой целью может быть использовано дренажное устройство бетонопленочной облицовки на рисунке 2.17 а (а.с. 1041621) (Косиченко и др., 1983; Алтунин и др., 1988). Под швами плит облицовки устраиваются траншеи с крупнозернистым материалом, которые разделены пленкой на две части. В траншеях уложены дренажные трубы, снабженные выходящими через шов трубчатыми выпусками с обратными клапанами на их концах. Бетонопленочная облицовка описанной конструкции за счет свободного отвода грунтовых вод через одежду в канал позволяет предупредить выпор плит избыточным давлением при быстрой сработке уровня воды в сооружении или высоком стоянии грунтовых вод, что обеспечивает надежность работы облицовки в период эксплуатации.

Дренажное устройство для отвода грунтовых вод также может быть выполнено в виде жесткого элемента коробчатой формы с перфорированными передней и задней стенками (рисунок 2.17 б) (а.с. № 1138448) (Косиченко и др.. 1985). Внутри жесткого элемента установлен клапан в виде пластины, снабженной выступами. Для повышения эффективности работы дренажного устройства на дне траншеи уложено пленочное полотнище с выпуском в тело грунтового потока, образующее карман для захвата грунтового потока. Отвод грунтовых вод осуществляется через дренажный вывод из каменно – гравийной засыпки, устроенной в швах бетонопленочной облицовки. Для защиты пленки от повреждений и в качестве фильтров могут быть использованы искусственные стекловолокнистые материалы, подробные рекомендации по применению которых даны в работах Н.Г. Пивовара (1980). В случае, когда напор в канале становится выше давления грунтового потока, клапан под действием гидростатического давления воды плотно прижимается к передней перфорированной стенке жесткого элемента, предотвращая фильтрацию воды из канала. Жесткие элементы целесообразно изготавливать секциями, принимая длину каждой секции соответствующей ширине применяемых сборных плит. Так, для сборных предварительно – напряженных НПК длину секции принимают равной 1,5 – 2,0 м.

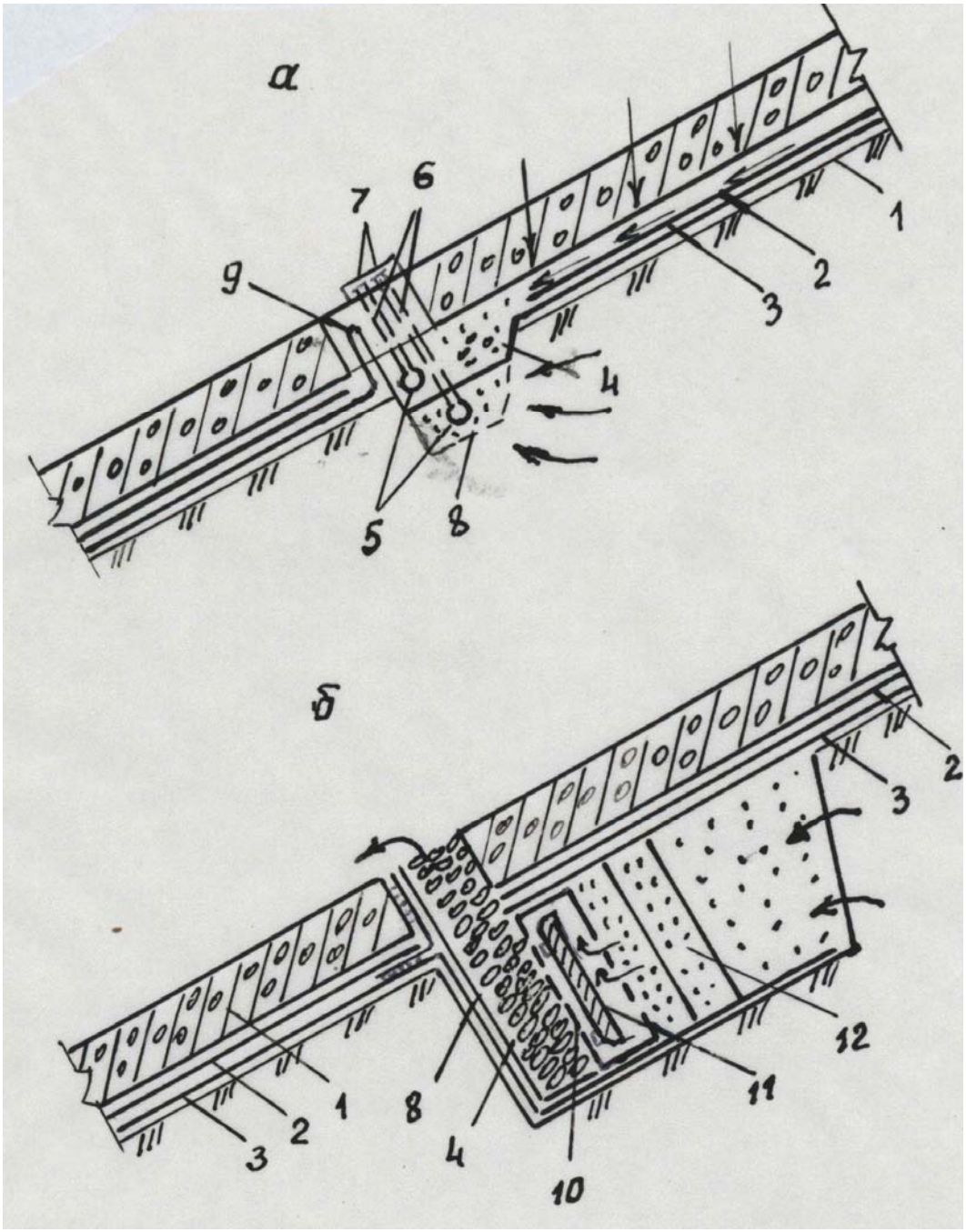


Рисунок 2.17 – Дренажные устройства бетонопленочных облицовок:

1-железобетонные плиты ПМК; 2-защитная прокладка из толи; 3-полиэтиленовая пленка; 4-траншеи, заполненные крупнозернистыми материалами; 5-дренажные трубы; 6-трубчатые выводы; 7-обратные клапаны; 8-искусственный защитный фильтрующий материал (стеклохолст); 9-складка из пленки; 10-жесткий элемент с перфорированными стенками; 11- клапан в виде пластины с выступами; 12-обратный фильтр.

Указанное дренажное устройство использовано для защиты бетонопленочной облицовки на участках с высоким стоянием грунтовых вод БСК – 3 (ПК 268, ПК 252) и Александровского распределителя БСК – 3 (ПК 60).

Исследование работоспособности дренажных устройств выполнялись на БСК – 3 (ПК 268, ПК 252), где ежегодно производилась замена вспученных плит в результате выпора грунтовыми водами. На этом же участке расположена насосная станция, при включении которой происходит мгновенное снижение уровня воды в канале.

Для проверки работоспособности таких устройств в деформационном шве выше расположения выпускного отверстия дренажного устройства было выполнено отверстие, через которое осуществлялось нагнетание красящего вещества. Красящее вещество, проникая через заднюю и переднюю перфорированную стенку коробчатого элемента дренажного устройства в выпускное отверстие в плитах, поступает в канал, окрашивая при этом шлейфом воду, когда уровень воды в канале был минимальным. В том случае, когда уровень воды в канале соответствовал проектной глубине, клапан плотно перекрывал перфорированную заднюю стенку и не пропускал окрашенную воду.

Для контроля герметичности дренажного устройства (после закрытия клапана) на выпускное отверстие монтировался фильтромер, а оставшуюся часть для непроницаемости бетонировали. Рядом с дренажным устройством были также установлены фильтромеры на облицовку и на деформационные швы. По результатам натурных измерений (таблица 2.13) установлено, что значения коэффициентов фильтрации облицовки на всех фильтромерах, в том числе установленном на выпускном отверстии, практически не отличаются. Это свидетельствует об отсутствии утечек воды из канала через дренажное устройство при низком стоянии уровня грунтовых вод, т.е. в этом случае клапан плотно перекрывает заднюю перфорированную стенку, препятствуя выходу воды из канала.

Таблица 2.13 – Результаты натурных испытаний по определению коэффициентов фильтрации облицовки на БСК – 3 в местах установки дренажных устройств

Номер участка (створа)	Фильтромеры, установленные на выпускном отверстии		Фильтромеры, установленные на плитах, деформационных швах облицовки	
	Номер фильтромера	Коэффициент фильтрации, см/с	Номер фильтромера	Коэффициент фильтрации, см/с
1	2	3	4	5
I	1	$2{,}96\ 10^{-7}$	2 3 4	$1{,}54\ 10^{-6}$ $2{,}89\ 10^{-7}$ $7{,}80\ 10^{-7}$

Продолжение таблицы 2.13

1	2	3	4	5
II	5	$3,99\ 10^{-7}$	6 7	$1,28\ 10^{-7}$ $4,31\ 10^{-6}$
III	9	$7,32\ 10^{-7}$	8 10	$5,88\ 10^{-7}$ $1,60\ 10^{-6}$
IY	12	$2,18\ 10^{-7}$	11 13	$5,32\ 10^{-7}$ $1,62\ 10^{-6}$

Кроме того, для проверки герметичности дренажных устройств при низком стоянии уровня грунтовых вод производилось контрольное бурение скважин. Скважины бурились выше дренажного устройства в верхней части откоса на глубину до 2,0 м, в которых определялась влажность грунта под бетонопленочной облицовкой. При этом для сравнения производилось бурение и оценка влажности в местах, где такие устройства не установлены. По результатам наблюдений определено, что грунт под облицовкой во всех случаях находится в сухом состоянии. Таким образом, указанные результаты наблюдений свидетельствуют о необходимой герметичности дренажного устройства и об отсутствии утечек из канала через него в случае превышения уровня воды в канале над уровнем грунтовых вод.

На основании проведенных исследований установлены следующие основные технико – эксплуатационные показатели дренажных устройств (таблица 2.14).

Таблица 2.14 – Технико – эксплуатационные характеристики дренажных устройств

Технико-эксплуатационные показатели	Значения показателей
Размеры коробчатого элемента, м	0,18 1,15 0,5
Размер выпускного отверстия , см	10 110
Расход дренажного устройства (для грунта приканальной зоны в виде песка, супеси), $м^3$/сут	4,2 – 4,6
Радиус влияния, м	20
Расстояние между дренажными устройствами, м	20 - 40

2.3.4. Четвертая очередь канала (БСК - 4)

Четвертая очередь канала начинается на 262,5 км, севернее с.Грушевского. Находится в стадии строительства с 1984 г. Проектная длина БСК – 4 47 км, расчетный расход 53 $м^3$/с. На начало 2001 года построено 25,3 км. В настоящее время продолжается строительство остальной части канала. Общий вид БСК – 4 показан на рисунке 2.18.

Территория четвертой очереди БСК (рисунок 2.11) ограничена с запада рекой Калаус, с севера реками Айгурка и Камбулат, с востока- водоразделами рек Малая Буйвола и Сухая Буйвола, с юга – балкой Грушевой. Долину р.Малая Буйвола канал преодолел с помощью дюкера, получившего название Ореховский. Длина Ореховского дюкера 2442 м, диаметр 3,2 м, пропускная способность 53 $м^3$/с.

От БСК – 4 ответвляется Просянский сброс. Он выполнен в виде железобетонного лотка прямоугольного сечения длиной 16,6 км с расходом до 5 $м^3$/с. Сбрасываются воды в р.Калаус для обводнения низовьев реки и озер Первого и Второго Подранков. Канал также питает водой Елизаветинский распределитель длиной 47 км, расходом 13,5 $м^3$/с (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

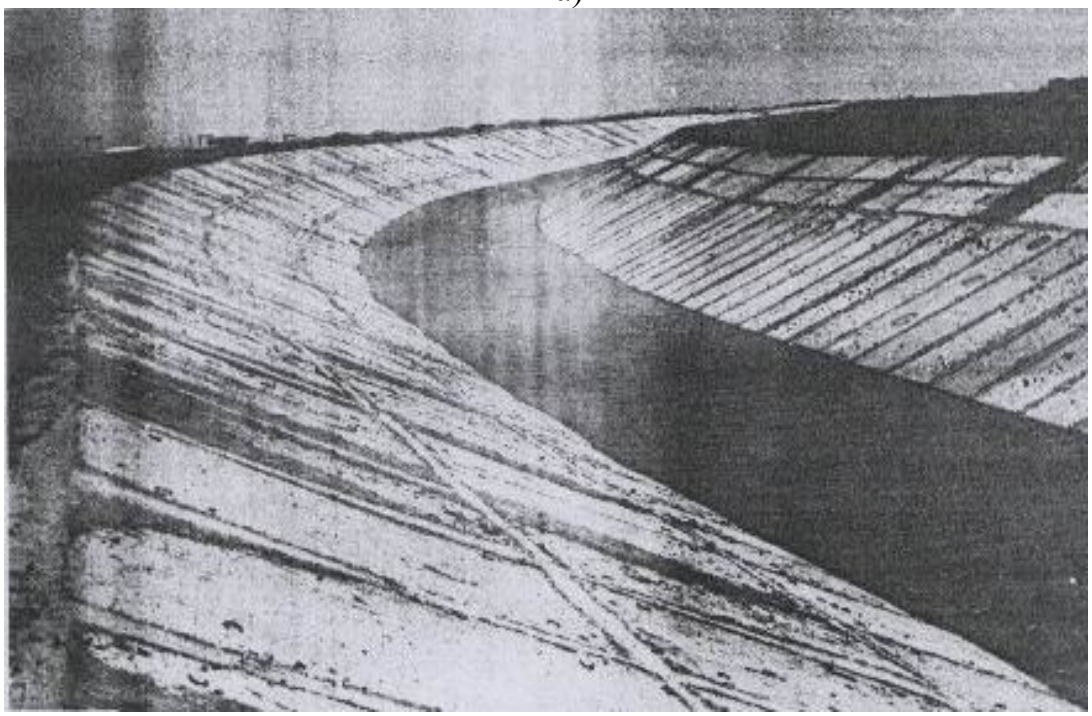
Из БСК – 4 обеспечивается водой 2 района Ставропольского края, а в будущем кубанская вода придет на земли еще одного района. Сброс воды из БСК – 4 намечено осуществить в р.Камбулат, где в верховьях будет построен каскад прудов, которые наполнятся кубанской водой, перебрасываемой по каналу.

При строительстве четвертой очереди БСК широко использовались технологии строительства с учетом комплексной механизации производственных процессов (рисунок 2.19).

Для соединения полиэтиленовой пленки при строительстве облицовки на четвертой и частично на третьей очереди БСК применялась битумно – полимерная мастика (рисунок 2.19 б), которая позволяет упростить и ускорить процесс соединения экрана и при этом обеспечивет более высокое качество швов.

Данные технологии позволяют снизить повреждаемость пленочных экранов до значений 0,01 % и соответственно повысить противофильтрационную эффективность облицовки до значений осредненного коэффициента фильтрации 5 10^{-6} – 1 10^{-7} см/с, что на один – два порядка ниже, чем при технологии, не учитывающей требований надежности (Алтунин и др., 1988; Косиченко и др., 1985).

а)



б)

Рисунок 2.18 - Общий вид БСК – 4:
а – построенный участок,
б – строящийся участок (укладка плит облицовки).

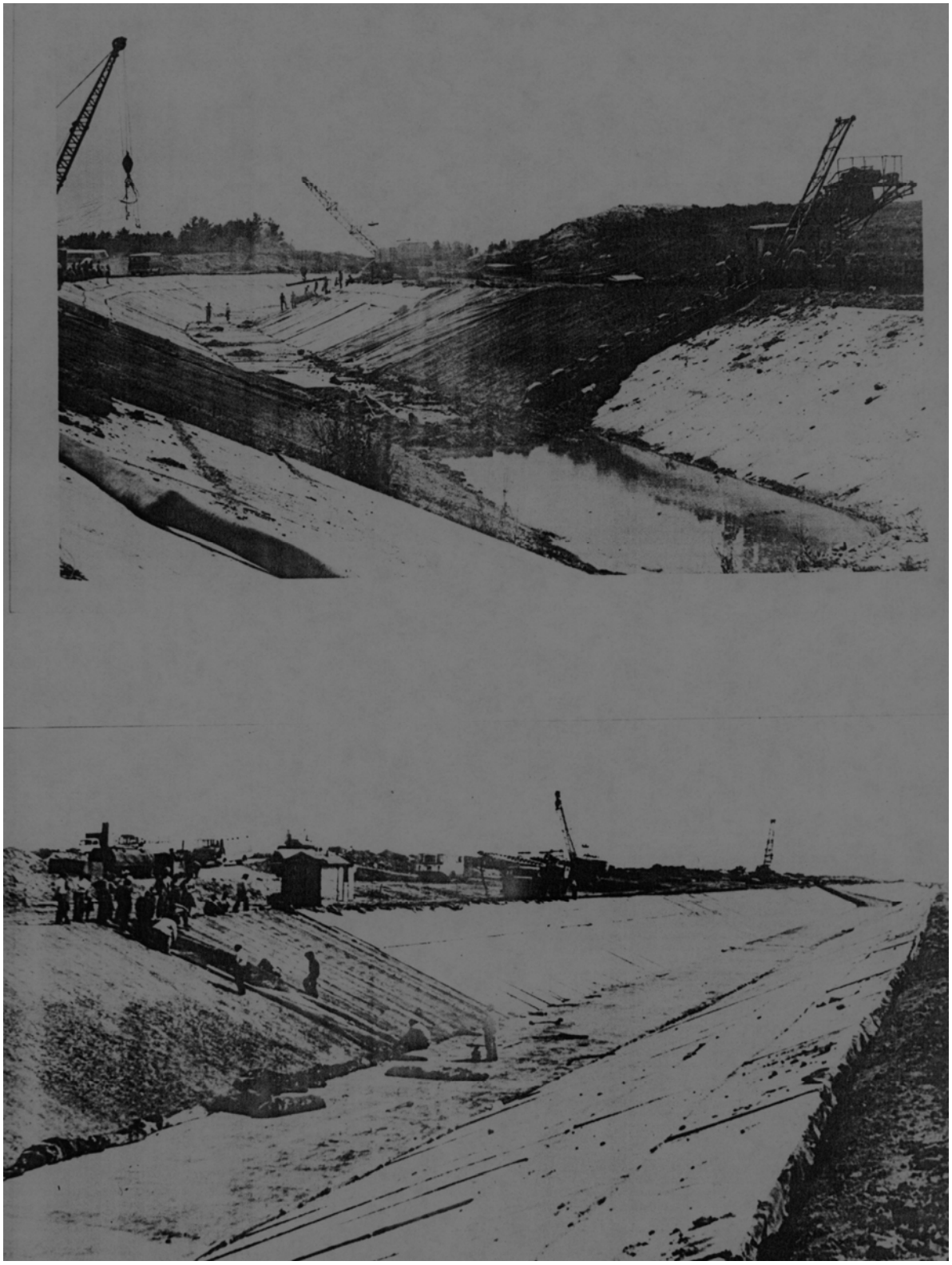


Рисунок 2.19 – Строительство БСК- 4:
а - строительство бетоноукладным комплексом МБ – 24 и МБ -25,
б – соединение пленочных полотнищ

Таблица 2.15 – Результаты испытаний прочности швов пленочных экранов, образованных в полевых условиях битумно – полимерной мастикой при строительстве БСК – 4 и других объектах Ставропольского края

Наименование объекта	Время отбора образцов	Толщина пленки, мм	Ширина шва склейки, мм	Среднее значение предела прочности на сдвиг, МПа	Среднее значение предела прочности на растяжение, МПа	Предел проч. шва на растяж. в % от проч. пленки
Большой Ставропольский канал (IY очередь)						
ПК 49+ 20	19.10.84	0,16 0,18 0,19	50-80 75-105 55-85	0,022 0,023 0,028	95,1 125,0 103,3	68,0 89,0 74,0
Большой Ставропольский канал (IY очередь)						
ПК 45+ 30	16.09.84	0,25	50-80	0,032	72,1	75,1
ПК 47+ 00	16.09.84	0,25	50-90	0,029	76,0	79,2
Водоем Обильненского группового водопровода	3.08.81	0,15 0,15 0,15	40-60 50-60 55-70	0,038 0,035 0,040	100,0 93.0 106,0	76,9 71,7 82,0
Водоем в колхозе «Путь коммунизма»	20.09.84	0,16 0,16	45-65 90-110	0.044 0,030	139,5 165,6	92,5 120,0

Примечание. Число образцов при испытании принималось не менее пяти, из которых за окончательный результат принималось среднее арифметическое.

Из анализа результатов испытаний образцов шва, образованных в полевых условиях при строительстве БСК – 4 и других объектов Ставропольского края (таблица 2.15), можно заключить, что предел прочности клеевых швов в среднем составляет 75 – 90 % от прочности пленки. Это соответствует прочности сварного шва и удовлетворяет требованиям СН 551 – 82 (1983), согласно которым прочность шва в полевых условиях должна быть не ниже 60 % прочности основного материала.

Таким образом, клеевое соединение полиэтиленовой пленки битумно – полимерной мастикой по прочности на растяжение не уступает сварному шву, а по технологичности исполнения, затратам труда и времени значительно превосходит его. Скорость соединения пленки битумно – полимерной мастикой составляет 10 – 15 м/мин, против скорости сварки пленок вручную, равной 1 м/мин.

2.4. Донской магистральный канал

Введен в эксплуатацию в 1952 г. с головным расходом 160 $м^3$/с, частично расширен в 1975 г.

ДМК начинается от нижнего бьефа Цимлянского водохранилища и проходит по левобережной, второй надпойменной террасе р.Дон (рисунок 2.20). Канал используется комплексно для оросительно – обводнительных целей, подпитки р. Сал и переброски стока в бассейн р.Западный Маныч. Он рассчитан на круглогодичную работу с подачей расхода воды 200 – 250 $м^3$/с в апреле – мае и 70 - 100 $м^3$/с в зимний период (рисунок 2.21). Проектная пропускная способность головного сооружения ДМК составляет 250 $м^3$/с и обеспечивается при уровне Цимлянского водохранилища не ниже 33,2 м.

Общая длина ДМК составляет 112 км. На 31-м километре канал пересекает водораздел рек Дона и Сала, где устроен безнапорный туннель. При пересечении долины р.Сал часть воды сбрасывается в эту реку, улучшая ее санитарное состояние, а часть воды при помощи Садковского сброса длиной 10 км подается в Веселовское водохранилище (Алтунин, 1979).

Грунтовые условия трассы канала характеризуются повсеместным наличием средних лессовидных суглинков. В зоне прохождения трассы по склонам и водоразделам мощность суглинков доходила до 20 – 50 м, ниже залегали глинистые отложения. На террасах мощность суглинистой толщи уменьшается до 2 – 10 м, ниже которых залегают песчано – глинистые аллювиальные отложения (Полад – заде и др., 1982).

Средние физико – механические свойства грунтов ложа канала из суглинков по данным Гидропроекта (Алтунин и др., 1986) получены следующими: объемный вес 1,92 т/$м^3$, удельный вес 2,70 т/$м^3$, коэффициент пористости 0,72, число пластичности 18,1, пределы пластичности: верхний – 35,5, нижний – 17,4, сцепление 0,024 – 0,214 кг/$см^2$.

Участки канала до туннеля и за ним, сложенные преимущественно аллювиальными суглинками, имеют уклон I = 0,00003 и среднюю скорость υ = 0,65-0,70 м/с, а туннельный участок – I = 0,0062 и υ = 2,5 м/с. ДМК имеет

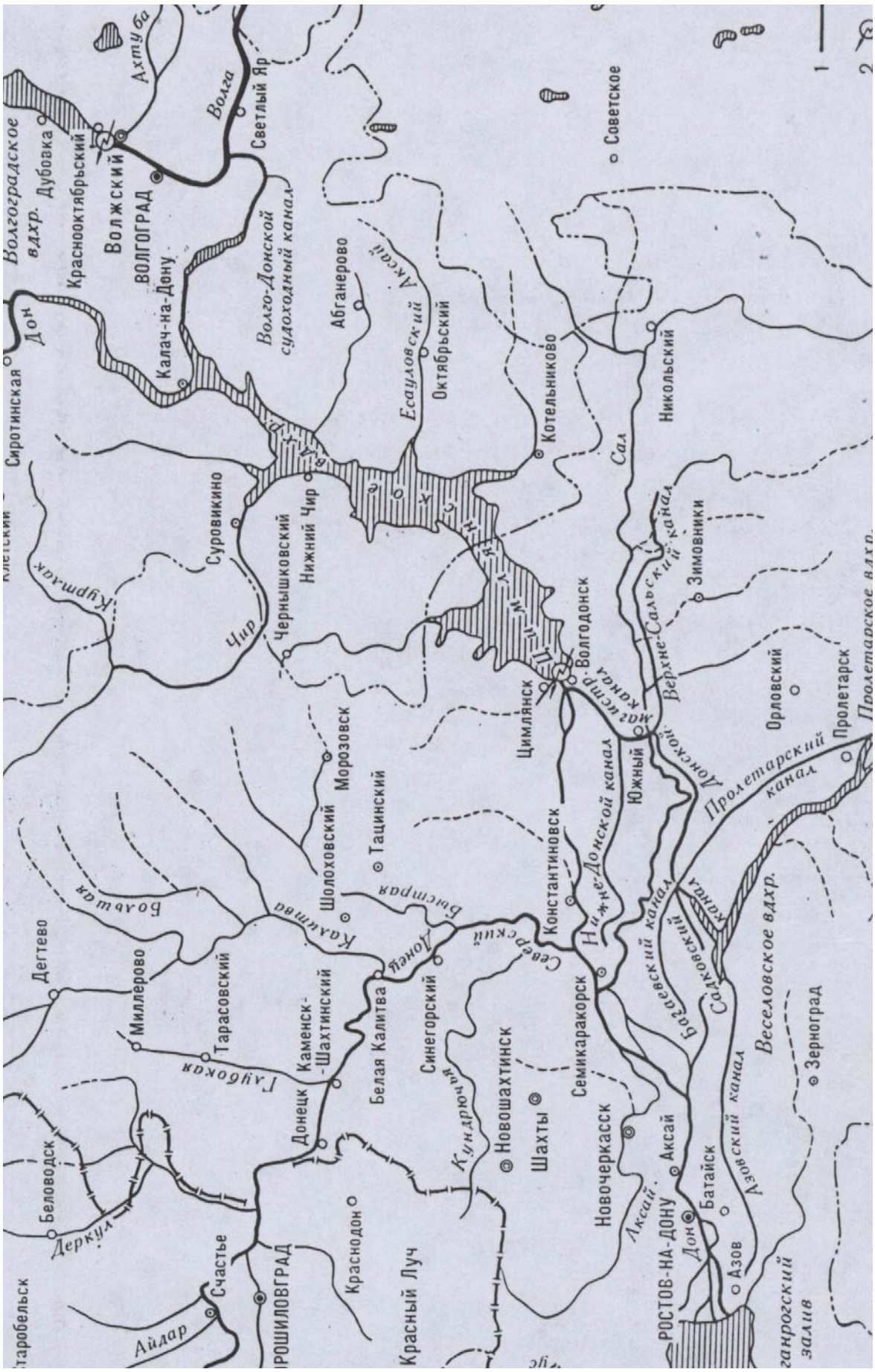


Рисунок 2.20 – Схема Волго – Донских каналов

а)

б)

Рисунок 2.21 – Донской магистральный канал:
а – на 6 км у г.Волгодонска,
б – на 25 км

полигональное сечение от дна до высоты 5 м, коэффициент заложения откоса m = 4, а на остальной части – m = 2 (рисунок 2.22). Ширина канала по дну составляет 25 м, глубина при расчетном расходе 250 $м^3$/с - 6,2 м, ширина по урезу воды – 74,6 м. Коэффициент шероховатости по проекту n = 0,0225 – 0,0250. Отдельные участки канала закреплены железобетонными плитами, каменной наброской и посадками ивовых насаждений.

Из ДМК подается вода на орошение в четыре магистральных канала (Нижне – Донской, Багаевский, Верхне – Сальский и Пролетарский), кроме того, из Веселовского водохранилища, подпитываемого донской водой по ДМК, забирает воду Азовский магистральный канал (рисунок 2.20).

Нижне – Донской канал имеет головной расход 29 $м^3$/с, длину 73 км, площадь командования около 120 тыс. га. Багаевский канал длиной 36,6 км имеет площадь командования 160 тыс.га. Верхне – Сальский канал длиной 119 км, площадь командования 440 тыс. га. Пролетарский канал расходом 50 $м^3$/с, длиной 70 км. Азовский канал с головным расходом 18 $м^3$/с, длиной 92 км, с площадью командования 140 тыс. га.

В настоящее время для подпитывания и опреснения Манычских водохранилищ донская вода поступает из ДМК по Садковскому сбросу и из Пролетарской ветви в объеме около 400 млн. $м^3$ в год (Хрусталев и др., 2002).

В связи с тем, что питание Манычских водохранилищ кубанской водой по р.Большой Егорлык имеет временный характер и с развитием орошения в зоне Право – Егорлыкского канала на Ставрополье будет снижено до санитарных попусков, равных 3 $м^3$/с, предусматривается вариант компенсации недостающего стока путем увеличения переброски стока донской воды через ДМК до 800 – 1000 млн. $м^3$/год (Хрусталев и др., 2002).

Режим работы ДМК характеризуется продолжительностью до 8 месяцев в году (с марта по октябрь). Общий объем водопотребления за год составляет 2670 млн. $м^3$, в том числе более 1700 млн. $м^3$ на орошение, попуски в реки Сал и Маныч (Веселовское и Пролетарское водохранилища) – 467,2 млн $м^3$. Кроме того подача воды по ДМК производится для промывкм рыбозаградителя в голове канала, сельхозводоснабжения и рыбного хозяйства. Расходы и горизонты в ДМК регулируются в соответствии с режимами подачи в оросительные системы (Донскую, Нижне – Донскую, Багаевско – Садковскую, Мартыновскую, Пролетарскую, Верхне - Сальскую) и концевыми сбросами в Манычские водохранилища (Хрусталев и др, 2002).

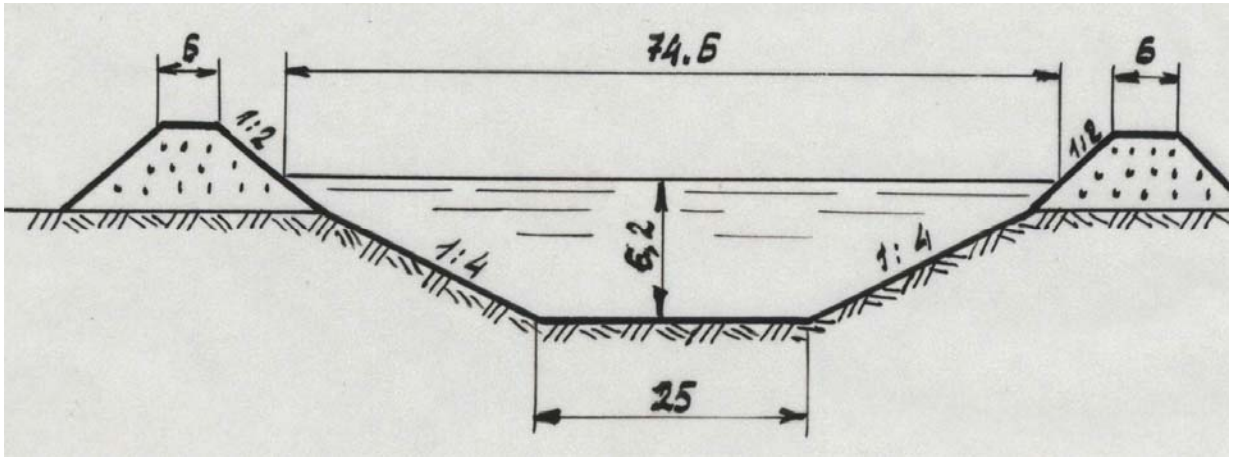


Рисунок 2.22 – Типовое поперечное сечение ДМК
(Размеры в м)

Проведенные НИМИ натурные исследования на ПК 408 и ПК 107 (Лобанов, 1995) позволили выявить, что после 20 – летней эксплуатации реконструированный поперечный профиль канала изменился незначительно (рисунок 2.23), наблюдается симметричность формы сечения, практически отсутствуют деформации дна и откосов русла, ширина соответствует проектном значению.

Основные гидравлические параметры канала и коэффициент шероховатости, полученные по данным наблюдений, приведены в таблице 2.16.

Таблица 2.16 – Гидравлические параметры ДМК по данным натурных исследований

Расход, $м^3/с$	Глубина, м	Ширина по урезу, м	Ширина по дну, м	Площадь живого сечения, $м^2$
201,0	5,6	75,0	38,4	362,8

Продолжение таблицы 2.16

Смоченный периметр, χ, м	Гидравлический радиус, R, м	Средняя скорость, υ, м/с	Уклон, I	Коэффициент шероховатости, n
79,5	4,5	0,56	0,00003	0,0268

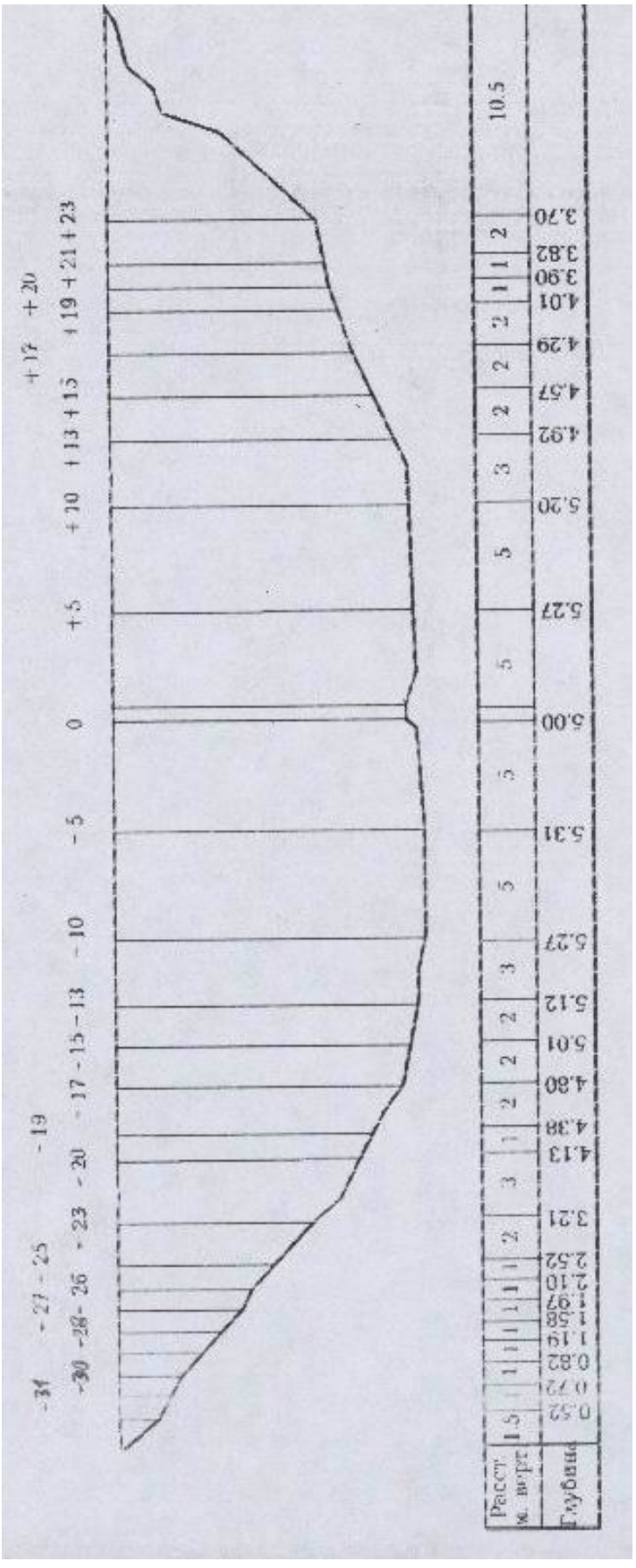
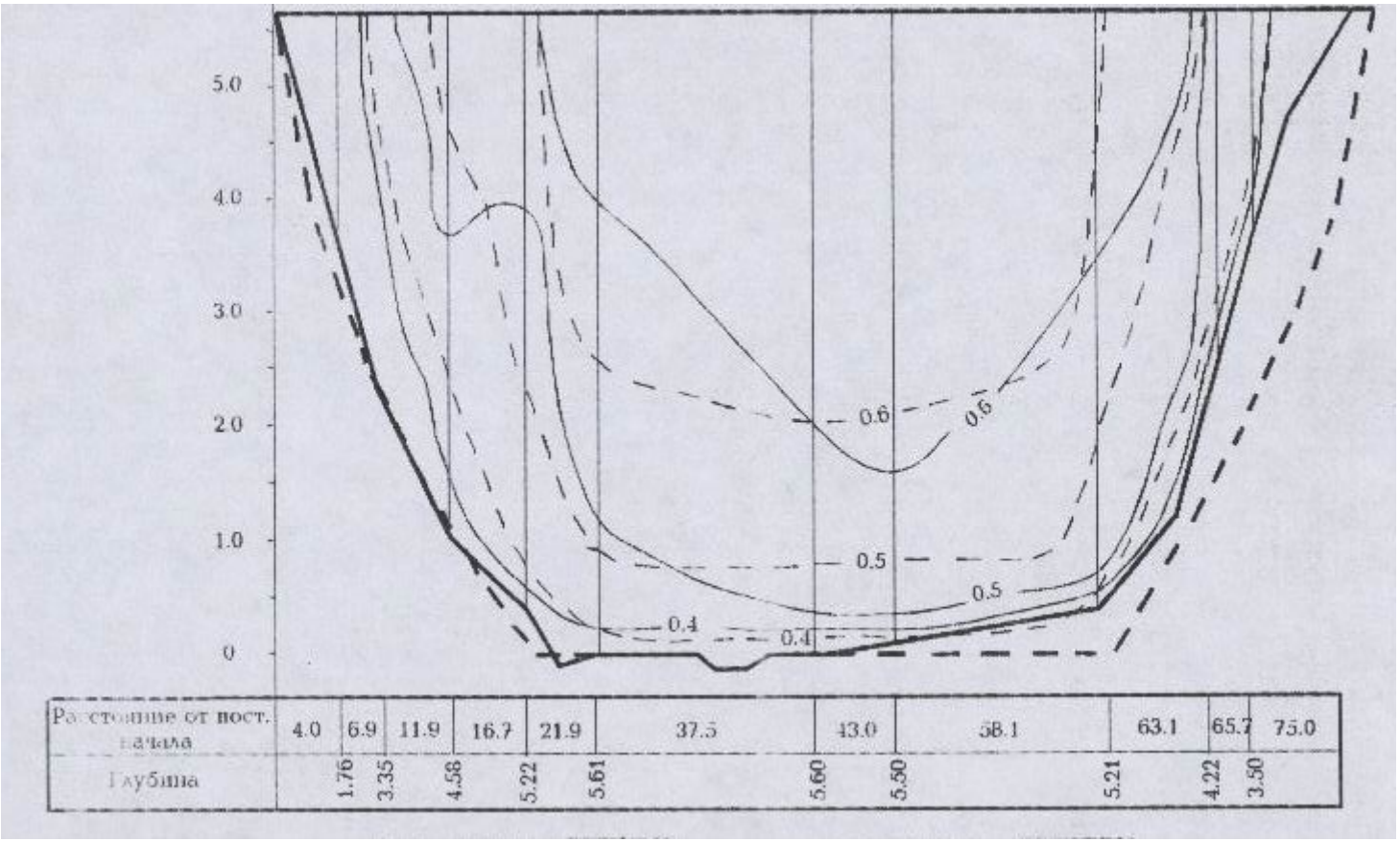


Рисунок 2.23 – Поперечный профиль на ПК 408 ДМК



_____ - натурные -___ ___ ___ - расчетные

Рисунок 2.24 – Профили и изотахи на ПК 107 ДМК

Анализ этих данных показывает, что коэффициент шероховатости русла ДМК получен выше , чем для земляных каналов в суглинистых грунтах в среднем на 37% (n = 0,016 – 0,023) (Абальянц, 1960; Алтунин, 1979; Косиченко, 1992) и несколько больше значений, рекомендованных проектом (n = 0,0225 – 0,0250).

Кроме того, Г.Л. Лобановым (1995)были установлены натурный и расчетный профили ДМК и изотахи в живом сечении потока на ПК 107 (рисунок 2.24), которые свидетельствуют о смещении симметрии потока к правому откосу канала. Несовпадение расчетного и натурного откоса говорит о вероятности его деформирования – размыва в процессе дальнейшей эксплуатации канала.

2.5. Терско – Кумский канал

Строительство ТКК велось Теркумводстроем в течение 1952 – 1960 гг. Предназначен он для орошения 150 тыс.га лугов и пахотных земель в Ногайской степи и обводнения 1,5 млн. га пастбищ (Полад – заде и др., 19820).

Проект канала разработан институтом Севкавгипроводхозом. Протяженность канала составляет 146 км, расчетный расход воды в голове 100 $м^3$/ с и в конце 75 $м^3$/с. Забирается вода из р. Терек у ст. Павлодольской и сбрасывается в подпертый бьеф плотины на р. Куме у с. Левокумского, откуда вода далее подается по Кумо – Манычскому каналу (рисунок 2.25).

Русло Терека было перекрыто направленным взрывом в 1959 г. В комплекс гидроузла входят следующие сооружения: плотина длиной 1700 м и высотой 8,5 м, щитовая плотина с четырьмя пролетами по 12 м каждый, перекрываемыми сегментными затворами для пропуска паводковых вод расходом до 2060 $м^3$/с, водозаборное сооружение с тремя пролетами по 8 м каждый. В эксплуатацию канал был сдан осенью 1960 г. (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Инженерно – геологические и топографические условия территории строительства канала относительно просты и однообразны. Первые 33 км ТКК проходит в песчано – галечниковых отложениях, остальные 113 км протрассированы по суглинкам и супесям. На водоразделах встречаются просадочные грунты мощностью до 15 м. около 60 км трассы проложено по слабопросадочным грунтам.

ТКК построен преимущественно в выемке. В зоне просадочных грунтов на протяжении около 60 км канал заглублен ниже поверхности земли с запасом над максимальным уровнем в 1,5 м. На остальной части трассы максимальные уровни воды в канале выше поверхности на 0,5 – 1 м и ниже отметок дамб на 1,2 м.

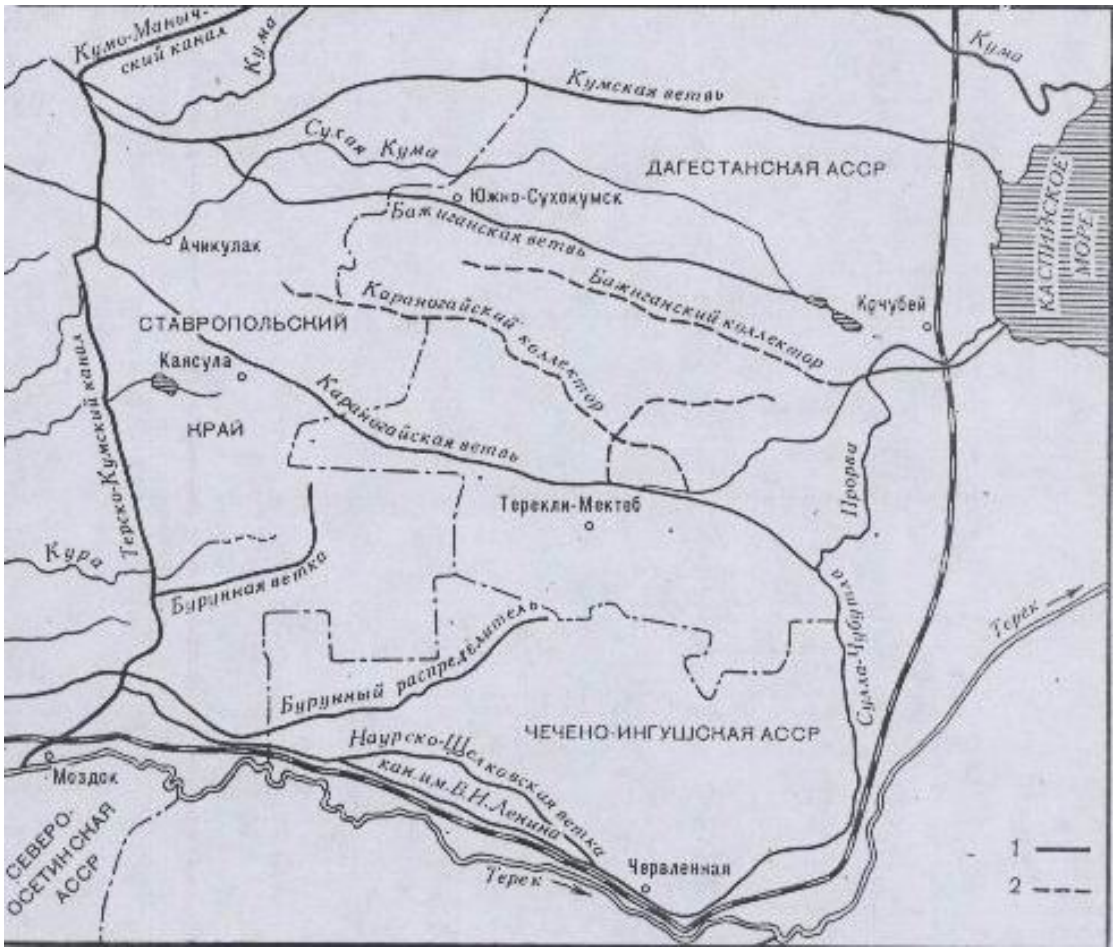


Рисунок 2.25 – Схема Терско – Кумского канала:
1 – каналы; 2 – коллекторы.

Поперечный профиль канала полигональной формы, близкой к параболической, с заложением откосов m = 6, 4, 3, 2, максимальные глубины в нем – 4,25 м, а максимальные скорости течения – 1 м/с (Алтунин и др., 1986; Полад – заде и др., 1982).

ТКК питает водой Совхозный, Каясулинский, Ногайский, Учгтюбинский, Нефтекумский каналы, Каранагайскую ветвь, Горькобалковское водохранилище. На пересечении канала с р. Курой построен совмещенный водосброс. Пропуская под каналом расход р. Куры, он одновременно служит сбросом из ТКК. Таким образом, канал подпитывает реку в ее нижнем течении. Продолжением ТКК стал Кумо – Манычский канал, по которому воды Терека достигли Восточного Маныча, где в русле создано Чограйское водохранилище.

Назначение каналов в зоне ТКК первоначально сводилось лишь к обводнению южных и юго-восточных районов Ставрополья на базе водных ресурсов рек Баксан, Малка, Кума. Однако впоследствии, когда страна взяла курс на интенсификацию сельского хозяйства, было принято решение об орошении полей и получении высоких урожаев полевых культур в любых климатических условиях, а также широкого развития огородничества. Поэтому подача воды из Терека в засушливые районы края позволила сущест-

венно изменить здесь жизненные условия. В полупустынной зоне возникли новые поселки, а вместе с ними и новые сельскохозяйственные и промышленные предприятия. В зоне ТКК созданы также крупные обводнительно – оросительные системы, как Наурско – Шелковская, Каранагайская, Кумская. Площадь орошения на 2001 г. составила 44,7 тыс. га. (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Водозабор из р. Терек осуществляется узлом гидротехнических сооружений. Для перехватывания донных наносов в аванкамере Терско – Кумского гидроузла перед входом потока в приемные отверстия водоприемника магистрального канала имеется наносоперехватывающая галерея, исследованная в НИМИ. Она способна перехватывать до 300 тыс. $м^3$ донных наносов в год с расчетной продолжительностью поступления донных наносов 150 дней в течение года (Алтунин и др., 1986).

Кроме р. Терек, ТКК имеет дополнительные источники питания за счет неизбежных сбросов Терской системы ТКООС (Курский коллектор, Степановский сброс на балке Сухая Падина и Сухопадинский канал). На канале установлено 7 постоянных и 4 временных насосных станций. Откосы канала как по коэффициенту заложения, так и по высоте, взяты одинаковыми по всей длине. Ширина канала по дну меняется в зависимости от величины расходов: в зависимости от величины расходов: от b = 7,0 м при Q = 100 $м^3/с$ в голове канала до b = 3,0 м при Q = 69,3 $м^3/с$ в конце канала. Расчетная мутность потока ρ = 3,63 $кг/м^3$ в голове канала и ρ = 4,4 $кг/м^3$ в конце канала. Расчетный коэффициент шероховатости n = 0,0225 (Алтунин и др., 1986).

Эксплуатация ТКК осуществляется управлением через линейную службу в составе трех эксплуатационных участков, расположенных по трассе канала.

В 1962 г. на ТКК было 17 гидропостов, из которых : 5 расходных, 10 уровенных и 2 протарированных сооружения. Расходные гидрометрические посты оборудованы подвесными мостиками и водомерными сваями, в том числе три из низ – самописцами уровней воды «Валдай».

С 1962 г. службой эксплуатации были начаты работы по изучению стока взвешенных наносов (по каналу в шести створах), а также работы по изучению деформаций русла ТКК (производственные исследования); в связи с пропуском в 1962 г. по каналу увеличенных (против прошлых лет эксплуатации) расходов воды (до53,2 $м^3/с$).Это вызвало уменьшение отложившихся наносов на участке канала до 21 км (в связи с работой этого участка с постоянным подпором на протяжении всех лет, начиная с 1957 г. на Моздокском сбросе и распространением наносов по всей длине канала до Кумского сброса) (Алтунин и др., 1986).

Так, по створу гидропоста № 2 (ПК 5+50) заиление за все годы эксплуатации достигло 96 см. При подаче по каналу расходов 44 – 48 $м^3/$ с (при υ = 0,68 м/с) на поперечном профиле донное заиление было полностью ликвидировано. Наносы, отложившиеся в прошлые годы на откосах канала, не смывались. При увеличении Q до 52 $м^3/с$ дно канала (створ № 2) было размы-

то на 52 см против его проектной отметки. При уменьшении расходов до 4 $м^3/с$ произошло снова отложение наносов (на 16 см по сравнению с проектной отметкой). Такая деформация поперечного сечения канала в створе основного гидропоста (№ 2) чрезвычайно осложняла работу службы эксплуатационной гидрометрии (что усугублялось работой гидропоста в постоянном подпоре). За 1962 г. на створе № 2 (основной гидропост) было произведено 48 замеров расходов при четырех горизонтах воды на сооружении сброса 21 км (составлено 12 кривых Q= f(H) при диапазоне колебания расходов воды от 0,5 $м^3/с$ до 54 $м^3/с$). В створе остальных гидропостов деформация русла небольшая и колебалась в сторону размыва и заиления до 10 см против проектных отметок дна. На основании проведенных гидрометслужбой исследований в 1962 г. был сделан вывод о целесообразности поддержания постоянного высокого подпора воды на Моздокском перепаде (для обеспечения подачи воды в канал Х - 2). Было принято решение о необходимости перевода канала Х – 2 на механический водоподъем.

В последующие годы эксплуатации ТКК оснащенность его гидропостами росла. В 1978 и 1979 годах учет воды на ТКК осуществлялся 31 речными гидрометрическими постами, русловым методом и шестью тарированными сооружениями, кроме того, - по 10 уровенным постам. Значительно улучшилось содержание гидрометрических постов: в 1978 – 79 гг. на гидрометрических постах имелись 21 гидрометрическая вертушка, 4 секундомера, 8 нивелиров, 3 теодолита, 8 нивелирных реек.

Дополнительно контроль за уровнем воды в голове ТКК осуществлялся с помощью самописца уровня «Валдай». В основном, измерения расходов производились по способу «скорость - площадь». В 1978 г. работало четыре гидрометрических установки ГР – 70. Было произведено (по всем гидропостам) 828 измерений в 1978 г. и 952 замера в 1979 г. Частые измерения расходов воды объясняются большим заилением канала, особенно в его головной части, а также зарастанием водовыпусков. Применение средств местной автоматики (авторегуляторы уровня воды в верхних бьефах перегораживающих сооружений) обеспечивало стабилизацию расходов воды, подаваемых потребителю.

В 1978 г. на ТКК работали два устройства телемеханизации – ТУР – 61, 20 автоматических водоучитывающих приборов ДСУ, 14 ДУЧ – 1 и 2 ДРВ – 1.

Институт ВНИИГиМ в 1978 г. завершил работы по «Разработке алгоритмов и программ для планирования водораспределения и водопотребления на ТКК».

Начатые в 1962 г. производственные исследования продолжаются в течение всех последующих лет эксплуатации ТКК. Они позволили выявить основные деформации, происходящие на ТКК:

- размывы вогнутых и заиление выпуклых берегов канала на всех закруглениях, а также дамб канала за автогружевыми мостами и в нижних бьефах гидротехнических сооружений;

- подтопление фильтрационными водами полосы отчуждения канала и прилегающих сельскохозяйственных угодий в некоторых местах (в связи с пропуском по каналу в течение длительного времени года расчетных расходов);
- интенсивное заиление начального участка канала: а) в первые годы эксплуатации в связи с пропуском по каналу расходов воды значительно меньших проектных и работой с постоянным подпором, б) в последние годы эксплуатации (с потерей пропускной способности – в 1978 г. максимальный водозабор в ТКК составил 84 $м^3/с$, в 1979 г. – 100 $м^3/с$) вследствие непроведения гидравлических промывок верхнего перегораживающего сооружения на р. Тереке из-за 2х- летнего запрета «Главрыбводы» (объем вынутого экскаваторами грунта на начальном участке канала составил : в 1977 г. – 438,7 тыс.$м^3$, в 1978 г. – 696 тыс.$м^3$, в 1979 г. в результате проведения одиннадцати гидравлических промывок верхнего перегораживающего сооружения на р. Тереке смыто 443,04 тыс.$м^3$ наносов). Проведение гидравлических промывок благоприятно сказалось и на всем остальном протяжении канала. Гидравлическая промывка подпертого бьефа ТКГ от речных наносов проводилась с 1965 по 1977 г.;
- зарастание камышом откосов канала;
- зарастание сорной растительностью дамб канала.

Для борьбы с указанными выше деформациями управлением эксплуатации Терско – Кумского канала проводятся следующие мероприятия:

- фашинное крепление откосов в наиболее опасных местах размыва на его поворотах;
- облицовка дамб канала сборным железобетоном в наиболее опасных местах размыва откосов канала на закруглениях;
- очистка канала от наносов, особенно начального участка канала (в первые годы эксплуатации до 1964 г. очистка канала от наносов не производилась, так как его пропускная способность удовлетворяла потребности в воде);
- разравнивание экскаваторных отвалов после уширения и углубления канала;
- борьба с зарастанием русла Терско – Кумского канала камышом (в перве годы эксплуатации камыш срезали при низких горизонтах воды самоходными камышекосилками «ЕСОКС») с последующим его длительным затоплением; но механический способ уничтожения камыша по данным эксплуатационной службы ТКК трудоемок и недостаточно эффективен; для постановки широких опытов по химической борьбе с камышом был привлечен ЮжНИИНиМ;
- борьба с сорной растительностью на дамбах и в полосе отчуждения, уполаживание внешних откосов дамб и кавальеров, облагораживание кавальеров.

В 1980 – 1985 гг. сотрудниками НИМИ (Лобанов, 1995) были проведены натурные исследования на ТКК. Результаты замеров формы поперечного

сечения канала после более чем 20 – летней эксплуатации канала свидетельствуют о том, что она существенно изменилась по сравнению с первоначальной (рисунок 2.26 и 2.27). Так, на 6 км канала у левого откоса произошли размывы, а по дну у правой части канала – отложения наносов. На 26 км ТКК размывы русла наблюдались по дну у правого откоса, а у левого берега – отложения наносов слоем до 50 см.

Исследованные гидравлические параметры канала представлены в таблице 2.17. Коэффициент шероховатости русла получен равным 0,0237, что соответствует аналогичным значениям для земляных русел каналов в песчано – гравелистых грунтах (Алтунин, 1979; Косиченко, 1992).

Таблица 2.17 – Гидравлические параметры ТКК по данным натурных исследований

Расход, $м^3/с$	Глубина, м	Ширина по урезу, м	Ширина по дну, м	Площадь живого сечения, $м^2$
80,0	3,6	41,0	25,0	105,8

Продолжение таблицы 2.17

Смоченный периметр, χ, м	Гидравлический радиус, R, м	Средняя скорость, υ, м/с	Уклон, I	Коэффициент шероховатости, n
43,2	2,4	0,76	0,0001	0,0237

Распределение изотах по живому сечению канала на 6 км (рисунок 2.28) показывает о несимметричности потока и его смещении к левому борту, что при дальнейшей эксплуатации вызовет прогрессирующие деформации у левого откоса канала.

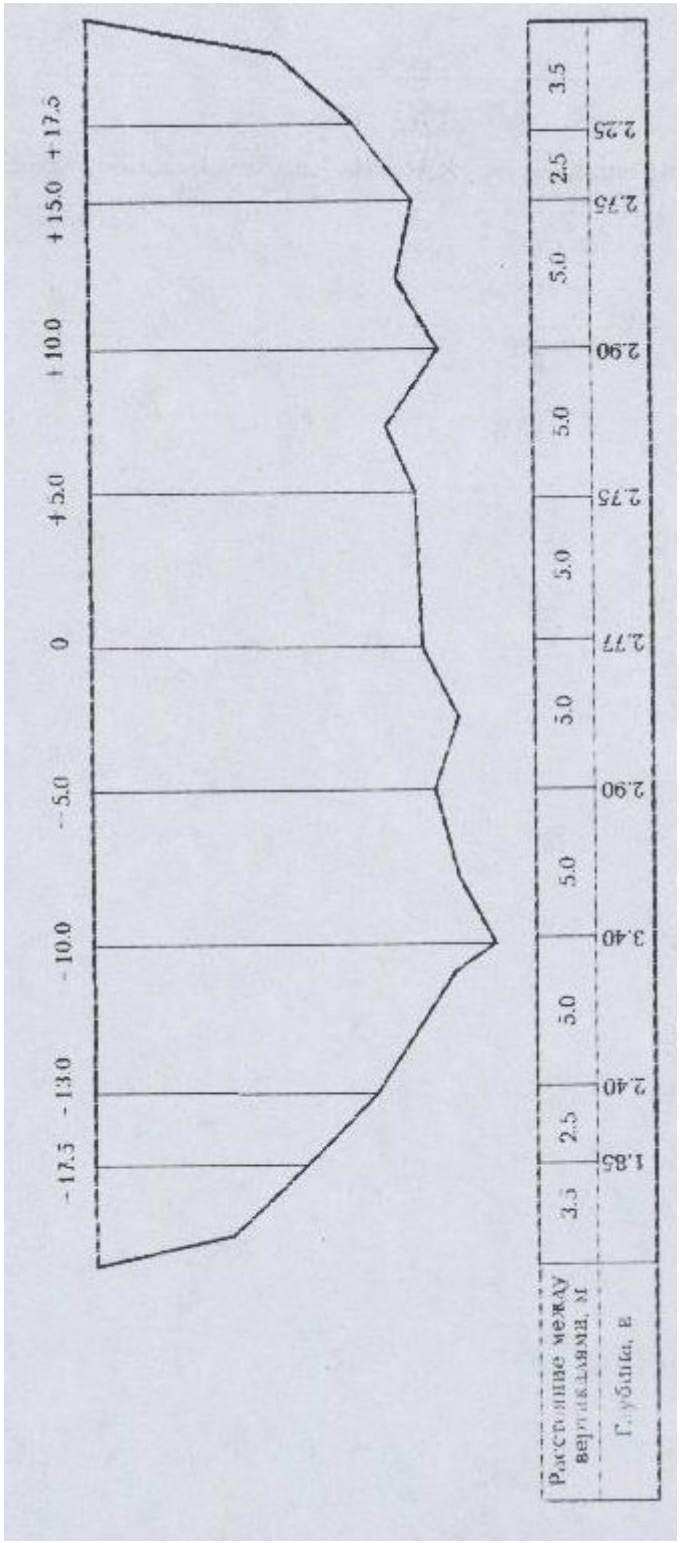


Рисунок 2.26 – Поперечное сечение на 6 км ТКК

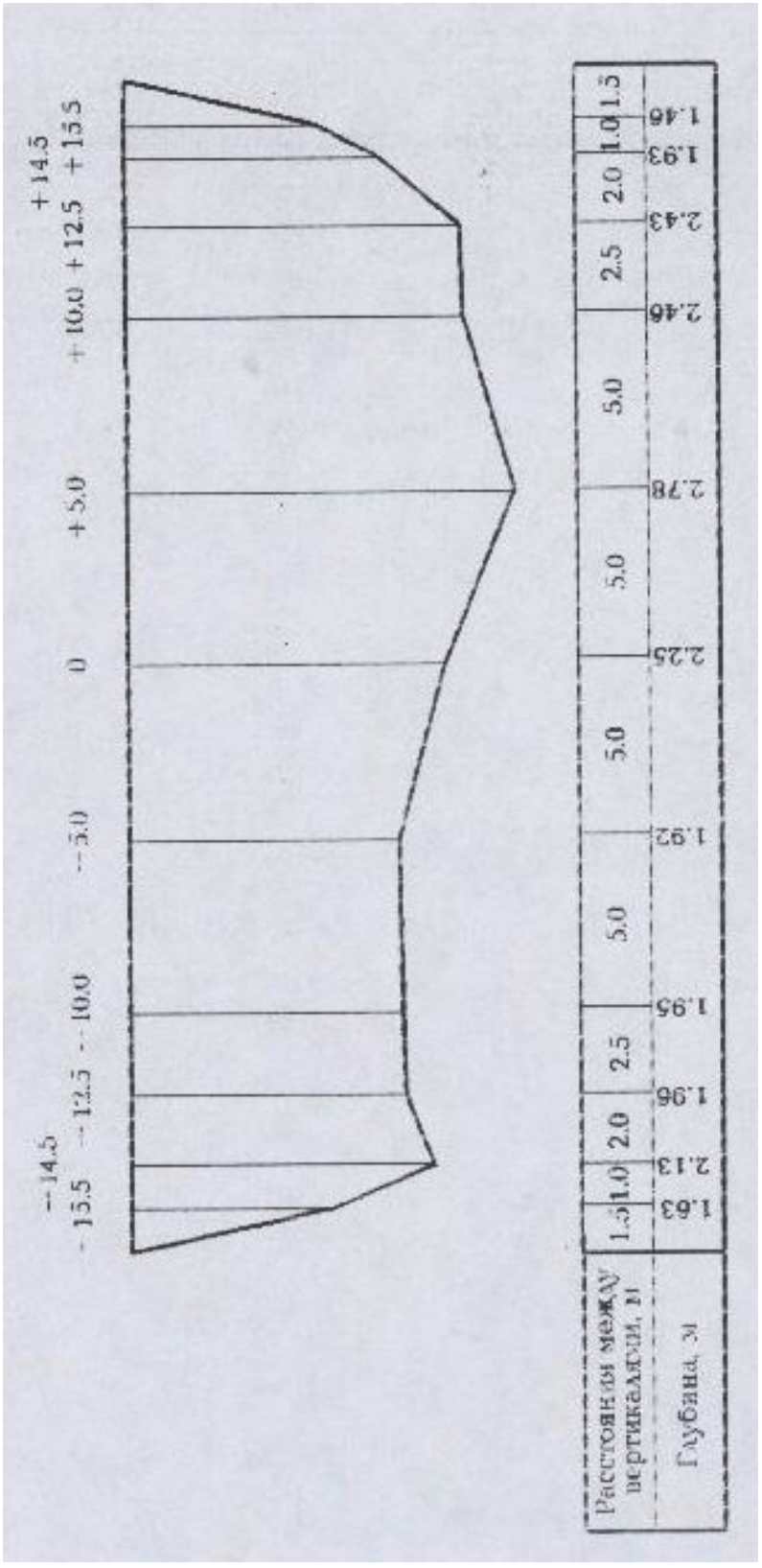


Рисунок 2.27 – Поперечное сечение на 26 км ТКК

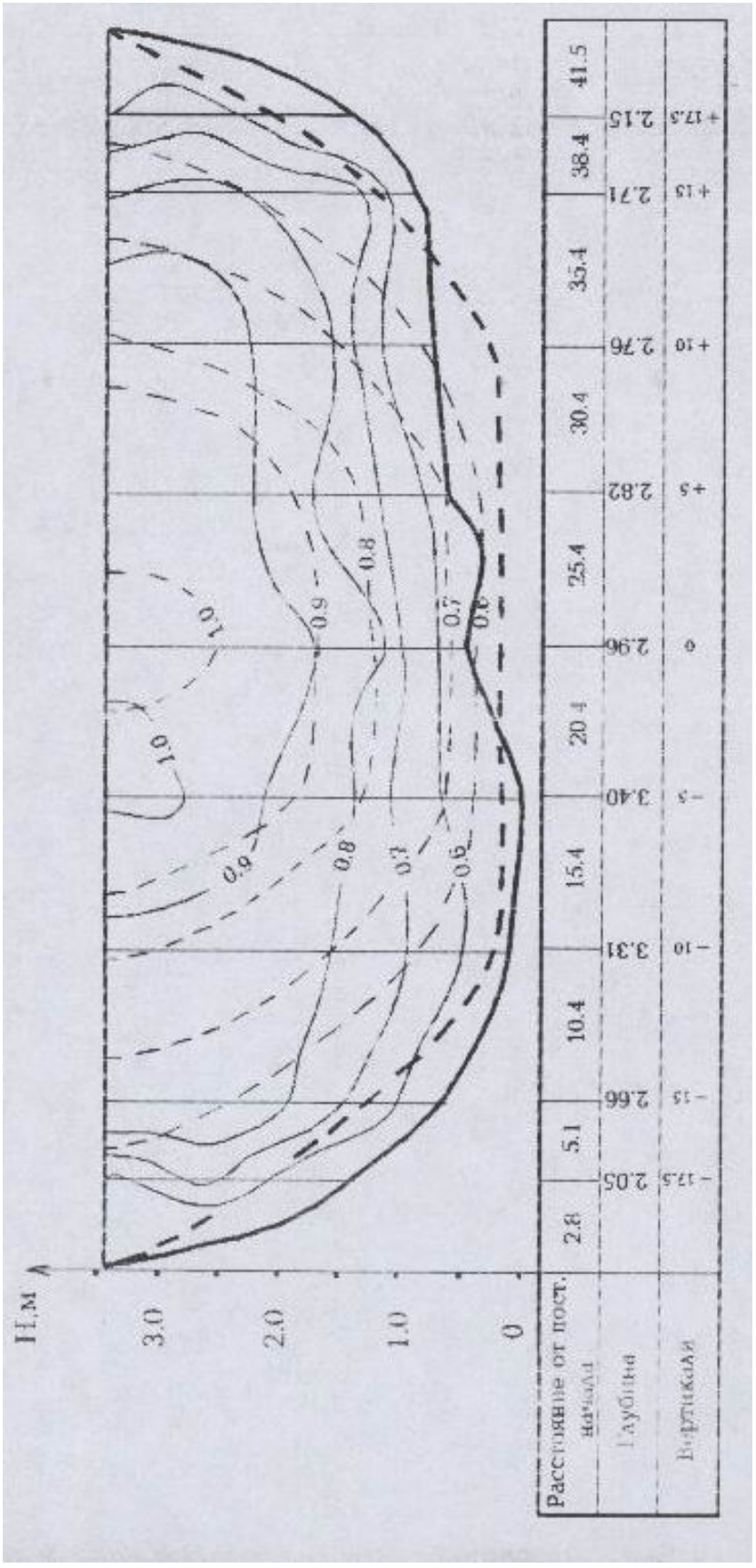


Рисунок 2.28 – Профили и изотахи на 6 км ТКК

2.6. Невинномысский канал

Первые проекты переброски воды Кубани в Егорлык относятся к середине XIX века. Осуществить вековую мечту земледельцев и животноводов Ставрополья удалось только в XX веке. Разработку проекта НК в 1935 году осуществили проектировщики института "Севкавгидроводхоз". Строительство канала было завершено после Великой Отечественной войны, а в 1948 г. он был пущен в эксплуатацию (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

НК комплексного назначения, используется для орошения, обводнения, водоснабжения, энергетики. По нему кубанская вода перебрасывается в р. Большой Егорлык и затем достигает р. Западный Маныч в зоне Манычских водохранилищ с целью их подпитки и опреснения. Схема канала приведена на рисунке 2.29. НК может рассматриваться как пример самотечной системы переброски стока.

НК выполнен полигонального сечения (рисунок 2.30) с заложением откосов m= 10; 5; 2,5. Протяженность канала 54 км, расчетный расход 75 $м^3$/с, средняя скорость течения 1,04 м/с, глубина 3,9 м, ширина по дну 2,0 м, уклон 0,00014, ширина по урезу воды 31,6 м, коэффициент шероховатости 0,025. Продольный профиль НК приведен на рисунке 2.31.

К основным сооружениям НК относятся : А – водозаборный узе, он состоит из щитовой плотины I, шугосброса II и головного шлюза – регулятора III, обеспечивающего подачу в канал заданного расхода воды; Б – дюкер, посредством которого канал пропускается под руслом реки стекающей со склонов Ставропольского плато; В – ГЭС с напорным трубопроводом; Г – перегораживающее сооружение и боковой водосброс, предназначенный для отключения всей нижерасположенной части канала на случай ремонта, при этом через боковой водосброс вся вода направится в р. Кубань; Д-Е – гидротехнический туннель, посредством которого преодолевается водораздел между бассейнами рек Кубани и Большого Егорлыка; Ж – концевой шлюз – регулятор; З – консольный сброс.

Продолжением канала является естественное русло р. Большой Егорлык, по которому воды Кубани подаются на расстояние 400 км. В системе канала (за пределами схемы) имеется Сенгилеевское водохранилище, сглаживающее внутригодовую неравномерность водоподачи.

Головной гидроузел НК (рисунок 2.32) построен на р. Кубань. В состав гидроузла входит водосливная плотина из армированного бетона с сегментными затворами на гребне. Высота плотины 3,5 м, она имеет 6 пролетов по 20 м каждый, рассчитанные на пропуск паводкового расхода 0,1% обеспеченности 2250 $м^3$/с, водозаборная часть состоит из головного шлюза канала (рисунок 2.32) с напором до 4 м и расходом 75 $м^3$/с, нижних промывных галерей и верхних водошугосбросных отверстий (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

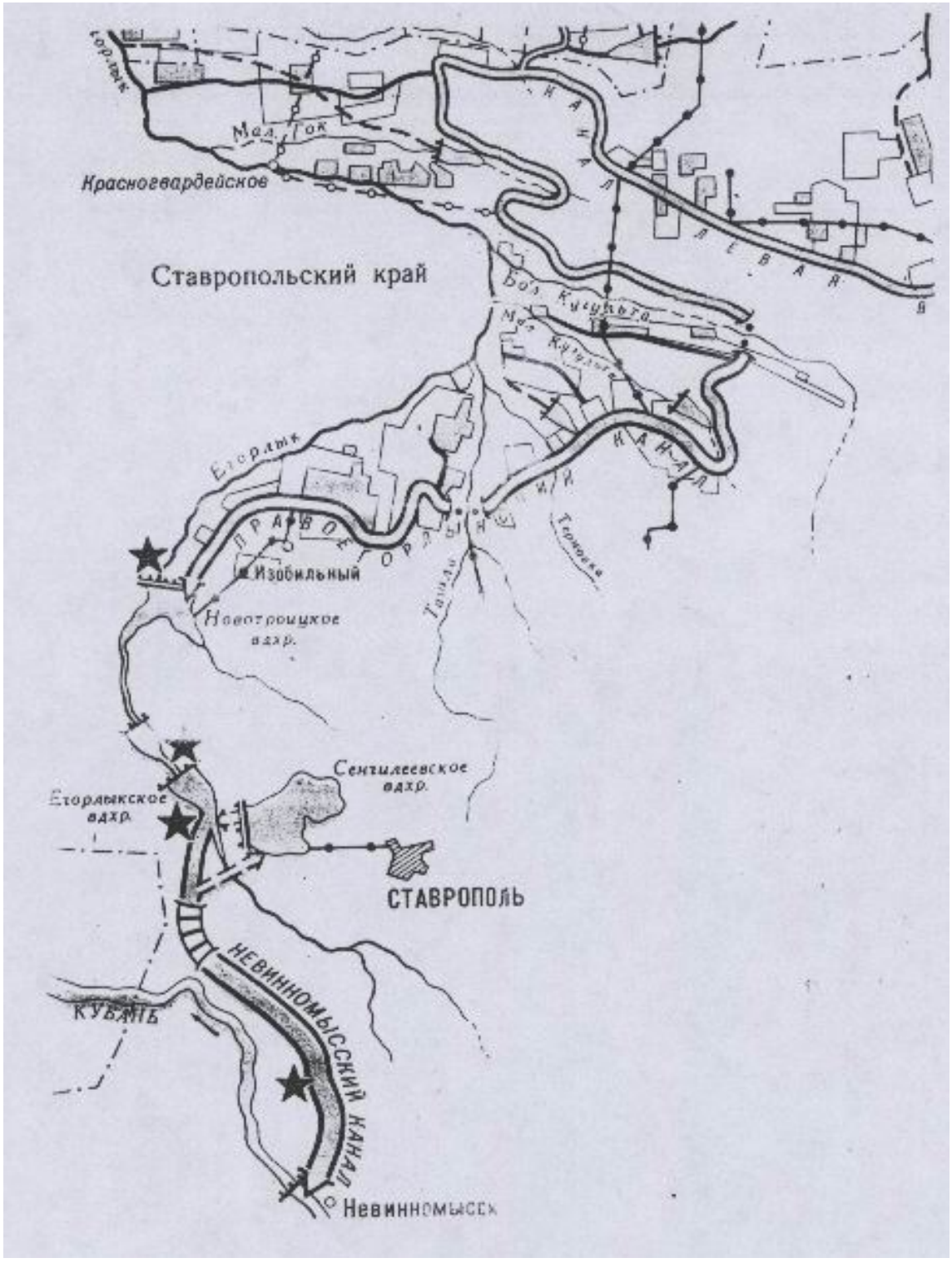


Рисунок 2.29 – Схема Невинномысского и Право – Егорлыкского каналов

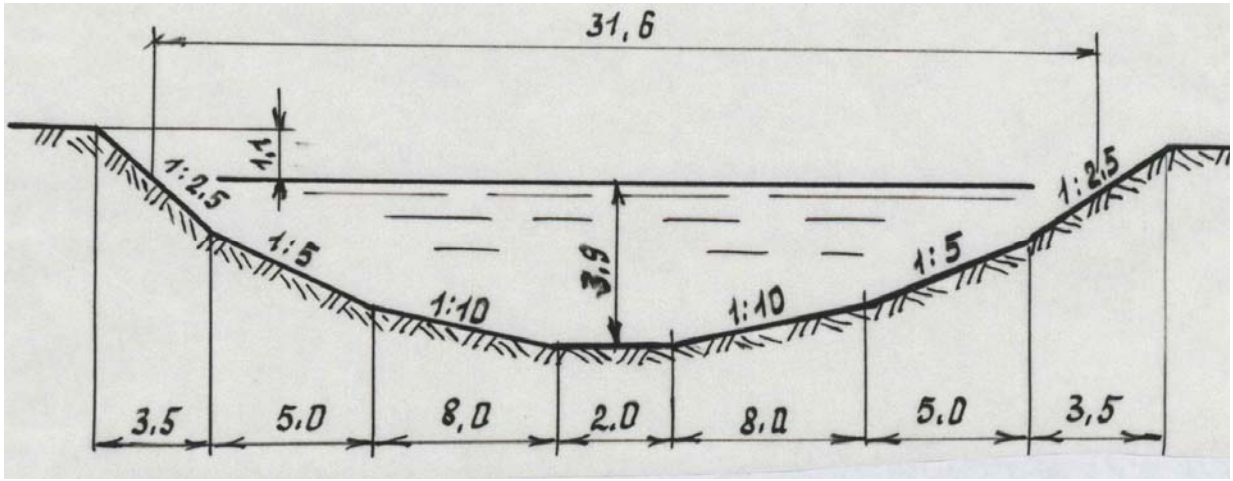


Рисунок 2.30 – Типовое сечение НК (Размеры в м)

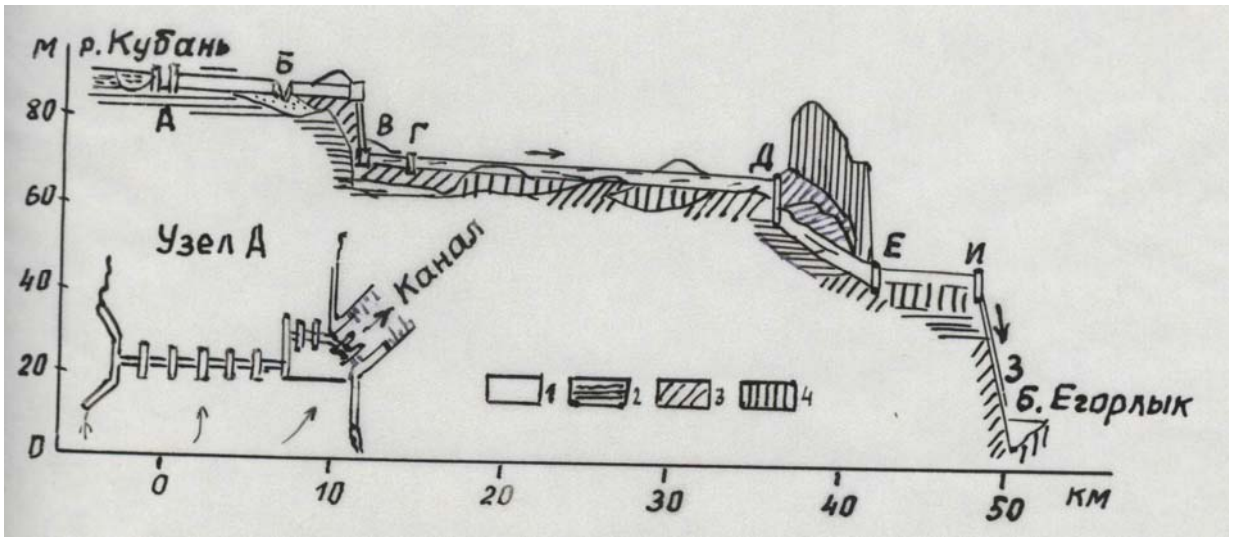


Рисунок 2.31 – Продольный профиль Невинномысского канала.
1 – песок с гравием, 2 – майкопская глина, 3 – элювий майкопской глины, 4 – тяжелый суглинок.

На канале построены уникальные гидротехнические сооружения: на 6 км двухочковый трубчатый железобетонный дюкер сечением 3,2 х 3,4 м, на 14 км – Свистухинская ГЭС мощностью 12 тыс. кВт, на 36 км – тоннель протяженностью 6 км, высотой 5,2 м, шириной 4,8 м. Позднее, в 1988 г. была построена вторая нитка тоннеля с такими же параметрами. Катастрофический сброс представляет собой узел из перегораживающего сооружения с двумя отверстиями шириной 6 м и высотой 5 м, шлюза – регулятора с отверстием 7 х 5 м и сбросного шлюза. Протяженность трассы сброса 10,7 км.

Заканчивается НК консольным сбросом в Сенгилеевское водохранилище емкостью 805 млн. м^3. Концевой сброс состоит из шлюза – регулятора с отверстием шириной 7 м и высотой 5 м и сегментным затвором, быстротока прямоугольного сечения шириной 8 м и длиной 550 м. Высота падения 24 м с консольного перепада длиной 50 м, уклоном 0,04, рассчитанного на расход 75 м^3/с. Общая длина концевого сброса 640 м.

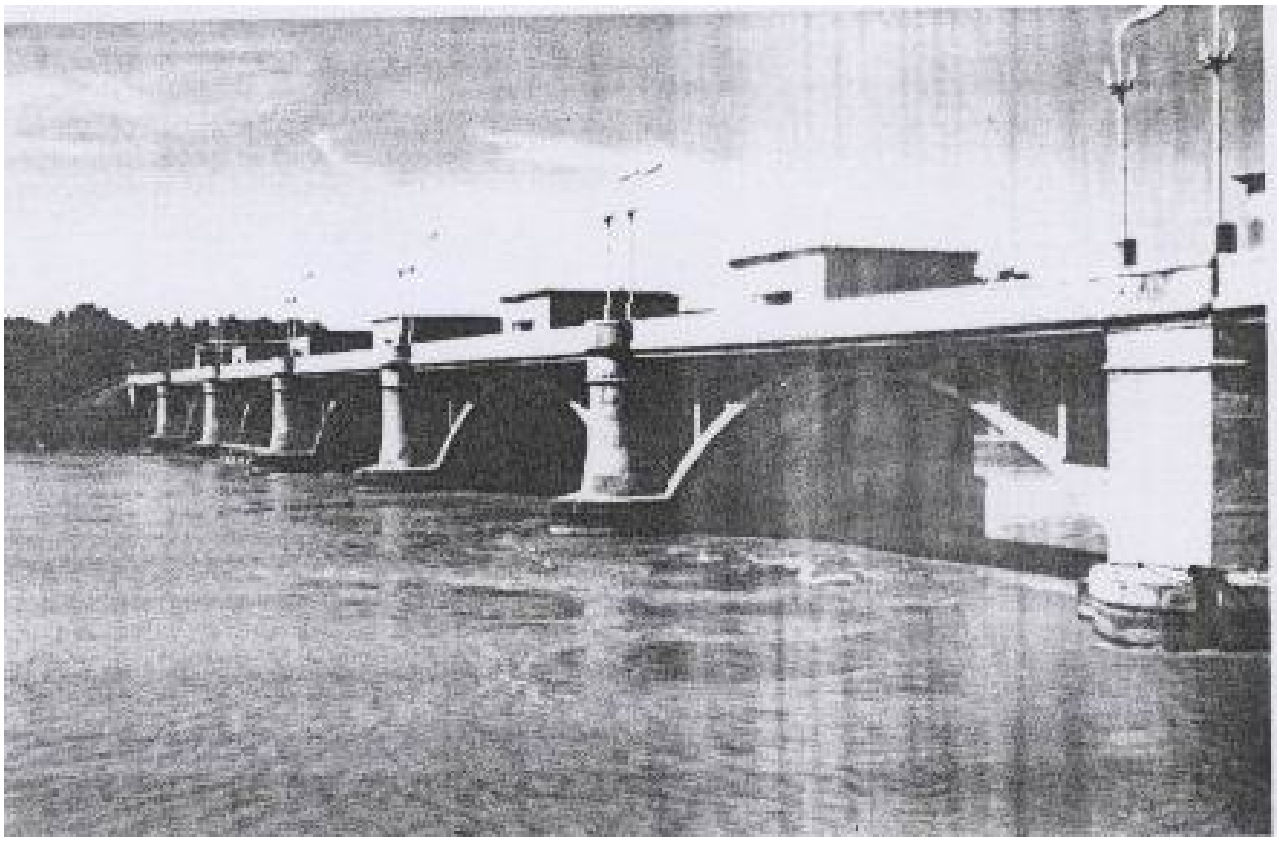


Рисунок 2.32 – Головное сооружение Невинномысского канала

На р. Егорлык после Сенгилеевского водохранилища в последующие годы были построены Егорлыкское и выравнивающее водохранилища, на базе которых работает Сенгилеевская и Егорлыкская ГЭС. Ниже у ст. Новотроицкой на р. Егорлык сооружен Новотроицкий гидроузел для обеспечения самотечного водозабора в Право – Егорлыкский канал.

НК питает кубанской водой более трети всех городов и населенных пунктов Ставропольского края. На 2001 год орошаемая площадь в зоне канала составила 4,1 тыс. га, площадь обводнения – 50 тыс. га. В целом, водой, подаваемой по НК, обводнена огромная территория Ставропольского края Ростовской области и Республики Калмыкия в 1,85 млн. га. Всего кубанской водой канал орошает 250 тыс. га. Канал обеспечивает работу 3 ГЭС и Ставропольской ГРЭС, которые вырабатывают ежегодно 15 млрд. кВт ч электроэнергии и подают ее в другие регионы России и страны СНГ (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Объем годового водозабора в НК обеспечивается за счет водозабора из р. Кубань и притока воды из БСК через НГРЭС (табл. 2.18) (Алтунин и др., 1985).

Сброс теплой воды с НГРЭС в верхний бьеф головного сооружения облегчает эксплуатацию гидроузла в зимнее время, сброс теплой воды на ПК 20 оказывает влияние на повышение температуры воды по трассе канала. От поступления теплой воды на этом участке не образуется ледосплава, имеются небольшие забеги.

Трасса канала проходит по тяжелым пылеватым суглинистым грунтам, находящимся в сильной степени сульфатно–хлоридного засоления (на глубине 50-60 см в 100 г грунта содержится до 82 г солей).

Канал был запроектирован в земляном русле. Крепление было выполнено лишь на однобротных дамбах (каменное мощение t=20 см). Впоследствии почти повсеместно в зоне волнобоя отсыпана гравийно – песчаная смесь. Под ливнеотводящими трубами русло закреплено двойной мостовой отмосткой. В настоящее время имеется проект расширения НК для пропуска расхода 135 $м^3$/с.

Мутность воды в канале равна мутности воды в р. Кубань в створе г. Невиномысска (службой эксплуатации не фиксируется).

Гидрометрической службой канала проводятся регулярные инструментальные измерения воды в точках забора водоподачи, а также наблюдения за уровенными режимами в канале и водохранилищах. Ежегодно уточняются кривые зависимости Q=f (H). Точность измерений в пределах +/- 5%. Осуществляется ежедневный подсчет водного баланса. В 1978 г. на канале было 15 постоянно работающих водопостов. Гидропосты оснащены: тарировочными шлюзами, рейками, самописцами, гидромостиками, лодочными переправами, гидрометрическими штангами (ГР-70), датчиками уровня автоматики и телемеханики, гидрометрическими вертушками, секундомерами, нивелирами, теодолитами, водомерами ДС-64, флюгерами, барометрами.

Таблица 2.18 - Объем годового стока НК

Статьи водного баланса	Кол-во за год, млн.м^3	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Приток воды в Невиномысский канал через НГРЭС	930,5	31,3	32,5	53,9	64,9	97,1	103.1	94,5	90,3	103,7	103,6	102,2	53,4
Объем стока по Невиномысскому каналу	1845,2	52,3	53,9	73,4	194,0	200,8	194,4	200,9	200,9	186,3	192,7	178,5	117,1

Управление водным режимом канала производится централизованно с диспетчерского пункта, находящегося на головном сооружении.

Гидротехнические сооружения канала оборудованы информационными водомерными постами, осуществляющими регулярный ко нтроль за режимом уровней и расходов. Наблюдения проводятся три раза в сутки (в 8, 14 и 20 часов).

В 1962 г. под руководством главного инженера управления эксплуатации НК И.Ф. Карасева была разработана и осуществлена "Программа производственных наблюдений и исследований", включившая в себя, кроме ежедневных наблюдений за режимом уровней и расходов гидротехнических сооружений периодические наблюдения за их состоянием и состоянием водопроводящих трактов.

Программа производственных наблюдений и исследований в 1962 г. выполнена следующим образом (таблица 2.19).

Таблица 2.19 - Программа производственных наблюдений и исследований, выполненных в 1962 году

№ п/п.	Наименование мероприятия	Количество измерений
1	2	3
1	Инструментальные наблюдения за осадками гидросооружений, цикл	5
2	Наблюдение за местными деформациями и состоянием сооружений, цикл	6
3	Контрольная нивелировка водопостов и гидростворов, цикл	7
4	Наблюдения за состоянием ложа и откосов каналов, отводящих русл и профиля земляных дамб с промерами по поперечникам, попер.	177
5	Контрольные измерения расходов воды, расход	35
6	Балансовые измерения расходов воды по участкам магистрального канала, комплекс	1
7	Наблюдения за режимом уровней и расходов и метеоэлементами, цикл	365
8	Контроль качества воды, проба	7
9	Наблюдения за фильтрационным режимом	
10	Комплексное обследование трассы р. Большой Егорлык	

Производственные исследования проводились ежегодно. Состав производственных исследований в некоторые годы несколько изменялся по

сравнению с приведенной программой 1962 года. Так, в 1970 г. в состав производственных исследований вошли такие мероприятия:

- наблюдения за мутностью и минерализацией воды по трассе канала и водохранилищам (два раза в год – всего 47 измерений);
- наблюдения за зимним режимом верхнего бьефа головного сооружения;
- подробные промеры канала поперечниками (через 500 м).

Производственные исследования, проводившиеся на НК ежегодно силами линейного персонала под руководством отдела водораспределения, позволили выявить характерные деформации канала:

- подсечку бортов канала течением и действием ветровых волн, особенно на участках насыпных бортов, которые как правило, возведены из солонцеватых, сильно размываемых суглинков;
- оползание вовнутрь мокрых откосов, закрепленных в зоне переменного уровня до нижней части ложа канала (до образования упора) в местах, ранее подвергавшихся оползневым явлениям;
- размывы русла канала непосредственно за зоной крепления ливнеотводных труб;
- зарастание откосов канала камышом;
- зарастание дамб канала сорной растительностью;
- заиление выпуклых участков и размыв вогнутых;
- заиление участков канала в местах, где было произведено уширение более, чем на 40 м (по зеркалу);
- пыльные заносы магистрального канала, сбросных и нагорных канав в связи с тем, что в районе прохождения трассы канала наблюдаются сильные пыльные бури (так, в апреле 1960 г. с максимальной скоростью ветра до 34 м/с);
- гибель насаждений вдоль Невинномысского канала от засоления почв;
- разрушение берегов животными (рытье нор ондатрой).

Несмотря на все эти деформации, канал в течение всех лет эксплуатации пропускал расчетный расход 75 $м^3$/с. Фильтрационные потери из канала – в пределах плана (32 млн. $м^3$).

В связи с наличием перечисленных выше деформаций служба эксплуатации ежегодно проводит следующие работы:

- разравнивание кавальеров вдоль канала, позволяющее разгрузить откосы от излишних земляных работ;

- удаление сорной растительности с откосов и дамб канала механизированным способом;

- расчистка ливнеотводящей системы от пыльных заносов (так, в 1961 г. было извлечено более 150 тыс. $м^3$ грунта);

- очистка от пыльных заносов магистрального канала;

- уполаживание откосов на оползневых участках для обеспечения устойчивости ложа канала;

- обсыпка гравийно-песчаной смесью в местах размыва откосов канала (до 1962 г. на откосы канала было вывезено 19000 м^3 гравия).

Если в нижних бьефах гидроузлов в какой-то мере сохраняются естественные гидрологические условия, то при переброске стока по каналам и речным руслам из одного бассейна в другой основные элементы гидрологического режима формируются всецело на искусственной основе. Это прежде всего относится к гидрографу водотоков. Им становится график изъятия расходов из источника водозабора – непосредственно из реки или водохранилища, регулирующего сток (Карасев, 1975).

На рисунке 2.33 приведен график расходов воды в Невинномысском канале. Режим водозабора в него всецело зависит от водности р. Кубани. График расходов в концевой части Невинномысского канала служит входным гидрографом для переброски стока по руслу р. Большого Егорлыка. Кроме поступления воды из Невинномысского канала, р. Большой Егорлык получает подпитку из Сенгилеевского водохранилища. Оно наполняется в период избыточной водности на р. Кубани и сглаживает сезонную, а отчасти и многолетнюю неравномерность водозабора. Естественный гидрограф р. Большого Егорлыка наложен на график искусственного режима (рисунок 2.33). В естественных условиях р. Большой Егорлык (площадь бассейна 15300 км^2) обладала незначительной водностью – в среднем всего 210 млн. м^3 в год.

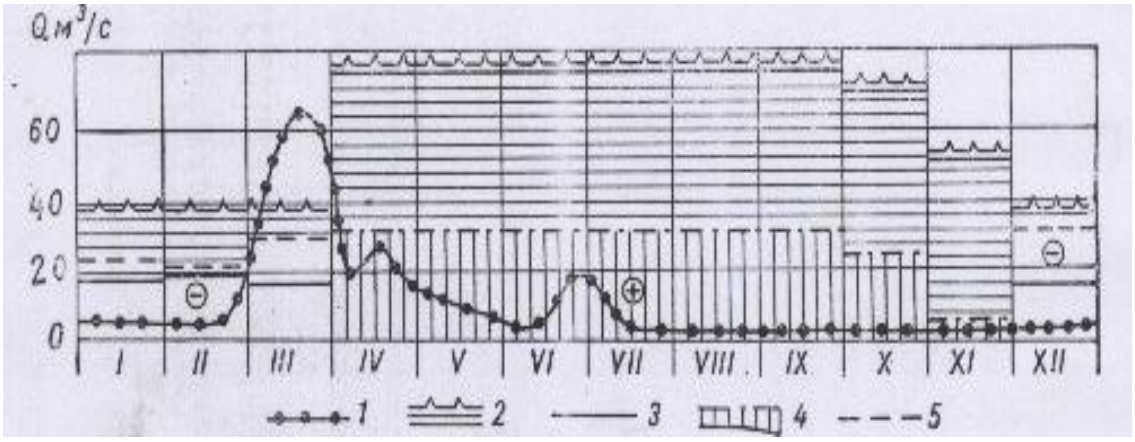


Рисунок 2.33 – Гидрограф р.Большого Егорлыка и расходы воды в Невинномысском канале

1 – бытовые расходы, 2 – зарегулированные расходы при переброске кубанских вод, 3 – водозабор в Невинномысский канал, 4 – поступление воды в Сергилеевское водохранилище, 5 – сброс из него

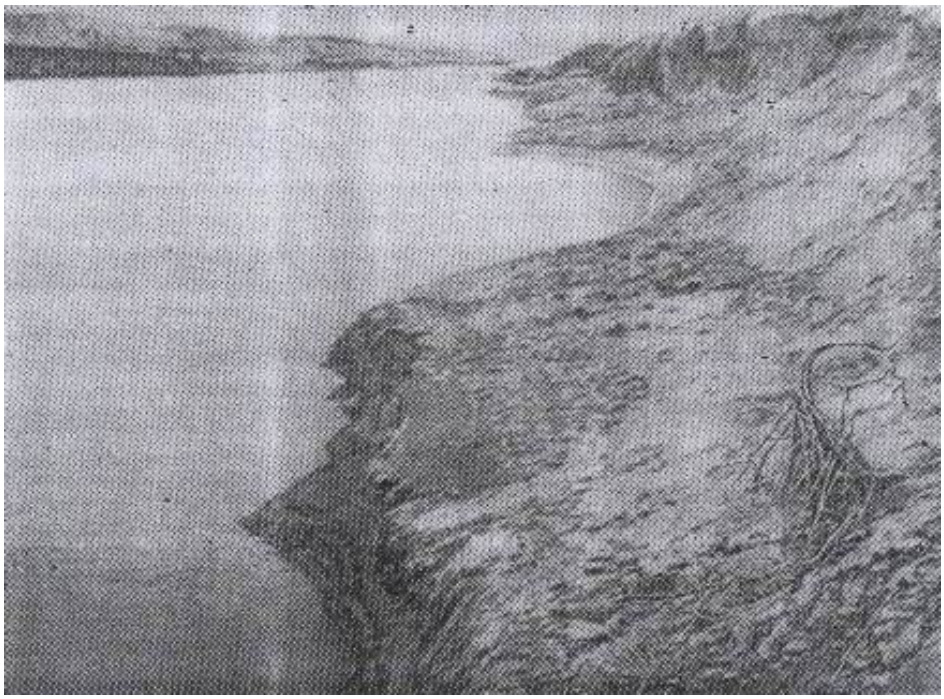


Рисунок 2.34 – Образование плохообтекаемой береговой линии в канале

Большая часть стока (70%) проходила весной, в период снеготаяния. Остальная часть была дождевого происхождения. Основное питание река получила лишь в верховьях, в увлажненной зоне Ставропольского плато, где выпадает в среднем 500-550 мм в год.

При переброске кубанских вод образовалось, по существу, новая водная артерия. Ее сток увеличился почти в 10 раз. Искусственный поток был создан в естественном русле. Речная долина, которая еще недавно находилась в состоянии эрозионного покоя, превратилась в русло мощного потока и стала ареной бурных эрозионных процессов. (Карасев, 1975).

Для изучения вопроса о повышении пропускной способности канала с учетом состояния его русла в 1963 г. было проведено сплошное обследование канала (Карасев, 1975). Комплекс выполненных работ включал:

- определение средних скоростей течения вертушкой на трех вертикалях (стержневой и двух береговых);
- промеры глубин и нивелирование поперечных сечений и уровня на характерных участках;
- инженерно-геологическое и геоботаническое описание трассы.

При водозаборе в канал поступают только взвешенные наносы р. Кубани крупностью не более 0,25 мм. Донные наносы задерживаются перед высоким порогом водозаборного шлюза и периодически удаляются через промывные галереи в нижний бьеф реки. Таким образом, нагрузка потока наносами оказывается во много раз ниже его транспортирующей способности при сравнительно высоких скоростях течения, что несомненно, благоприятствует эрозионным процессам. Если же они не получили существен-

ного развития, то это объясняется устойчивостью грунтов, из которых сложено русло. На протяжении первых 10 км трасса канала проходит по надпойменной террасе Кубани, постепенно удаляясь от реки к отрогам Ставропольского плато. На этом начальном участке канал дюкером пересекает русло одного из притоков Кубани и образует двадцатиметровую ступень сосредоточенного перепада, на котором построена ГЭС. Далее трасса канала пролегает по делювиальному шлейфу Ставропольского плато и отклоняется от его неустойчивого склона лишь на протяжении 2,5 км. Первоначальное русло здесь образовано дамбой по левому борту канала и естественным профилем склона.

Водораздел рек Кубани и Большого Егорлыка, канал преодолевает посредством гидротехнического туннеля, пробитого на глубине 60 м. За туннелем трасса канала подведена к р. Большому Егорлыку по склону долины одной из впадающих в него балок. Сброс вод канала в русло реки осуществляется с помощью быстротока с консольным перепадом.

Характерную особенность геологических условий трассы канала составляет неглубокое залегание майкопских глин. В пределах кубанских трасс они покрыты небольшим слоем суглинка и песчано-галечных отложений, а далее – делювиально-аллювиальной толщей тяжелых и средних суглинков. Повсюду кровлю майкопских глин образуют из элювиальные разновидности. Майкопская глина относится к третичным отложениям. С инженерно-геологической точки зрения эта горная порода весьма своеобразна. Невыветренная майкопская глина при естественной влажности обычно не размокает, способна выдерживать значительные давления и ведет себя под водой как вполне скальный грунт. Однако в откосах выемок майкопская глина подвергается интенсивному выветриванию. Высыхая, порода распадается на мелкие чешуйки и образует осыпи рыхлого материала. Выветренная толща – разновидность элювия майкопских глин – благоприятствует развитию оползневых явлений.

Верхняя часть профиля канала расположена в слое делювиальных суглинков, достаточно устойчивых при размыве. Нижняя часть поперечного сечения повсюду скрывает пласт майкопских глин. Они так же не поддаются размыву, но их элювиальная кровля очень ослаблена, размокает в воде и приобретает способность к оползанию. В конечном счете этим объясняются все нарушения общей устойчивости откосов. Рассмотрим типичные деформации поперечного сечения канала. (Карасев, 1975).

Размыв откосов. Несмотря на разнообразие геоморфологических условий трассы русло канала проложено в устойчивых против размыва грунтах. Именно это обстоятельство позволило при строительстве оставить откосы без крепления, хотя расчетные скорости течения воды в канале были достаточно высоки (1 м/с). Как показало сравнение первоначальных и контрольных профилей, нижняя часть смоченного периметра действительно находится в устойчивом состоянии и значительных деформаций не получи-

ла. Верхняя же, приурезная часть в зоне переменных уровней, образованная насыпным грунтом, подвержена размыву (рисунок 2.34) Здесь вместо откоса 1:1,5 образуется вертикальная стенка ("подсечка") высотой 0,5-1,5 м и наблюдается деформация береговой линии в плане. Как правило, эти изменения приурочены к изгибам канала, к его вогнутым берегам. Размыв откосов заметно усиливается при ветровом волнении.

Оползни и оплывины. Там, где залегает пласт плотных делювиальных или майкопских глин, наклоненный в сторону канала, а нагорные канавы для отвода ливневых вод заилены, смачивание кровли водоупора вызывает скольжение и сползание грунтовых масс в канал. Оползни создают в канале плохообтекаемые выступы береговой линии, которые отклоняют поток к противоположному берегу, усиливая его размыв и смещение в плане.

Локальное заиление русла. На отдельных участках канала, главным образом в зонах подпора и на выпуклых берегах, наблюдается отложение наносов, объемы которых были значительными в первые годы эксплуатации, когда происходило заполнение излишних емкостей канала, особенно на участках бортовых дамб. Постепенно в этих местах образовался профиль динамического равновесия, и заиление прекратилось.

Ливневая эрозия. Приложенная по склону плато трасса канала находится на пути движения ливневых вод. Для пропуска их на канале построено более 10 ливнеспусков, рассчитанных на расходы 30-70 $м^3/с$. Схема типичного ливнеопасного участка приведена на рисунке 2.35. Здесь зафиксированы ливневые расходы до 40-50 $м^3/с$. Необходимо отметить, что емкость пруда, построенного выше по долине балки, регулирует ливневый поток, срезая пик расходов. Однако расположение буферной емкости выше ливнеспуска оправдывает себя только в том случае, если устойчивость плотины и пропускная способность водосброса рассчитаны надежно и отвечают условиям регулирования ливневого потока. В противном случае угроза прорыва плотины не только не ослабляет, но и усиливает ливнеопасность. Если на достаточно крутых склонах, лишенных растительности, накапливается рыхлый материал, ливни приводят к образованию селевых потоков. Грязевая масса селя заваливает отверстия ливнеспусков и вторгается в каналы, вызывая их закупорку и переполнение. Так, в Ферганской долине (Узбекистан), один из селевых потоков, спускаясь по склону, последовательно перекрыл несколько каналов. Их воды прорвали береговые валы и сплошным потоком вышли на хлопковые поля. Разработка надежных мероприятий по защите каналов от ливневых и селевых потоков особенно важна для горных районов.

Зарастание канала камышом и тростником. Наблюдается в приурезных полосах шириной до 0,8 м. Как правило, полоса растительности предо-

храняет откосы от размыва. Сколько-нибудь заметного отрицательного влияния камышовых зарослей в виде увеличения шероховатости ложа канала выявить не удается, т.к. зарастанию подвергалась незначительная часть русла. Однако в местах, особенно подверженных размыву, камыш не произрастает из-за повышения скоростей течения. Поэтому рассчитывать на биологическое крепление откосов на Невинномысском канале было бы неправильным.

В первые годы эксплуатации НК в его воде были в основном мелкие сине – зеленые водоросли. А по истечении 8-9 лет эксплуатации на берегах канала появились густые заросли тростника, камыша, осоки. Заросли нарушили нормальную работу канала, ухудшили качество его воды. Их удаление было осуществлено с помощью гербицидов (Урванцев, 1987).

Гидравлические характеристики НК, по результатам обследования, представлены на рисунке 2.36. Коэффициенты шероховатости вычислялись по формуле Шези – Маннинга на основе измеренных средних скоростей течения v и уклонов I свободной поверхности:

$$n = \frac{h^{2/3} I^{1/2}}{v}$$

Как видно из графика, коэффициент шероховатости в общем имеет значения, характерные для земляных русел (n = 0,020- 0,025). Для сходных условий содержания каналов те же пределы изменения коэффициентов шероховатости были получены С.Х. Абальянцем (1960), М.М. Дидковским и И.А. Родионовым (1956). Повышение коэффициентов наблюдается на участках размыва, где возникают плохообтекаемые формы берегов и дна.

После обследования был сделан вывод о достаточной устойчивости ложа канала. Если не считать деформаций от оползней и возмущений потока, повсюду сохраняются строительные профили поперечных сечений. За 25 лет эксплуатации канала объем размыва его откосов составил 80 000 м^3. При выборочном креплении откосов на отдельных участках пропускная способность русла канала может быть увеличена на 15-20% (Карасев, 1975).

Вместе с тем на НК, несмотря на устойчивость грунтов его ложа, русловой режим имеет эрозионный фон. Очевидно, эрозия неизбежна во всех случаях, когда в русло поступает сравнительно мало нагруженный наносами поток.

На рисунке 2.37 приведен натурный профиль поперечного сечения канала в 1980 г. на 2 км (Лобанов, 1995), который свидетельствует о симметричности сечения и его близком соответствии проектной форме.

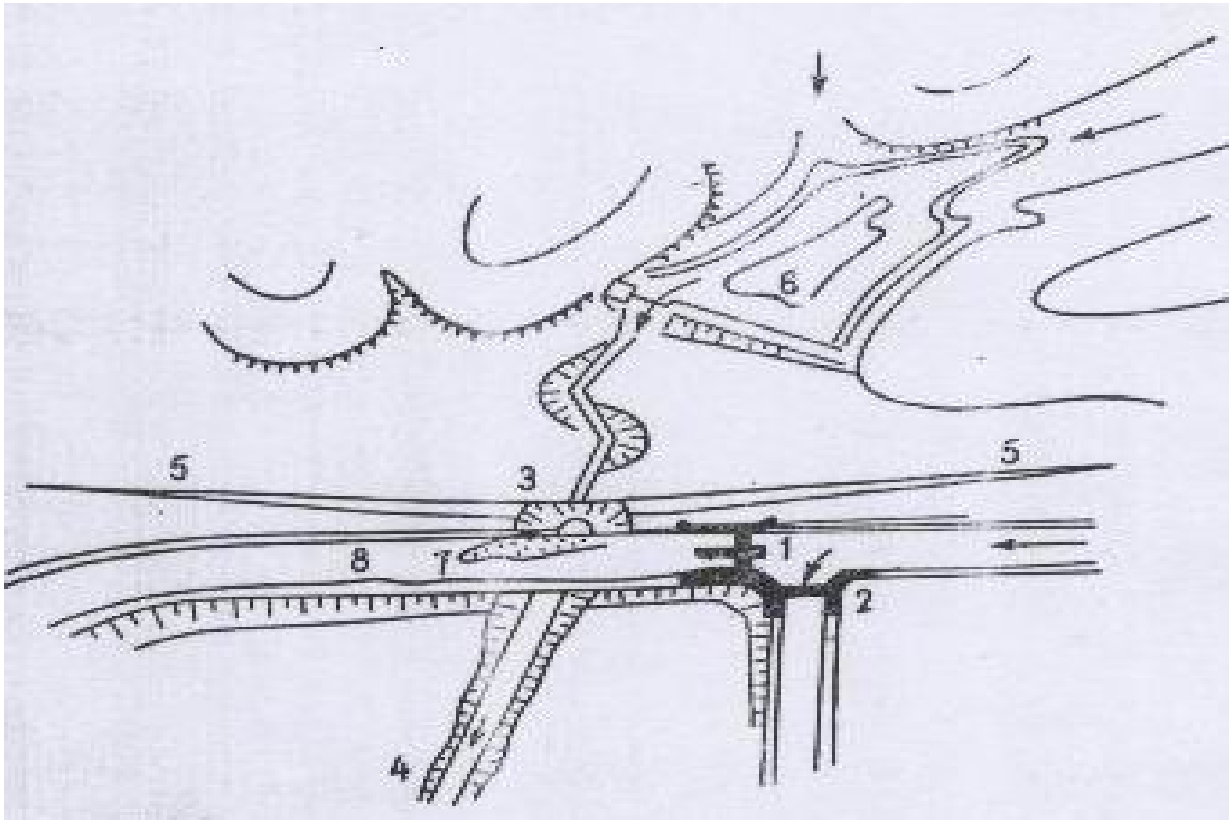


Рисунок 2.35 – Ливнеопасный участок Невинномысского канала.

1 – Перегораживающий шлюз, 2 – шлюз бокового сброса, 3 – приемный оголовок ливнеспуска под каналом, 4 – отводящее русло ливнеспуска, 5 – нагорные каналы, 6 – пруд, 7 – конус выноса, 8 – поврежденный борт канала.

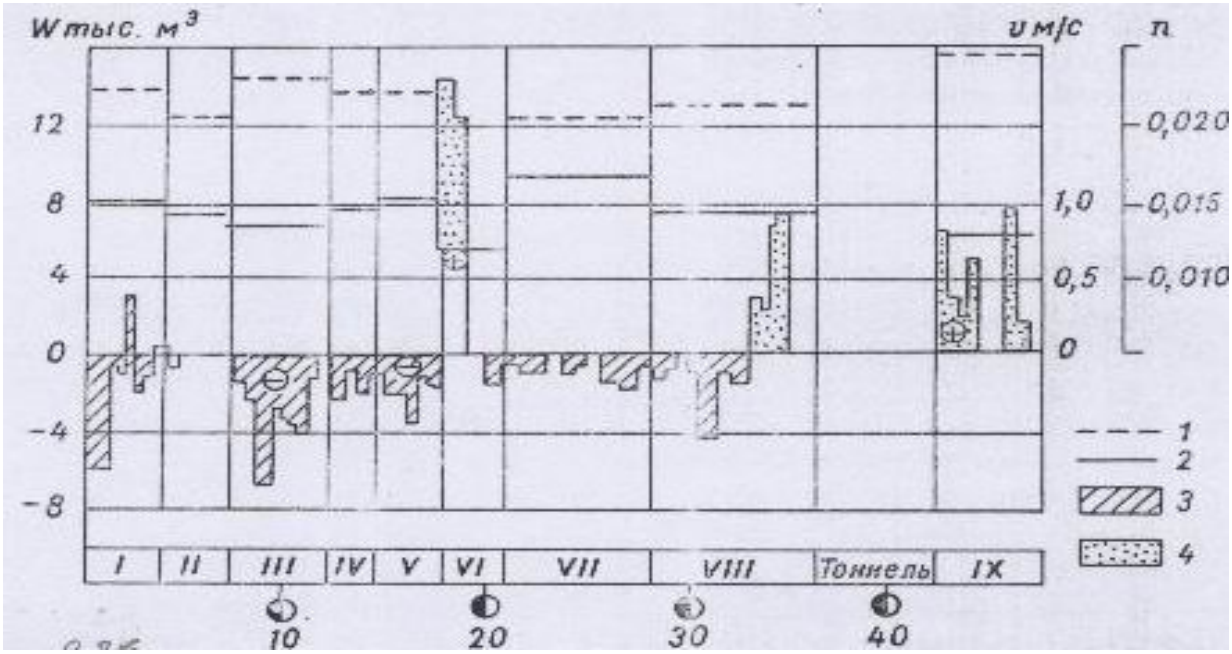


Рисунок 2.36 – График деформаций и гидравлических характеристик Невинномысского канала

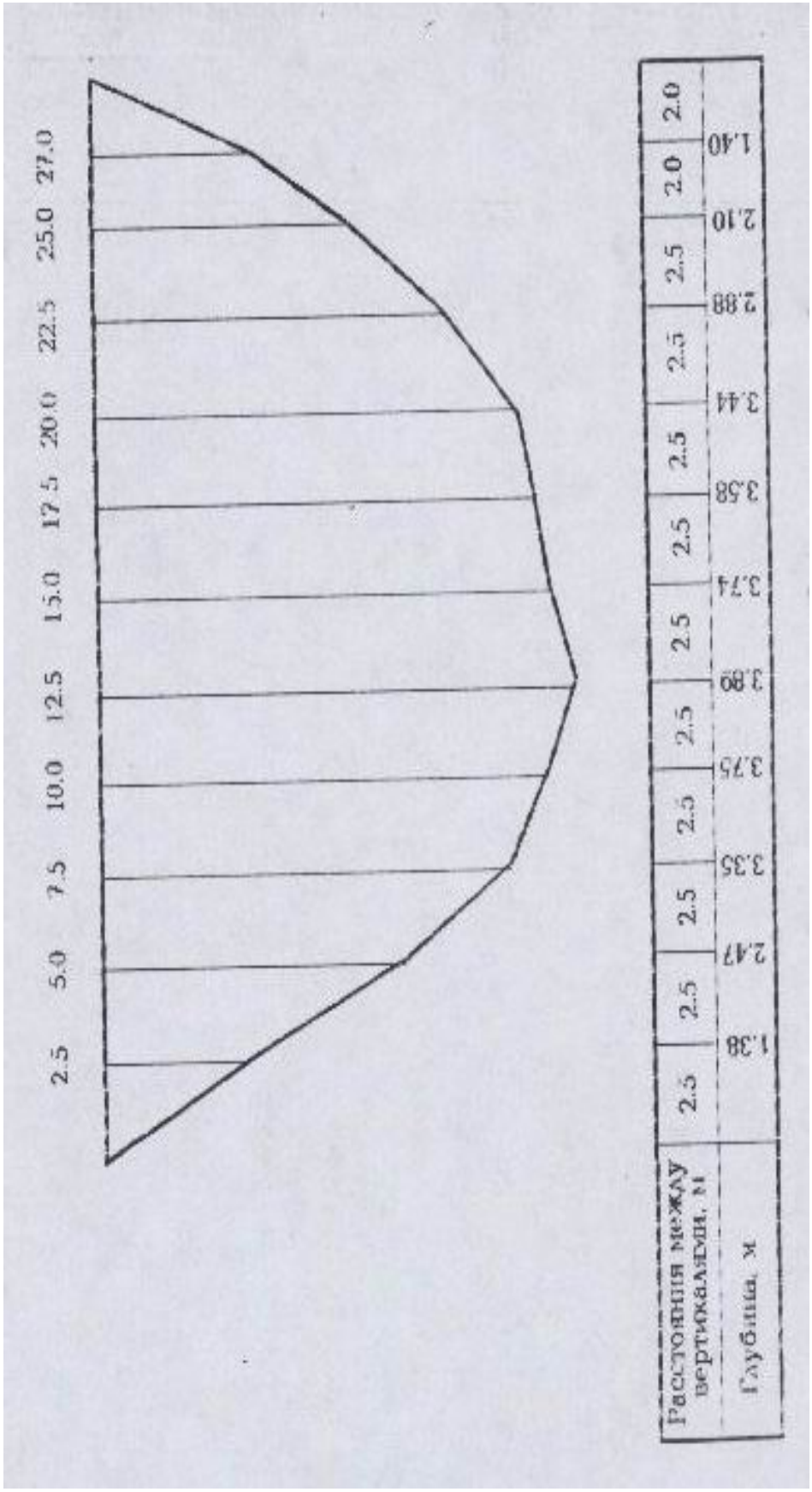


Рисунок 2.37 – Натурный профиль сечения на 2 км НК

2.7. Кумо – Манычский канал

КМК построен в зоне, отличающейся сухим и очень засушливым климатом. Берет начало от р. Кумы у с. Левокумского Ставропольского края и доходит до Чоградского водохранилища (рисунок 2.38). Строительство канала началось в 1960 г., сдан в эксплуатацию в 1964 г.

Водозабор расположен в районе Левокумского гидроузла, где смешиваются воды двух рек – Терека и Кумы. Воды Терека по 146 километровому ТКК дошли до р. Кумы в районе с. Левокумского. Далее по КМК воды Терека и Кумы вместе добегают до Чоградского водохранилища. Канал заканчивается сбросом в это водохранилище (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Основное назначение КМК – транспортировка воды для Чоградского водохранилища, полный объем которого составляет 720 млн.м^3, полезный – 670 млн.м^3. Водохранилище вытянуто с северо-запада на юго – восток на 48,.8 км. Его максимальная ширина 9 км, в хвостовой части – 800 м. Именно здесь, в Чоградском водохранилище, происходит объединение вод Терека, Кубани, Кумы и Восточного Маныча. А из него воды этих рек по Черноземельскому каналу пришли в засушливые степи Калмыкии и Дагестана. (Водные ресурсы Ставропольского края, 2001).

Протяженность КМК составляет 96,2 км, головной расход – 60 м^3/с, в концевой части – 39 м^3/с. Объем переброски стока по каналу равен около 0,7 км^3/год.

Канал также играет важную роль в орошении земель Левокумского и Арзгирского районов Ставропольского края. Питает водой каналы: Левокумский, Садовый, Закумский. Он служит источником питания трех оросительных систем: Левокумской, Садово-Закумской и Родниковской. Для Арзгирской оросительной системы воду берут из Чоградского водохранилища.

На начало 2001 года общая площадь орошения в зоне КМК составляла 28,5 тысяч га.

2.8. Право – Егорлыкский канал

Берет начало из Новотроицкого водохранилища и является составной частью Право – Егорлыкской обводнительно-оросительной системы (ПЕООС). Система вступила в эксплуатацию в 1960 г. Она охватывает северо-восточную часть Ставропольского края, два района Ростовской области и западные районы Калмыкии (рисунок 2.39) (ПЕООС, 1973).

Строительство ПЕК и ООС началось в 1950 г., а в 1952 г. состоялся пропуск воды на первых 54 километрах канала. В 1953 г. был сдан в эксплуатацию Новотроицкий гидроузел, а в 1960 г. ПЕК и первая очередь ООС на площади 32 тыс. га.

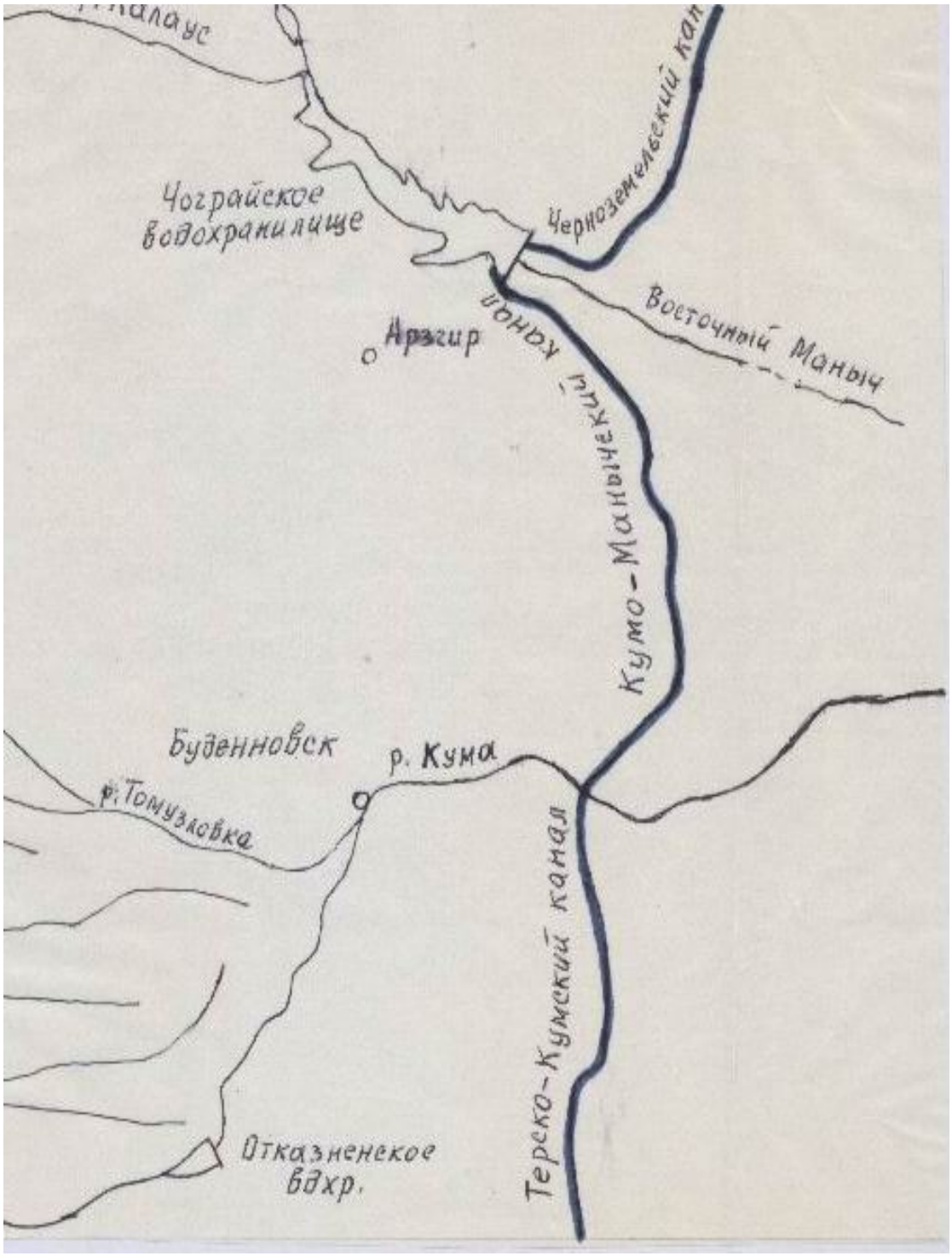


Рисунок 2.38 – Схема Кумо – Манычского канала

Головное сооружение ПЕК построено на Новотроицком водохранилище, в состав которого входит двухпролетный шлюз-регулятор с двумя отверстиями, шириной 6 м, перекрываемых сегментными затворами. В состав водозаборного узла также входит земляная плотина высотой 23 м), водосброс на расход 230 м^3/с, с головным шлюзом из трех пролетов по 7 м и быстротоком, и шлюз деривационного канала Новотроицкой ГЭС с расходом 20 м^3/с. (ПЕООС, 2002).

Источником питания ПЕК и ООС является кубанская вода, подаваемая в р. Большой Егорлык Невинномысским каналом. Самотечный забор воды в ПЕК осуществляется из Новотроицкого водохранилища, сооруженного на Егорлыке (см. рисунок 2.39).

ПЕК имеет длину 123 км, пропускную способность – 45 м^3/с. На отдельных участках канал облицован бетонными плитами (рисунок 2.40) Ежегодно по каналу для обводнения и орошения транспортируется 700 млн.м^3. Из канала забирают воду для водоснабжения 44 населенных пунктов, 30 магистральных водопроводов, сооружается еще 10, общая длина которых составит 494 км. ПЕК несет воду до самых жарких Приманычских степей. Благодаря ему ожили прежде всего высыхавшие реки Ташла, Малая и Большая Кугульта, Джанга и другие (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).
На существующей системе обводнение речек и балок предусматривалось попусками постоянных расходов порядка 0,2 м^3/с. Однако многолетняя эксплуатация показала, что вода при периодических попусках в водотоки по химическому и бактериологическому составу не пригодна для питья и других нужд. Вследствие этого водоснабжение стало базироваться на водопроводах с очисткой воды.
Левая ветвь канала, являясь его продолжением, имеет длину 2274 км с головным расходом 17,5 м^3/с (после реконструкции – 35 м^3/с) . Протяженность межхозяйственных каналов на системе превышает 300 км, они выполнены все в бетонной облицовке.

ПЕК проходит по сильно пересеченной местности. Трасса канала изобилует многочисленными балками. Переход через них был осуществлен насыпями высотой от 23 до 35 м и двумя дюкерами – Ташлинским и Кугультинским.

Первая нитка дюкера через Ташлу общей длиной 2482 м была сооружена в 1954 г., вторая общей длиной 2452 м – в 1968 г. Диаметр дюкеров 2,9 м, их пропускная способность 19 м^3/с. Первая нитка другого дюкера через большую Кугульту общей длиной 2985 м сдана в эксплуатацию в 1975 г., вторая длиной 3100 м – в 1974 г. Диаметр дюкеров 3,2 м, их пропускная способность 14 м^3/с.

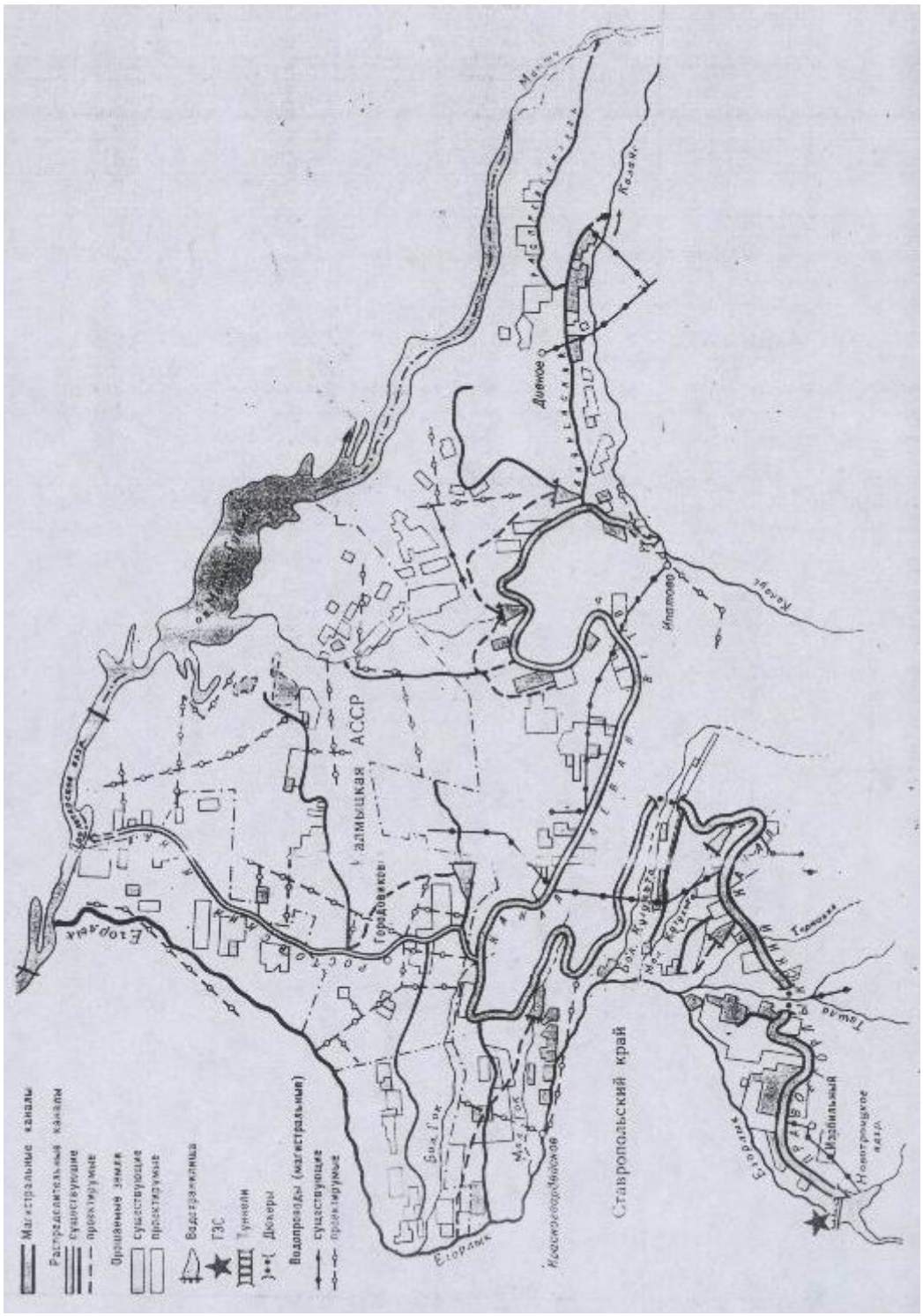


Рисунок 2.39 – Схема Право – Егорлыкского канала и ООС в его зоне

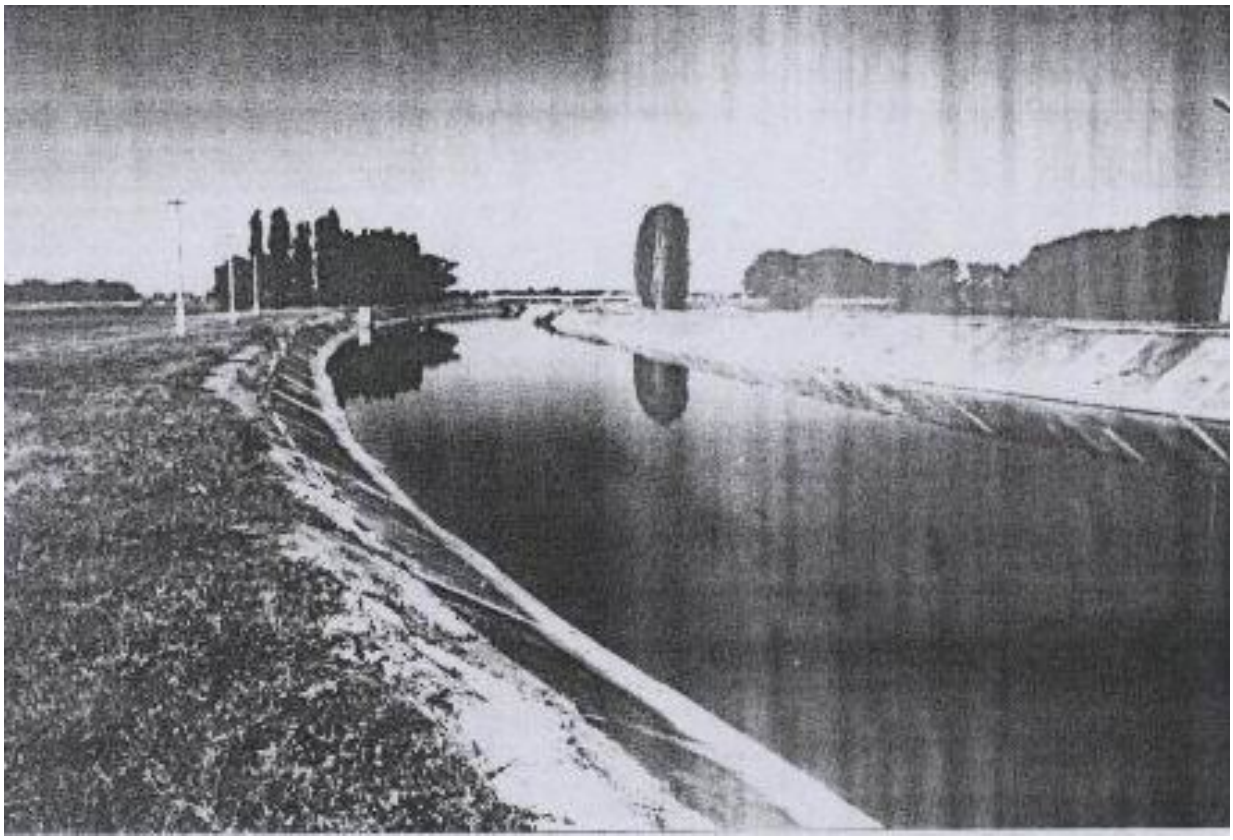


Рисунок 2.40 – Право – Егорлыкский канал, 54 км

Канал оборудован катастрофическими сбросами в реки Ташлу, Терновку, Малую и Большую Кугульту. Общая длина всех быстротоков 3354 м, суммарный сбросной расход через них 101,5 $м^3$/с.

В настоящее время в районе ПЕК орошаемая площадь составляет 44 тыс. га, после полного освоения по проекту общая площадь орошения составит 153 тыс. га, площадь обводнения – 1,5 млн. га.

ГЛАВА 3. КАНАЛЫ ОТРАСЛЕВОГО НАЗНАЧЕНИЯ

3.1. Требования к каналам отраслевого назначения и их общая характеристика

Широкое распространение на юге страны нашли каналы отраслевого назначения. Они применяются, в основном, для выполнения одних определенных функций, например, орошения и обводнения, судоходства, водоснабжения или выработки электроэнергии на ГЭС.

Для каналов отраслевого назначения должны учитываться некоторые специальные требования, отвечающие особенностям данной отрасли (Урванцев, 1987).

Каналы, подающие воду для орошения, должны обеспечивать своевременную подачу необходимого количества воды для поливов согласно расчетным графикам водопотребления. Они должны обеспечивать командование над всей орошаемой территорией. Принятые конструктивные решения в канале должны исключать значительные потери на фильтрацию по всей трассе, обеспечивать высокую надежность, удобство эксплуатации, возможность автоматизации и телеуправления.

К водопроводящим каналам хозяйственно – питьевого назначения предъявляются специальные санитарные требования – обеспечение высокого качества воды. С этой целью предусматриваются меры по применению этих каналов от загрязнения поверхностным стоком и, в результате инфильтрации загрязненных грунтовых вод, вдоль водопроводных каналов устанавливаются зоны санитарной охраны из трех поясов (Латышенков и др., 1972).

Первый пояс – это зона строгого режима, включающая источник и водозабор, водопроводный канал с насосными станциями, очистными сооружениями, станциями хлорирования и напорными резервуарами чистой воды.

Второй пояс – это зона ограничения, включающая подводящий канал, бассейн питания водопроводного канала, окружающую территорию с населенными местами, предприятиями, оказывающими влияние на канал.

К третьему поясу относят зону наблюдения, включающую населенные места, железнодорожные станции, промышленные предприятия, расположенные на смежной со вторым поясом территории.

Если канал предназначен для судоходства, главным требованием к нему становится обеспечение необходимых судоходных глубин. Каналы энергетического назначения должны обеспечивать оптимальный гидравлический напор на ГЭС.

В данной главе рассматривается применение наиболее значительных магистральных и распределительных ирригационных каналов в основных орошаемых регионах юга России - Ростовской области, Кабардино – Балкарии, Дагестане, Ставропольском , Краснодарском краях, Поволжье, а также

в Сибири. Общее количество таких каналов – более 100, их протяженность с расходами более 10 $м^3$/с составляет более 5000 км. Большая часть их проложена в земляном русле и особенно это характерно в Дагестане. Более совершенных облицованных каналов – примерно 30 % от общей их протяженности. Облицованные каналы нашли наибольшее распространение в Ставропольском крае, Волгоградской и Ростовской областях и в некоторых районах Сибири.

Крупные каналы Поволжья – Саратовский, Куйбышевский, Палласовский, хотя и имеют основное назначение для орошения и обводнения, используются также для водоснабжения.

Важное значение имеют судоходные каналы – Волго – Донской, им. Москвы, Беломорско – Балтийский, Волго – Балтийский и Волго – Каспийский, с помощью которых создана единая глубоководная воднотранспортная система Европейской территории страны.

Находят применение каналы и для решения других задач, например, для пропуска рыбы, водоснабжения, получения электроэнергии. Так, например, на донских гидроузлах - Николаевском и Константиновском, успешно работают рыбоходные каналы. На Новочеркасской ГРЭС и Ростовской АЭС подводящие и отводящие каналы используются в замкнутом цикле водоснабжения этих объектов. Для выработки электроэнергии на гидроэлектростанциях используются энергетические участки комплексных каналов – на БСК и НК или деривационные каналы на Сенгилеевской, Баксанской ГЭС и др.

3.2 Ирригационные каналы

3.2.1. Каналы Ростовской области

Многие оросительные каналы (магистральные, межхозяйственные и внутрихозяйственные) Ростовской обл., построенные в период с 1952 по 1970 гг., выполнены в земляном русле. Сведения по наиболее крупным оросительным каналам приведены в таблице 3.1.

Из общей протяженности межхозяйственных магистральных каналов в Ростовской области – 7990 км всего в облицовках к 1980 г. составил 775 км или около 10% от их общей протяженности (Поляков и др., 1998).

Наиболее крупные магистральные оросительные каналы расположены в зоне Донского магистрального канала (рисунок 3.1). Среди них: Нижне – Донской, Багаевский, Верхне - Сальский, Пролетарский магистральные каналы, которые получают воду непосредственно из ДМК. Азовский канал забирает воду из Веселовского водохранилища, куда подается донская вода по ДМК и Садковскому сбросу.

В настоящее время общая площадь орошения в области составляет 337 тыс. га и из них 239 тыс. га в зоне влияния ДМК (Хрусталев и др., 2002).

Таблица 3.1 – Сведения по крупным оросительным каналам Ростовской области

Канал	Расход, $м^3/с$	Длина, км	Глубина, м	Характер ложа (земляное / облицованное)	Грунт основания	Глубина залегания УГВ, м	КПД
Азовский МК	20,0	84,95	2,0 - 3,8	земл.	сунгинки	0,5 - 5	0,82
Нижне –Донской МК	25,6	73,9	2,0 – 3,0	земл.	глина	До 3	0,90
Пролетарский МК	54,0	83,4	4,5	Земл.	суглинки	0,5 - 5	0,85
Верхне - Сальский МК	30,0	98,8	1,8 – 2,3	Земл.	суглинки	> 2,5	0,70
Багаевский МК	30,0	36,45	3 – 4,5	Земл.	глина	1,5 - 3	0,75
Бг – Р – 7	8,7	22,62	1,5	Обл. ж/б пл.	суглинки	3 - 5	0,80
Бг – Р - 8	6,5	7,8	1,5 – 1,8	Обл. ж/б пл	Суглинки, глина	05 - 5	0,82

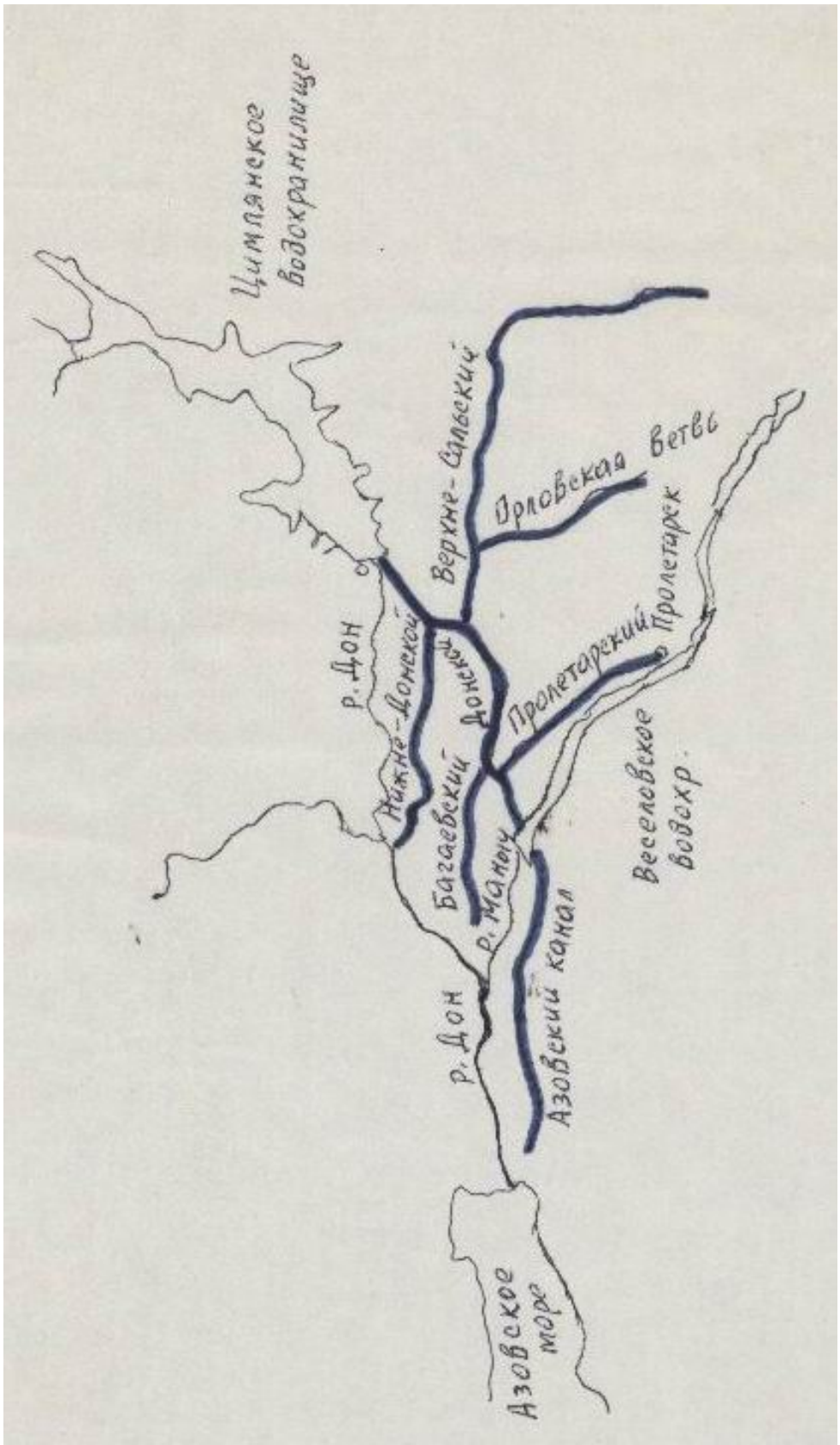


Рисунок 3.1 – Схема магистральных каналов Ростовской области

Расходы магистральных каналов составляют от 20 до 54 $м^3/с$, КПД – от 0,8 до 0,9. Наиболее протяженными являются Верхне – Сальский (98,8 км) и Азовский (84,9 км) магистральные каналы. Все магистральные каналы, за исключением ДМК, выполнены трапецеидального сечения.

На рисунке 3.2 приведен общий вид Азовского и Нижне -Донского магистральных каналов.

Каналы Багаевского –Садковской оросительной системы характеризуются широким использованием бетонных и бетонопленочных облицовок, за исключением Багаевского МК (рисунок 3.3, а).На рисунке 3.4,а приведен общий вид межхозяйственного распределителя Бг – Р – 7 в облицовке.

Результаты натурных гидравлических исследований (таблица 3.2), проведенных НГМА на облицованных каналах Багаевско – Садковской ОС, показали, что коэффициент шероховатости облицовок каналов изменяется в широком диапазоне и зависит не только от состояния поверхности, но и от условий эксплуатации канала (степени заиления и зарастания живого сечения погруженной водной растительностью - водорослями) (Косиченко, Турянская, Богомолов, 1991; Косиченко, 2000).

При этом, на пропускную способность облицованных каналов наиболее существенное влияние оказывает зарастание русла погруженной растительностью (водорослями). На участках каналов со средней скоростью течения 0,50 – 0,55 м/с заиление отсутствует и , как следствие, зарастание погруженной водной растительностью. На участках каналов со скоростью менее 0,20 м/с характерно, как правило, заиление русла и интенсивное зарастание живого сечения потока погруженной водной растительностью в течение мая – июля.

Так, на участке Бг – Р – 7 (ПК 30+66), характеризующимся значительным уклоном водной поверхности и достаточно высокой средней скоростью течения и хорошим состоянием облицовки без заиления и зарастания полученный коэффициент шероховатости n = 0,0157 соответствует нормативным значениям для бетонных облицовок (по СНиП 2.06.03 – 85 n=0,015 – 0,017). В случае же заиления русла и зарастания погруженной растительностью на других участках Бг – Р – 7 (ПК 56 и ПК 189) коэффициенты шероховатости существенно повышаются против нормативных значений в 2 – 3 раза и, по существу, канал из облицованного русла превращается в заросшее земляное русло. Такое повышение коэффициента шероховатости русла соответственно приводит к снижению пропускной способности канала более, чем в 2 раза по сравнению с нормальными условиями эксплуатации.

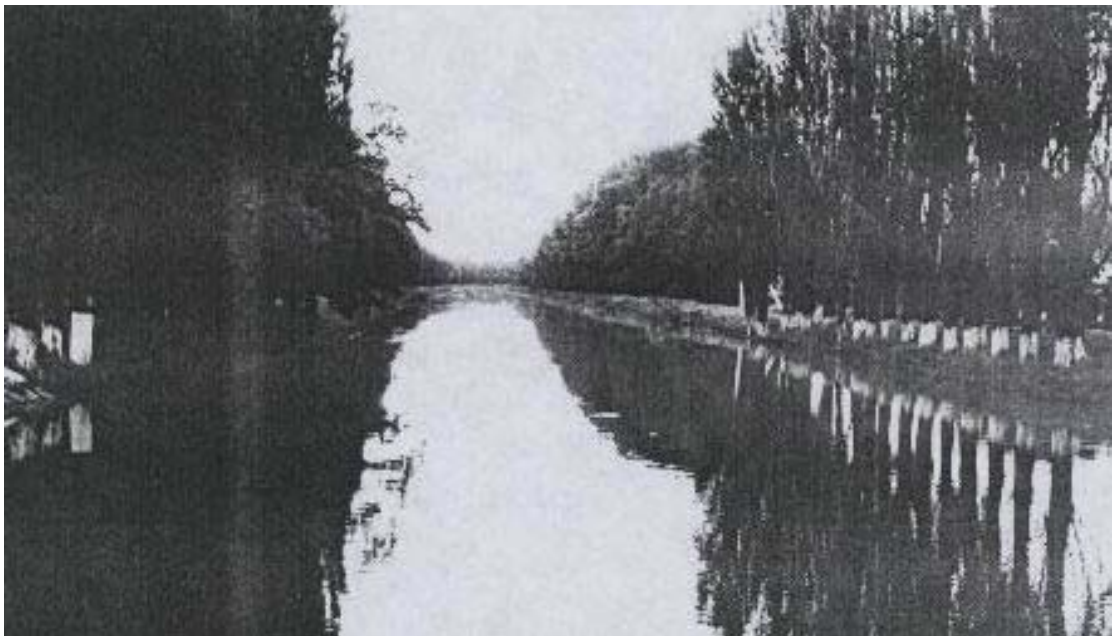
В течение 1995 – 1999 гг. Н.Ю. Поляковой (2000) проведены натурные исследования на облицованных каналах Азовской, Багаевско – Садковской, Мартыновской и Цимлянской оросительных систем Ростовской обл. Обследованы каналы Бг – Р – 6, Р – 2, Р – 3, ВМК – 1, ВМК – 2, МХ – 1 с покрытиями из стандартных сборных железобетонных плит НПК, ПО – 1, ПО – 2 и ПК различных модификаций.

а)

б)

Рисунок 3.2 – Магистральные каналы в Ростовской области:
а – Азовский, б – Нижне -Донской

а)



б)

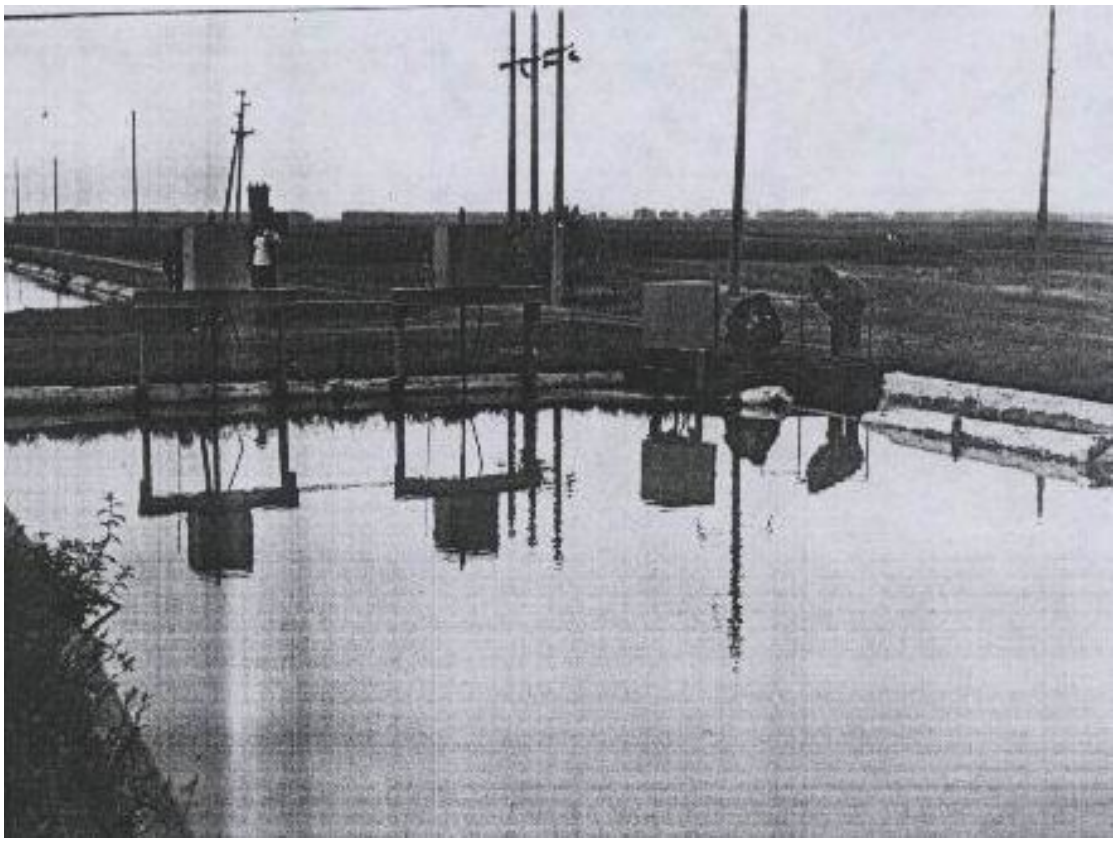
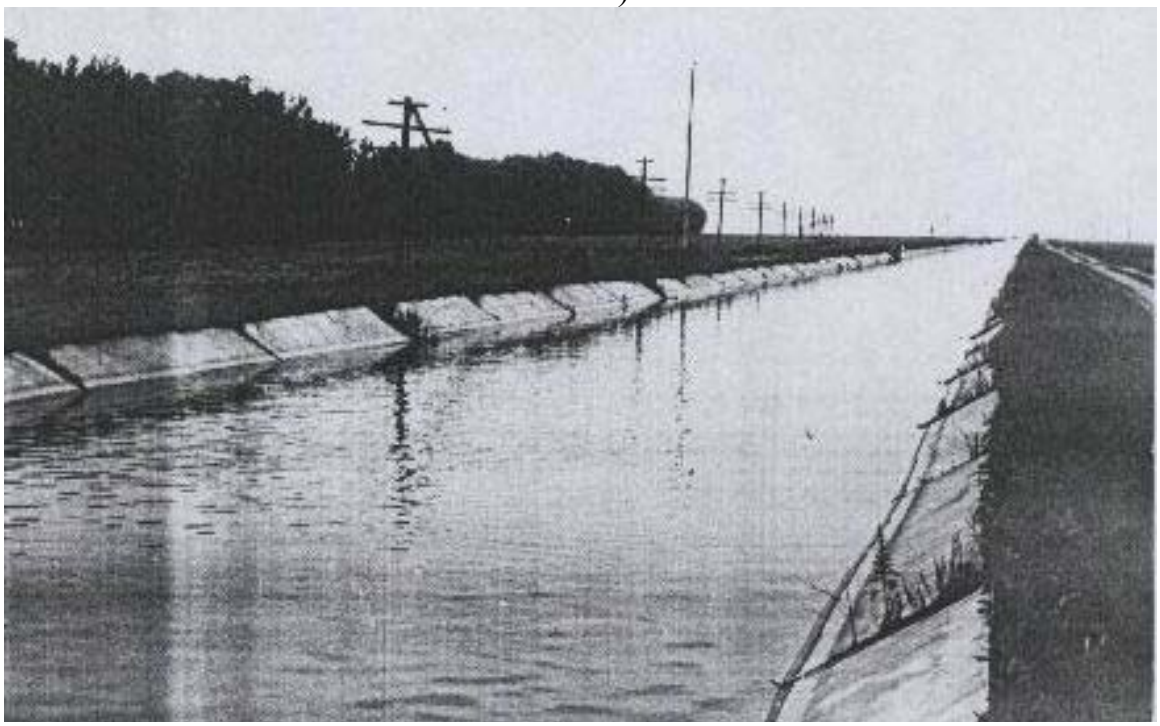


Рисунок 3.3 – Багаевский магистральный канал (а) и шлюз – регулятор на Бг –Р -7 (б)

а)



б)

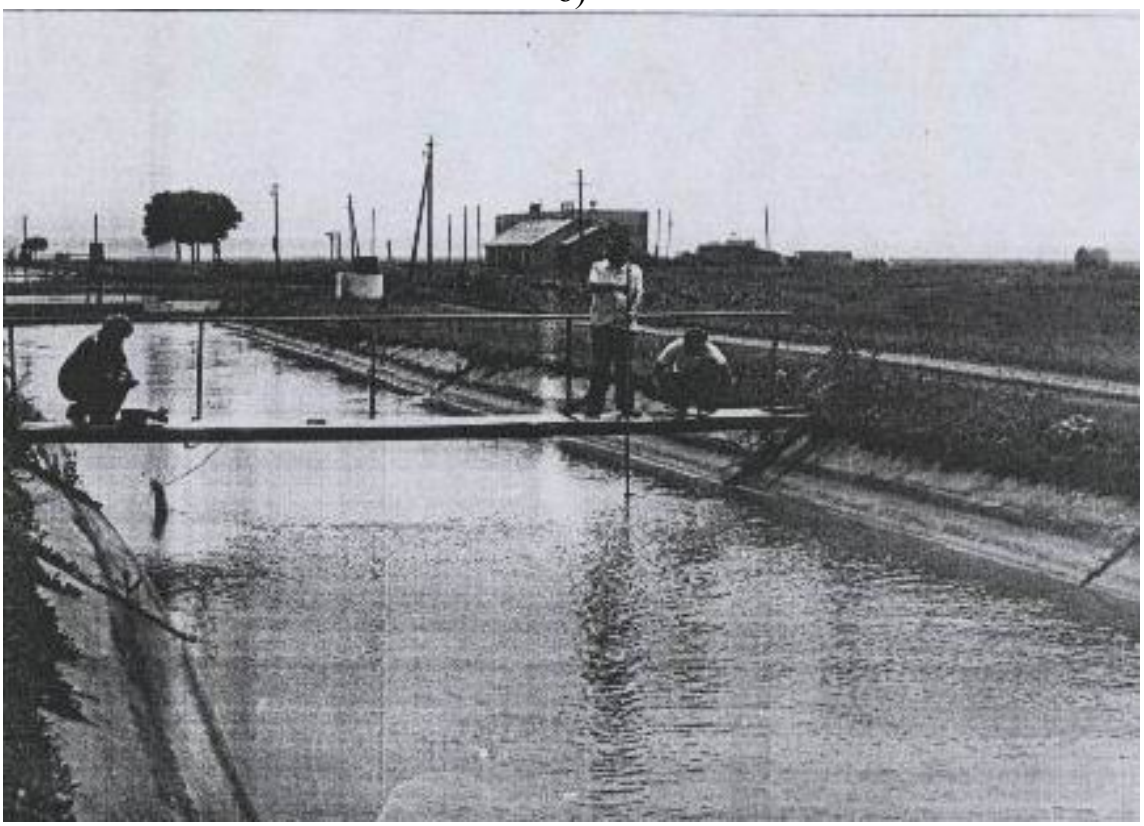


Рисунок 3.4 – Каналы Багаевско – Садковской ОС Ростовской области:
а – межхозяйственный распределитель Бг- Р- 7,
б- гидрометрический мостик на Бг- Р- 7

Таблица 3.2 – Результаты натурных исследований облицованных каналов Багаевско – Садковской ОС

Канал	Тип облицовки	L, м	i $\times 10^5$	h, м	ω, $м^2$	χ,	Q, $м^3/с$	υ, м/с	R, м	C, $м^{0,5}/с$	n	Характер русла
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Бг-Р-7 ПК 30+66	Бетоно-пленочная из сборных плит НПК	960	9,37	1,38	5,432	6,802	3,058 / 6,0	0,56	0,797	61,95	0,0157	незаросшее незаиленое
ПК 56		960	3,12	2,28	13,69	10,77	2,592 / 5,0	0,19	1,271	30,09	0,0354	заиленное, частично заросшее водоросля-ми
ПК 189		1600	8,75	1,345	5,587	7,317	1,01 / 1,6	0,18	0,764	21,07	0,0432	-//-
ПК 189		1640	8,54	1,345	5,587	7,317	~~1,13~~ / 1,6	0,20	0,764	25,03	0,0369	-//-
Бг-Р-8 ПК 0+90	Бетонно-пленочная монолитная	640	1,875	2,38	14,756	11,24	3,839 / 10,0	0,26	1,31	52,58	0,0198	грубая шероховатая поверхность монолитной облицовки

Примечание: В числителе указаны фактические замеренные значения расходов,
в знаменателе – проектные расходы участков

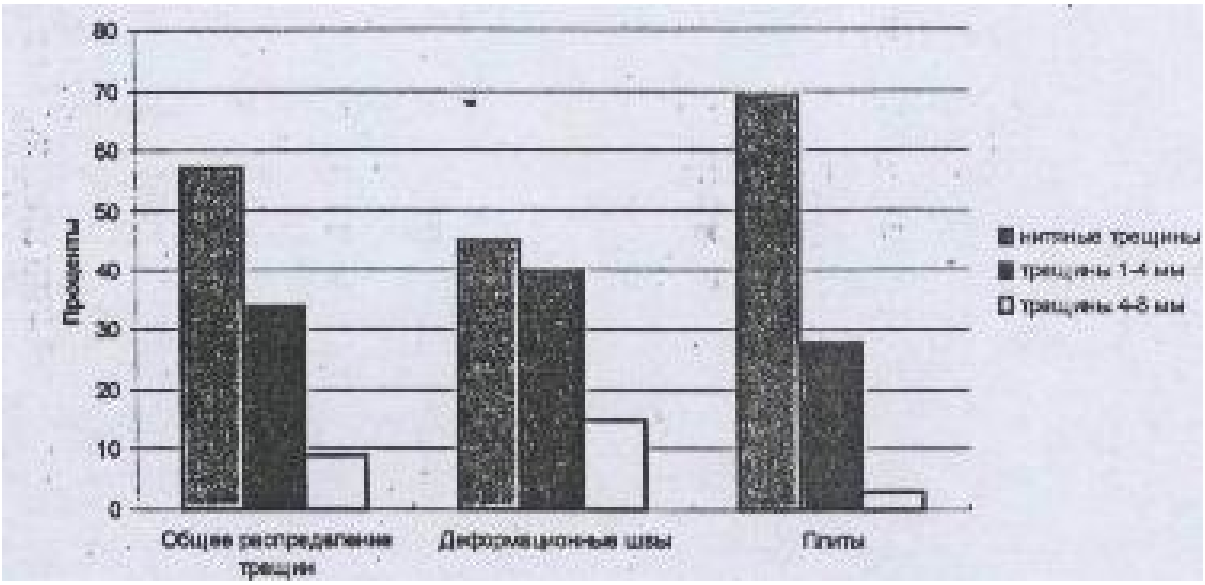


Рисунок 3.5 – График распределения трещин по частоте случаев

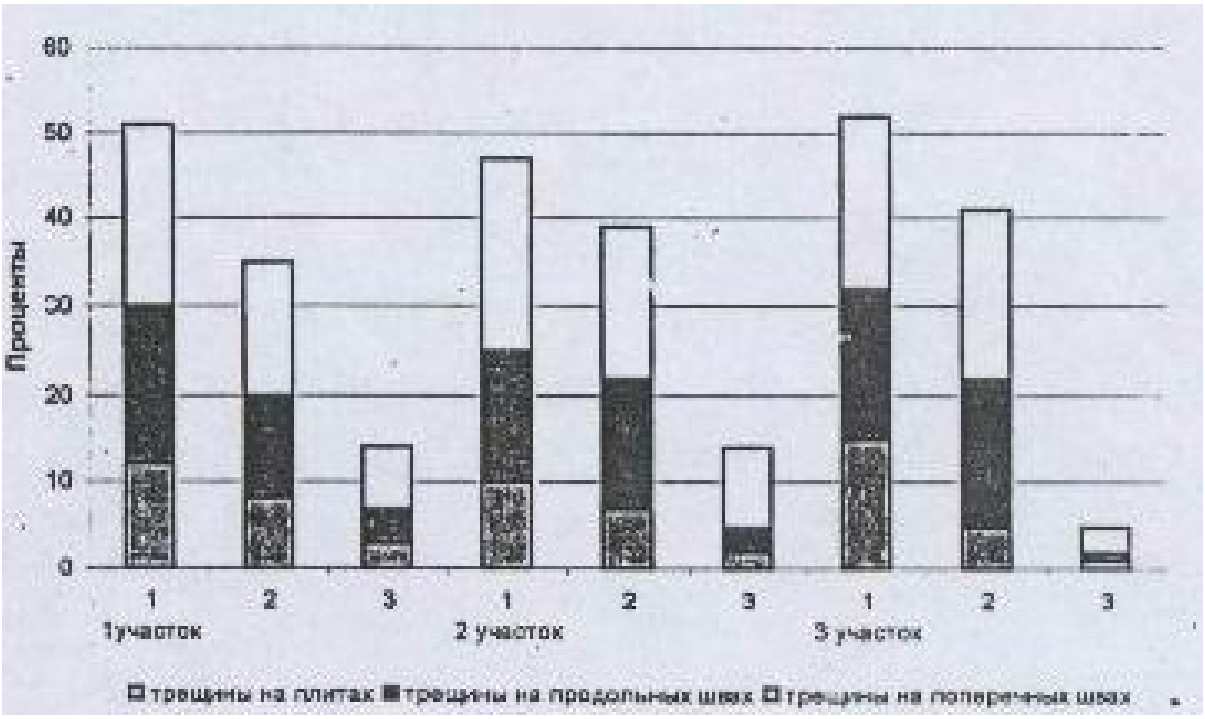


Рисунок 3.6 – График распределения трещин на участке Бг- Р- 5 (ПК 56- ПК 59): 1- нитяные трещины, 2- трещины 1-4 мм, 3- трещины 4-8 мм

На основании обследований деформаций и расстройства швов и стыков бетонных плит и лотков выполнена систематизация нарушений бетонных облицовок, дана их статическая оценка. Установлено, что из-за недостаточного сцепления мастики по глубине шва с бетонными стенками плит облицовки происходит разрушение швов уже на 5 -6-й годы. На поверхности монолитной облицовки имеют место продольные трещины, которые наблюдаются в нижней и в одной трети откосов канала, а также в зоне эксплуатационного уреза воды.

Статистический анализ характерных дефектов (рисунки 3.5, 3.6) и их распределение на деформационных швах монолитных облицовок, стыковых соединениях и самих сборных ж/б плитах показывает, что наибольшее распространение здесь имеют нитяные (шириной раскрытия менее 1 мм) трещины, которые занимают 57%, затем трещины шириной раскрытия 1 – 4 мм – 34% и трещины до 4 – 8 мм – около 9%.

Для упрощения и оптимизации обработки огромного количества натурных данных (около 3000) в различном ракурсе их взаимовлияния (например $\lambda = f(Re)$, $n = f(\lambda)$ и т.д.) Н.Ю. Поляковой (2000) разработано собственное программное обеспечение (программа «GRAFIK»), позволяющее провести детальный регрессионный анализ. Структурная схема такой программы и порядок пользования ею представлены в графическом виде на рисунке 3.7.

В результате математической обработки экспериментальных данных с использованием программы «GRAFIK» получены следующие универсальные эмпирические зависимости для каналов с бетонной облицовкой:

а) при спокойном состоянии потока ($Fr < 1$)

$$\lambda = \frac{0{,}0609}{Re^{0{,}4886}},\ F = 7{,}5674 > F^{т} = 1{,}4752; \qquad (3.1)$$

б) при бурном состоянии потока ($Fr > 1$)

$$\lambda = 0{,}0264 \cdot Re^{0{,}2116},\ F = 5{,}2487 > F^{т} = 1{,}2245; \qquad (3.2)$$

где λ – коэффициент гидравлического трения;

Re – число Рейнольдса;

Fr – число Фруда;

F – критерий Фишера.

Полученные зависимости (3.1) и (3.2) не только подтверждают различие закономерностей изменения гидравлических сопротивлений от числа Рейнольдса при различном состоянии потока (при $Fr < 1$ с увеличением числа Re значения λ убывают, а при $Fr > 1$, наоборот, значения λ возрастают), но и количественно более достоверно оценить эти изменения. Согласно построенных гистограмм для спокойных потоков большая часть сопротивлений приходится на интервал 0,0308 – 0,0657, а для бурных – 0,0201 – 0,0308.

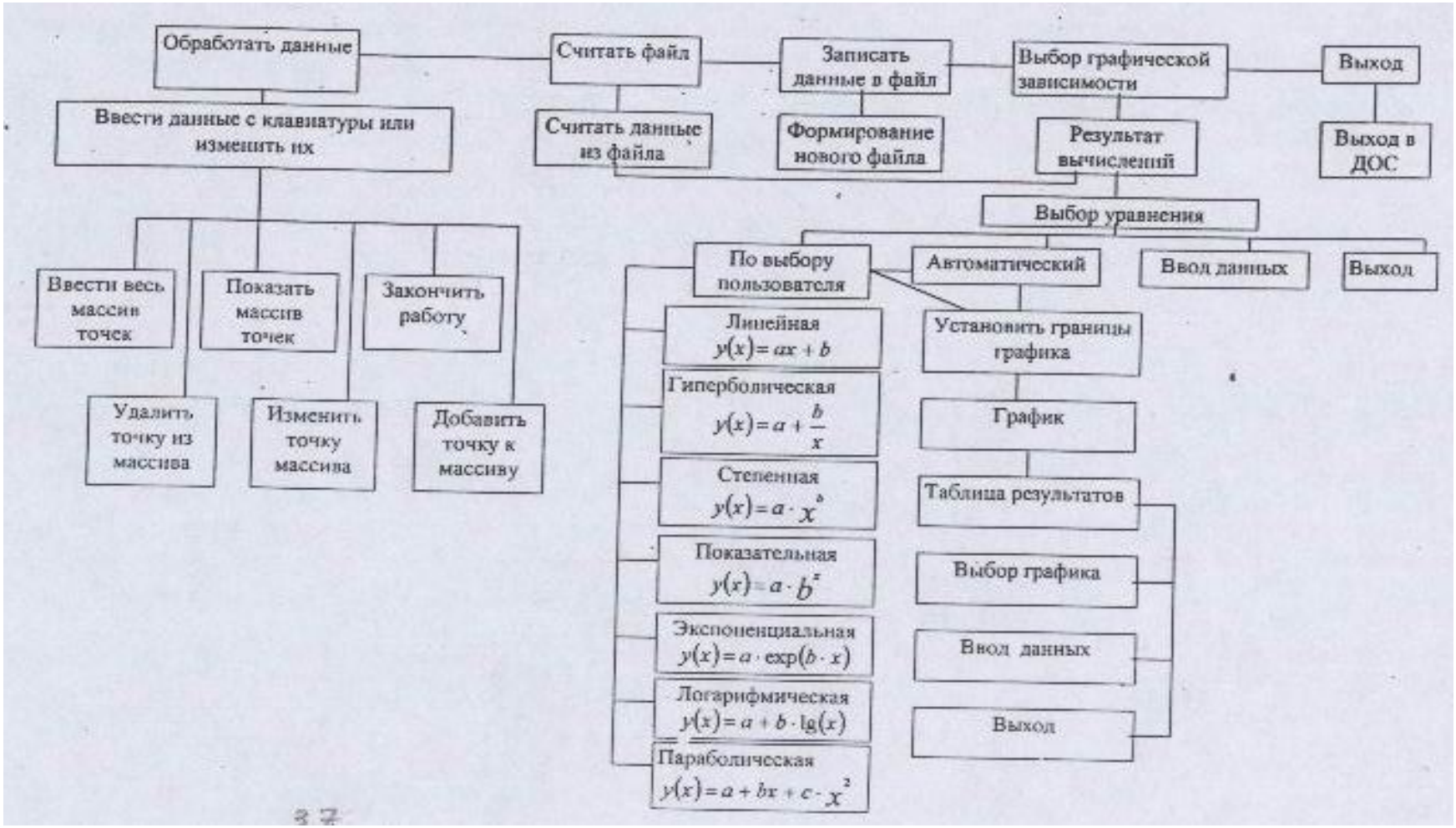


Рисунок 3.7 – Структурная схема программы регрессионного анализа данных для ПЭВМ

Выполненная статистическая оценка коэффициента шероховатости различных бетонных русел позволила выделить достоверные интервалы их изменения:

для бетонных каналов с нормальными облицовками: n = 0,0158 – 0,0168 при $n_{ср}$ = 0,0163, P = 99,06 %;

для бетонных каналов с большими уклонами : n = 0,01516 – 0,01517 при $n_{ср}$ = 0,015165 при P = 99,99%.

Для определения КПД межхозяйственного распределителя Бг- Р- 7 на основании данных натурных исследований А.В. Ищенко (1986), с помощью фильтромеров (рисунок 3.8) были получены потери на фильтрацию и испарение (таблица 3.3).

Таблица 3.3 – Сравнение основных показателей канала Бг- Р- 7 с бетонопленочной облицовкой и в земляном русле

Показатели	Канал в облицовке	Канал в земляном русле
Расход канала, $м^3/с$	6,4	6,4
Протяженность канала в облицовке, км	22,6	22,6
Фильтрационные потери, $м^3/с$	0,119	1,33
Потери на испарение, $м^3/с$	0,013	0,013
Коэффициент полезного действия	0,979	0,789

Анализ этих данных показывает, что технический КПД канала в сборно – монолитной бетонопленочной облицовке при современном уровне и качестве строительства достигает значений 0,98, что также подтверждается данными В.А. Духовного (1984). Без применения облицовок КПД этих же каналов в земляном русле составил бы 0,70 – 0,79, что доказывает высокую эффективность противофильтрационной защиты Бг- Р- 7. Вместе с тем следует отметить, что повышение эффективности каналов в сборной и сборно – монолитной бетонопленочной облицовке может быть достигнуто за счет дополнительного противофильтрационного мероприятия – проведения инъекции цементным раствором подплитного пространства. Как показывают натурные исследования и расчеты БСК – 3, КПД каналов в этом случае можно довести до значений 0,996 – 0,999 (Косиченко, 1988).

А.А. Ткачевым (2000)под руководством проф. Ю.Г. Иваненко были выполнены расчеты неустановившегося движения воды для Азовского МК по выбору его оптимального режима эксплуатации. При этом рассматривался схематизированный участок канала длиной L = 82,2 км, приведенный

а)

б)

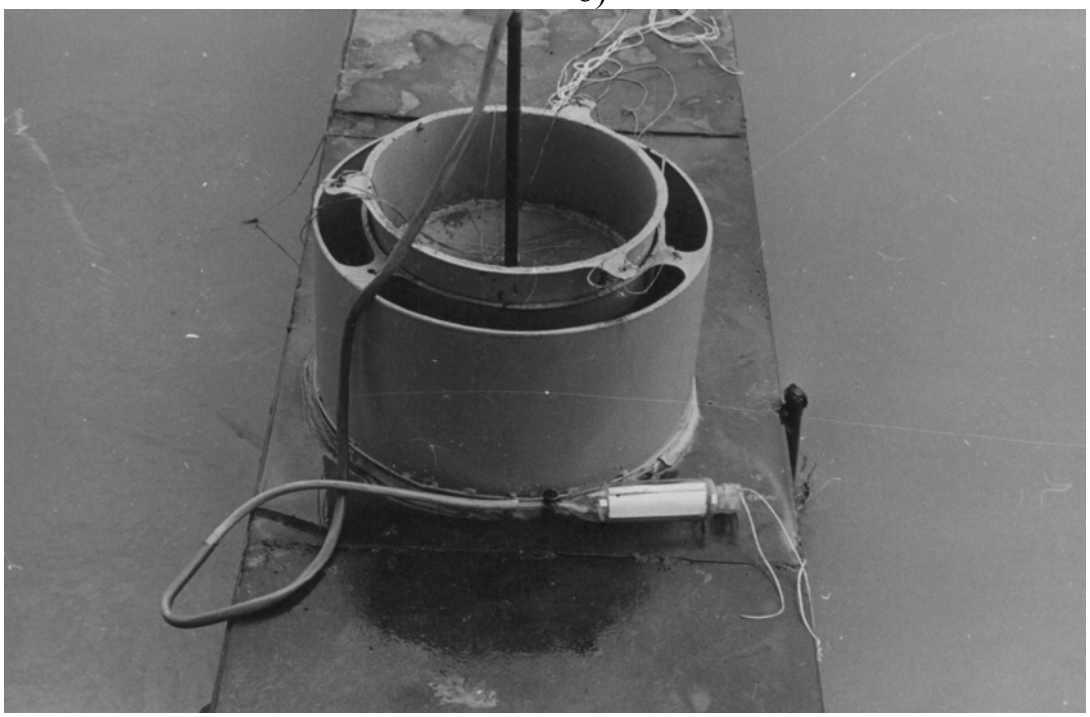
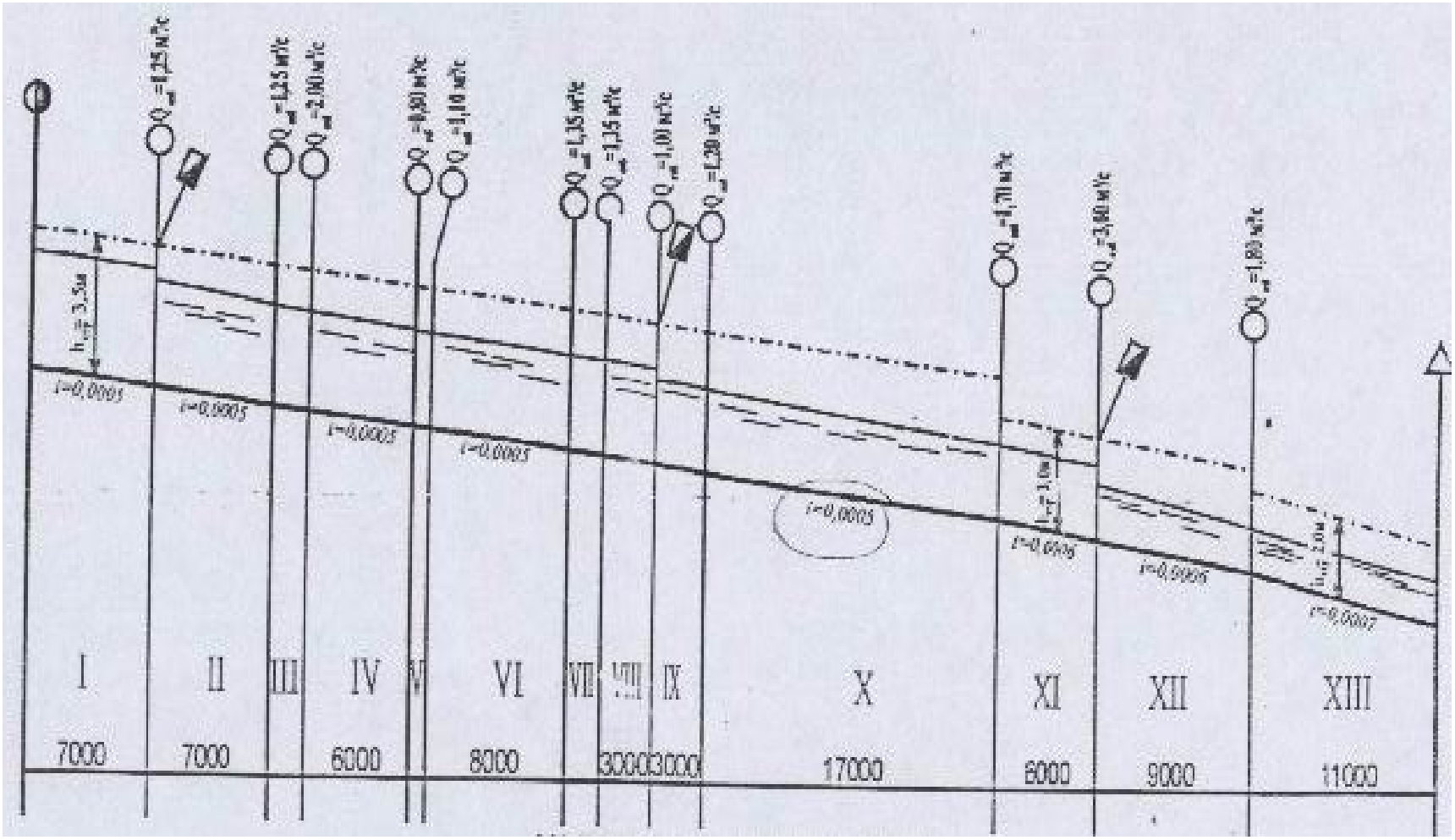


Рисунок 3.8 – Фильтромер конструкции ЮжНИИГиМ:
а – в разобранном виде;
б – в сборе



Условные обозначения

□ - перегораживающее сооружение, ○ - насосная станция,

○ - водовыпуск (или сосредоточенный), Δ- концевой сброс

Рисунок 3.9 – Расчетный продольный профиль Азовского магистрального канала

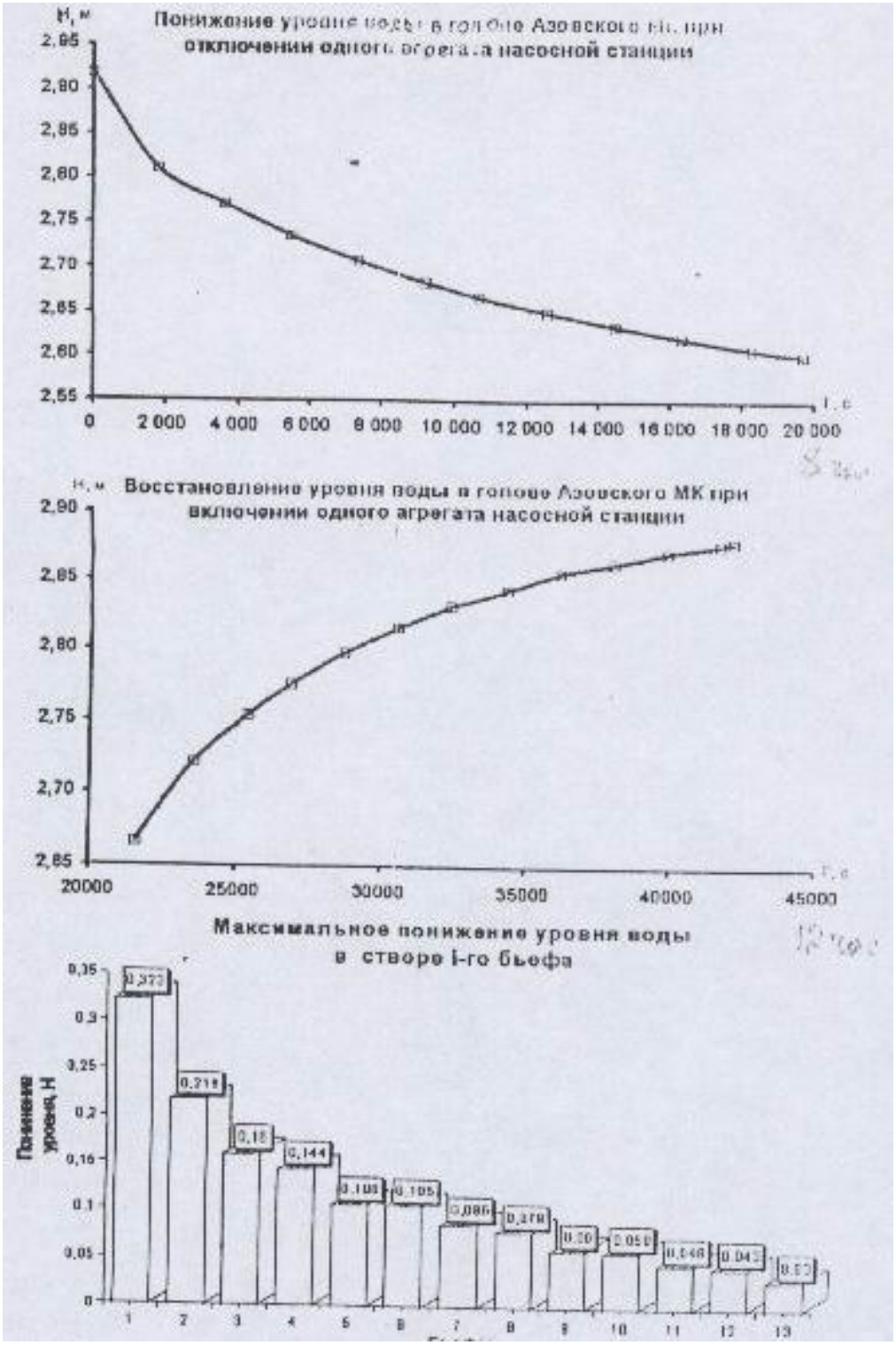


Рисунок 3.10 – Изменение уровней воды в створах Азовского магистрального канала

на всем протяжении к тринадцати бьефам. За расчетный расход в голове канала принимался Q = 20 м^3/с. Максимальное понижение уровней воды в бьефах не превышает 0,30 – 0,35 м. Расчетный продольный профиль канала приведен на рисунке 3.9.

Временной цикл активного управления водопотреблением на Азовском МК включает две фазы с общей временной продолжительностью 12 ч. Первой шестичасовой фазе отвечает период сработки уровней воды в бьефах и второй шестичасовой фазе - период восстановления первоначальных уровней воды. Далее цикл активного управления водопотреблением повторяется. Согласно выполненным расчетам за рассматриваемый период снижение уровня достигает своего максимального значения Δ = 32 см в первом бьефе магистрального канала. Во всех других бьефах величины снижения уровней воды меньше максимального значения, и тем меньше, чем дальше располагается расчетные бьефы от головного створа первого бьефа канала (рисунок 3.10).

3.2.2 Каналы Кабардино – Балкарии

Оросительные каналы республики расположены в предгорной части территории. Магистральные каналы в основном имеют незначительную пропускную способность до 10- 15 м^3/с, и незначительную протяженность до 20 – 30 км. Общая длина оросительных каналов в Кабардино – Балкарии составляет 2500 км. Сведения по наиболее крупным магистральным каналам представлены в таблице 3.4.

Часть из этих каналов – Урвань, Кахун, Баксан – Малка и Мало – Кабардинский проходят в земляном русле трапецеидального сечения, а такие, как Правобережный и Левобережный магистральные каналы – выполнены в облицовке из сборных железобетонных плит. Канал «Аксыра» имеет прямоугольное сечение, образованное сборными железобетонными блоками «Г» - образного типа.

Каналы Баксан – Малка и Малка – Кура относятся к первым объектам в Кабардино – Балкарии, строительство которых проводилось в 30-е годы XX века. Они входят в состав Терско - Кумской ООС и кроме орошения предназначены для переброски воды и подпитки рек Малка и Кура.

Канал Баксан – Малка пропускает расход воды 28 м^3/с, проложен в земляном русле трапецеидального сечения. Средние скорости течения в канале при нормальном расходе составляют 1,10 м/с. Из него орошается 18 тыс. га.

Исследования И.А. Долгушева (1975), проведенные на каналах Баксан – Малка и Малка – Кура, показали, что их русла незарастают и незаиляются. Значения коэффициентов шероховатости в пределах расчетного значения (рисунок 3.11), n = 0,0225 (диапазон изменения 0,020 – 0,025). Эти условия эксплуатации канала можно объяснить достаточно высокими скоростями течения в канале, достигающими значений 1,0 – 1,4 м/с, высокой

Таблица 3.4 – Сведения по магистральным каналам Кабардино – Балкарии

Канал	Расход, $м^3/с$	Длина, км	Глубина, м	Характер ложа	Грунт основания	Форма поперечного сечения	Глубина залегания УГВ	КПД
Урвань	15,0	17,8	1,9	земл.	суглинки	трапецеид.	1,3-5	0,76
Кахун	10,0	20,7	1,5	земл.	суглинки	- //-	1,6-5	0,76
Аксыра	10,0	21,7	1,8	ж/б блоки	суглинки	прямоуг.	1,5-4	0,76
Правобережный МК	10,0	18	2,0	обл. ж\б	галечник	-//-	>5	0,95
Левобеежный МК	7,5	9,97	2,0	обл. ж\б	галечник	-//-	5	0,90
Баксан-Малка	28,0	27	1,5	земл.	суглинки	трапецеид.	-	-
Малка-Кура	30,0	32,8	2,3	земл.	-//-	-//-	-	-
Мало-Кабардинский	24,0	34	-	земл.	-	-//-	-	-

мутностью потока, поступающего из р. Баксан, и сравнительно низкими температурами воды в летний период.

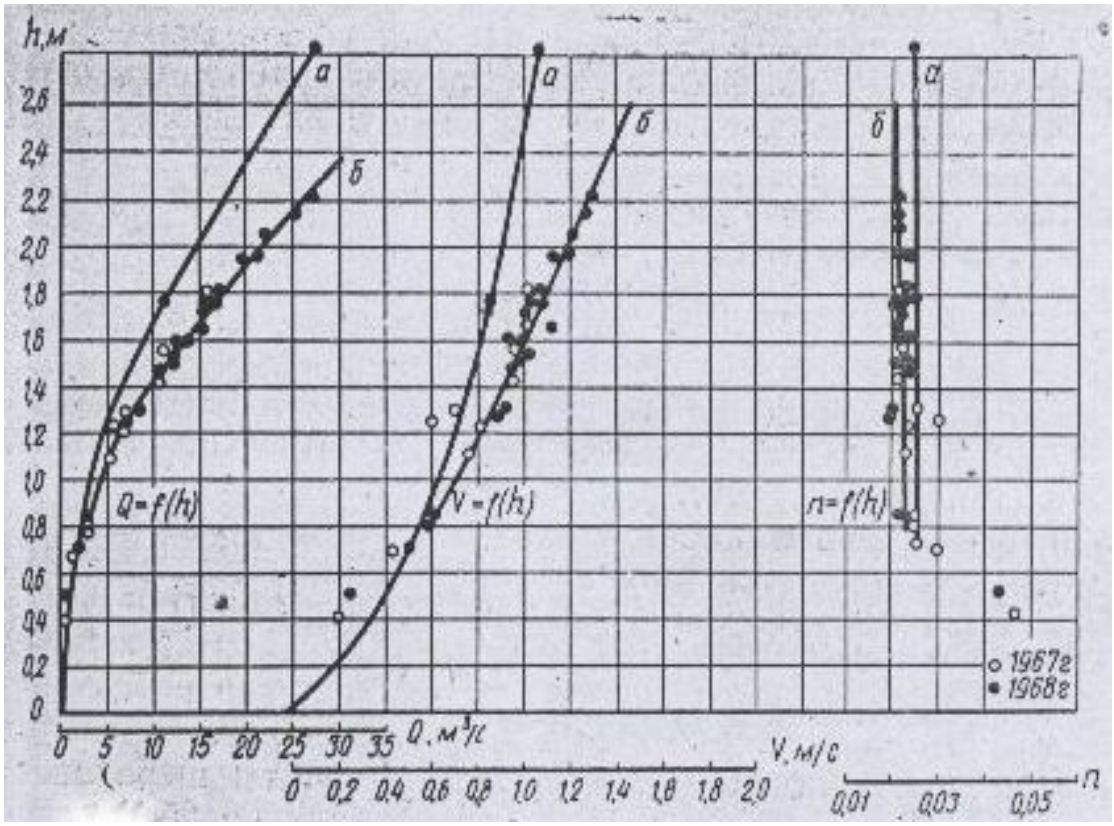


Рисунок 3.11 – Зависимости пропускной способности, скоростей и коэффициентов шероховатости. Канал Баксан – Малка, створ 1, расход 28 м^3/с: а- проектные; б- фактические за 1967- 1968 гг.

Канал Малка – Кура сдан в эксплуатацию в 1939 г., хотя многие гидротехнические сооружения вступили в строй значительно раньше в 1931 – 1935 гг. Канал является главной магистралью Терско – Кумской ООС. Вода в магистральный канал поступает из рек Баксана и Малки. Гидроузел на р. Малке включает щитовую плотину с тремя отверстиями, способных пропустить 850 м^3/с, пятикамерный отстойник объемом 2,6 тыс. м^3, открытый шлюз пропускной способностью 22 м^3/с. На канале построен ряд гидротехнических сооружений, в том числе одно- и трехступенчатые перепады (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Длина канала 32,8 км, русло зземляное. Расход в голове канала 30 м^3/с, в конце 12,2 м^3/с. Средняя ширина по дну 7 м. Сначала трасса канала проходит по Ставропольскому краю, затем ее большая часть – по Кабардино – Балкарии и снова по Ставрополью. Заканчивается канал консольным сбросом в Курганенское водохранилище, длиной 1079 м, шириной по дну 1,55 м.

Пропускная способность консольного сброса 10,98 м^3/с. Канал питает водой Курганенское водохранилище, а по пути – им. Ленина и Правобережный.

Общая площадь орошения на Терско – Кумской ООС в районах Кабардино – Балкарии составляет 25,5 тыс. га и обводнения – 200 тыс. га.

Для орошения юго – восточной засушливой зоны Кабардино – Балкарии используются воды р. Терека, подаваемые на поля по каналам Мало – Кабардинской обводнительно – оросительной системы. Протяженность постоянных каналов этой системы составляет 1210 км. Магистральный канал Мало – Кабардинской ООС берет начало от гидроузла на р. Терек в районе г. Майского. Плотина гидроузла выполнена водосливной, практического профиля. Расход канала 24 м^3/с, протяженность 34 км.

3.2.3 Каналы Дагестана

Дагестан является одним из крупнейших на юге страны исторически сложившихся регионов орошаемого земледелия. Орошением в республике занимаются издревле. На ее долю приходится 8 % всех орошаемых земель Российской Федерации и более 20 % на Северном Кавказе. Схема наиболее крупных каналов приведена на рисунке 3.12.

На оросительных каналах Дагестана общая протяженность межхозяйственных каналов составляет 4655 км, из них облицовано всего 374 км. Общее количество гидротехнических сооружений на магистральных каналах без водовыделов в хозяйство 1967.

Две трети оросительных систем республики - неинженерные, не обеспечены коллекторно-дренажной сетью. Каналы в земляном русле без противофильтрационной одежды подвергаются быстрому заилению и зарастанию, особенно на Северных Теречных системах. Все это обуславливает низкий КПД систем, который не превышает 0,50.

В таблице 3.5 приведены сведения по магистральным и распределительным каналам Дагестана. Все каналы, за исключением канала им. Октябрьской Революции (КОР), проложены в земляном русле и характеризуются значительными потерями на фильтрацию и низкими КПД, которые не превышают 0,70. Под магистральные каналы некоторых систем до сих пор используются старые русла рек: Старый Терек, Малый Сулак, Аксай, Бороздиновская прорва и др. Пропускная способность таких каналов значительно ниже требуемой. Для обеспечения командования над орошаемыми землями по ним пропускают завышенные расходы, в результате чего значительная часть воды уходит на сброс.

К наиболее совершенным можно отнести лишь магистральный канал КОР, реконструированный в 1973 – 1985 гг. КОР имеет расход 50 м^3/с, протяженность 91,5 км. Для противофильтрационной защиты канала использована бетонопленочная облицовка из сборных железобетонных плит НПК, уложенных по пленочному экрану толщиной 0,2 мм.

Рисунок 3.12 – Схема магистральных каналов Дагестана

Таблица 3.5 – Сведения по магистральным и крупным распределительным каналам Дагестана

Оросительный канал (система)	Расход, $м^3/с$	Длина, км	Глубина, м	Характер ложа	Глубина залегания УГВ (средняя), м	КПД системы
Таловский	35,0	70,0	1,05-5,0	земляное	2,1	0,48
Старотеречный	75,0	68,0	-//-	-//-	1,8	0,48
Новотеречный	15,0	75,0	1,5-2,5	-//-	1,6	0,48
С-Чубутлинский	13,0	90,0	1,0-4,5	-//-	1,8	0,47
Бороздиновский	18,0	65,0	1,0-4,5	-//-	1,7	0,47
Караногайский	10,0	90,5	1,5-3,5	-//-	2,5	0,47
Дзержинский	40,0	90,0	1,8-5,0	-//-	1,7	0,47
Юзбашский	25,0	65,0	1,5-3,0	-//-	2,7	0,48
Шабур	15,0	44,0	1,5-3,0	-//-	2,7	0,48
Канал им. Октябрьской Революции (КОР)	50,0	91,5	2,0-4,0	облицов.	2,4	0,62
С-Дербентский	10,0	87,0	1,5-3,0	-//-	2,9	0,48
Тальминский	15,0	56,0	1,5-4,0	-//-	1,9	0,52

Канал КОР, построенный еще в 1921 – 1923 гг., неоднократно подвергался коренной реконструкции (1944, 1966, 1973– 1985 гг.) (Маслов и др., 2002 г.). На канале введено в строй гидротехническое сооружение – сифон через р. Сулак из металлических труб диаметром 3,02 м, длиной 205 м, две нитки пропускной способностью 75 м^3/с. Через р. Шура-Озень построен дюкер из трех ниток, протяженностью каждая 600 м, диаметром 2,2 м с общей пропускной способностью 24 м^3/с. Реконструирован Шамхал-Янгиюртовский гидроузел, что дало возможность дополнительно подпитывать нерестово – рыбоходный канал «Кривая Балка» и обводнить хозяйства горных районов. Забираемая из канала вода используется для орошения почти 60 тыс. га прилегающих земель, а также на нужды промышленных предприятий и питьевых целей городов Махачкала, Каспийск, Избербаш.

3.2.4 Каналы Ставропольского края

Общая протяженность всех межхозяйственных каналов Ставрополья составляет 3361 км, в том числе облицованных 959 км или 28,5 % от всей сети крупных каналов. На каналах насчитывается 6788 самых разных гидротехнических сооружений. Подвешенная площадь орошения равна 366 тыс. га, что составляет 9% от всей пашни. Из каналов наполняется водой 53 крупных водохранилища (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Сведения о наиболее крупных распределительных каналах Ставропольского края приведены в таблице 3.6. Данные о крупных магистральных каналах Ставрополья, используемых для орошения, приведены ранее в таблице 2.1.

Елизаветинский распределитель начинается от БСК-4 в 5-ти километрах северо-восточнее с. Грушевского. Течет в юго - восточном направлении параллельно р. Мокрой Буйволе. Его назначение – орошение на площади 6,1 тыс. га. Длина канала 47 км, пропускная способность 13,5 м^3/с , сброс в Мокрую Буйволу юго-восточнее г. Благодарного (рисунок 2.11).

Широкий распределитель находится в конце первой очереди БСК. Вначале распределителя устроен быстроток длиной 1,2 км. Общая его протяженность 209 км, ширина по дну 2-2,5 км, глубина 1,4-2,6 м, скорость течения 0,55-0,62 м/с. Выполнен в земляном русле с расходом в голове 13,4 м^3/с, в концевой части - 4,0 м^3/с. Сброс воды из распределителя осуществляется в р. Куму. Назначение распределителя: орошение, водоснабжение, подпитывание рек, балок, водохранилищ. На Георгиевском участке распределителя построены три обводнительно – регулирующих водохранилища.

Саблинский распределитель берет начало из Александровского распределителя на БСК – 2. Головной расход 21 м^3/с , расход в концевой части – 3,9 м^3/с . Ширина по дну 2,5 м, глубина наполнения 1,46 м. Русло земляное, скорость течения 0,7 м/с. Сброс воды производится в распределитель Широкий севернее г. Зеленокумска.

Таблица 3.6 – Сведения о наиболее крупных распределительных каналах Ставропольского края

Канал	Расход, $м^3/с$	Длина, м	Подвешенная площадь орошения/ обводнения, тыс. га
Елизаветинский распределитель БСК	13,5	47	6,1
Широкий распределитель БСК	13,4	209	17,7
Саблинский распределитель БСК	21,0	77,2	2,5
Егорлыкский	13,0	77,3	14,3
Левокумская ветвь КМК	22,0	54,6	15,0
Левая ветвь ПЕК	17,5	268	45,0
Магистральный Левобережный	15,0	15	-/178,0
Караногайский	24,0	118	17,8/188,7
Куро-Марьинский	5,0	36,7	1,5
Им. Ленина	6,5	189,5	-
1-й Сухопадинский	5,0	105	6,3
Большой Левобережный	4,0	72	0,7

К другим наиболее крупным распределительным каналам Ставрополья можно отнести Левокумскую ветвь Кумо - Манычского канала, Левую ветвь Право- Егорлыкского канала и Каранагайский канал.

Левокумская ветвь берет начало у перегораживающего сооружения на ПК 316 КМК и пролегает в восточном направлении до урочища Светлый в пойме р. Кумы. Максимальный головной расход 22 $м^3/с$, нормальный – 17 $м^3/с$. Земляное русло имеет трапецеидальный профиль с внутренними откосами 1:2 и внешними 1:1,5. Продольный уклон на всем протяжении 0,00023. Ширина дна и берм 3,5 м. На канале Левокумская ветвь КМК расположено 6 перепадов, из них 3 с переездами, 2 перегораживающих сооружения с переездами, 3 вододелителя с переездами. Канал питает водой Левокумскую ООС. В зоне канала обводнена территория, равная 15 тыс. га.

Левая ветвь ПЕК является продолжением Право- Егорлыкского канала и начинается после Кугультинского дюкера. Левая ветвь канала получает воду из Новотроицкого водохранилища. Строительство канала и пуск в эксплуатацию осуществлены в 1957 г. Общая длина Левой ветви ПЕК очень

значительная и составляет 268 км, нормальный расход 17,5 м^3/с. На трассе сооружено 11 распределительных каналов. Канал пересекает многочисленные мелкие и несколько крупных балок. Их него получают воду Городовиковское и Дундинское водохранилища. Таким образом, по Невинномысскому и Право – Егорлыкскому магистральным каналам, а затем через Левую его ветвь кубанской водой подпитываются ранее пересыхавшие малые реки и пруды.

Левая ветвь ПЕК заканчивается концевым сбросом в р. Калаус в районе г. Ипатово. Шлюз с быстротоком сдан в эксплуатацию в 1957 г. Длина быстротока 364 м, ширина 1,2 м, расчетный расход 5 м^3/с. В настоящее время площадь орошаемых земель в зоне Левой ветви ПЕК составляет 45 тыс. га, в перспективе она будет увеличена в два раза и достигнет 99,5 тыс. га.

Караногайский канал забирает воду из Терско – Кумского канала и проходит по землям Нефтекумского района Ставропольского края и далее по территории Республики Дагестан. Канал находится в эксплуатации с 1965 г. и является составной частью Караногайской ООС. Протяженность основной магистрали канала 118 км, пропускная способность – 24 м^3/с. На канале построено 40 гидротехнических сооружений. Он включает в себя: головное водозаборное сооружение, акведук, семь перегораживающих сооружений, водозаборы межхозяйственных и внутрихозяйственных распределителей, катастрофический сброс и другие сооружения. Кроме орошения восточных земель Ставрополья, канал позволил обводнить засушливые западные районы Дагестана.

3.2.5 Каналы Краснодарского края

Площади орошаемых земель в Краснодарском крае в семидесятые годы достигли 308 тыс. га, из них почти 190 тыс. га занимают рисовые оросительные системы (Маслов и др., том II, 2002).

Для расширения рисовых оросительных систем на Кубани построены три крупных водохранилища: Краснодарское (емкостью 3,1 млрд. м^3),Варнавинское (150 млн. м^3) и Крюковское (200 млн. м^3). Введены в эксплуатацию Марьяно – Чебургольская, Черноерковская, Петровско - Анастасиевская и другие оросительные системы.

Расходы воды, подаваемые в оросительные системы по магистральным каналам, приведены в таблице 3.7. Наибольшие расходы подаются на Марьяно – Чебургольскую и Петровско – Анастасиевскую системы.

На оросительных системах края сооружены каналы, насосные станции, шлюзы – регуляторы. Так, например, на Петровско – Анастасиевской оросительной системе (ПАОС) площадью орошения 25 тыс. га магистральный канал имеет проектную пропускную способность 120 м^3/с (рисунок 3.13). На рисунке 3.14 приведены насосная станция № 11 МК ПАОС и шлюз - регулятор на распределительном канале.

Таблица 3.7 – Расходы воды, подаваемые в крупные оросительные каналы Краснодарского края

Канал	Подаваемый расход, $м^3/с$		Максимальный проектный расход, $м^3/с$
	2002 г.	2003 г.	
МК Петровско – Анастасиевской ОС	59	55	120
МК Федоровской ОС	28	36	52
МК Марьяно – Чебургольской ОС	220	240	330
Канал Р-2 Федоровской ОС	12	8	-
МК Черноерсковский ОС-2	-	-	26

Рисунок 3.13 – Магистральный канал Петровско – Анастасиевской ОС

а)

б)

Рисунок 3.14 – Сооружения на МК ПАОС:
а – насосная станция № 11;
б – шлюз – регулятор.

3.2.6 Каналы Поволжья

К наиболее крупным ирригационным каналам Поволжья относятся: Саратовский, Палласовский, магистральный канал Волгоградской ОС, магистральный канал Заволжской ОС, Куйбышевский обводнительно – оросительный канал (рисунок 3.15). Основные сведения об этих каналах приведены в таблице 3.8.

Саратовский канал рассчитан на головной расход 50 $м^3/с$ и проходит в выемке от 6 до 15 м преимущественно в глинистых и суглинистых отложениях. Протяженность канала 126,5 км. Отдельные участки канала вскрывают мощные линзы песчаных и супесчаных грунтов. Водопроницаемость грунтов характеризуется коэффициентом фильтрации для суглинков 1-4 м/сут, для глинистых 0,001 м/сут. Дно канала почти на всем протяжении находится ниже уровня грунтовых вод на 1 – 1,5 м. Нормальный расчетный расход воды в канале равен 32 $м^3/с$. При работе канала в форсированном режиме пропускная его способность равна 65 $м^3/с$. (Алтунин, 1979).

Поперечное сечение канала было трапецеидальное, на начальном (6,5 км) участке ширина по дну 3 м, далее 5 м. Уклон дна канала I = 0,00005 и коэффициент откоса m = 3. Запасы дамб при пропуске нормального расхода 1 м, форсированного 0,6 м.

Саратовский канал начинается от р. Сазанлей юго - восточнее Балаково и идет в долине р. Большого Иргиза, выходит на водораздел этой реки и рр. Большой и Малый Узень.

При проектировании Саратовского канала коэффициент шероховатости принимали постоянным n = 0,0225 для всех расчетных расходов. Радиусы закруглений по оси каналов приняты не менее 5 В, где В – ширина канала по урезу воды.

Чтобы найти наивыгоднейшее поперечное сечение канала, определили наивыгоднейшую скорость (около 0,6 м/с) в зависимости от наполнения и ширины канала по дну, а также от уклонов.

Трасса канала была намечена с таким расчетом, чтобы профиль канала полностью был в выемке. Это обеспечивает более надежную работу канала и более экономичный его вариант.

Коэффициент откоса на участках канала, проходящих в выемке до 5 м, равен m = 3. При глубине выемки более 5 м через каждые 5 м по высоте устроены бермы шириной 6 м. При этом внутренние откосы приняты с m = 3, внешние – m = 4.

На канале наблюдаются сильные ветры (максимальная скорость ветра достигает 15 м/с, средняя – 4-5 м/с), направление которых в основном совпадает с осью канала. Поэтому на канале возникают значительные волны и происходит обрушение берегов (Алтунин, Селяметов, Мулюкова, 1978).

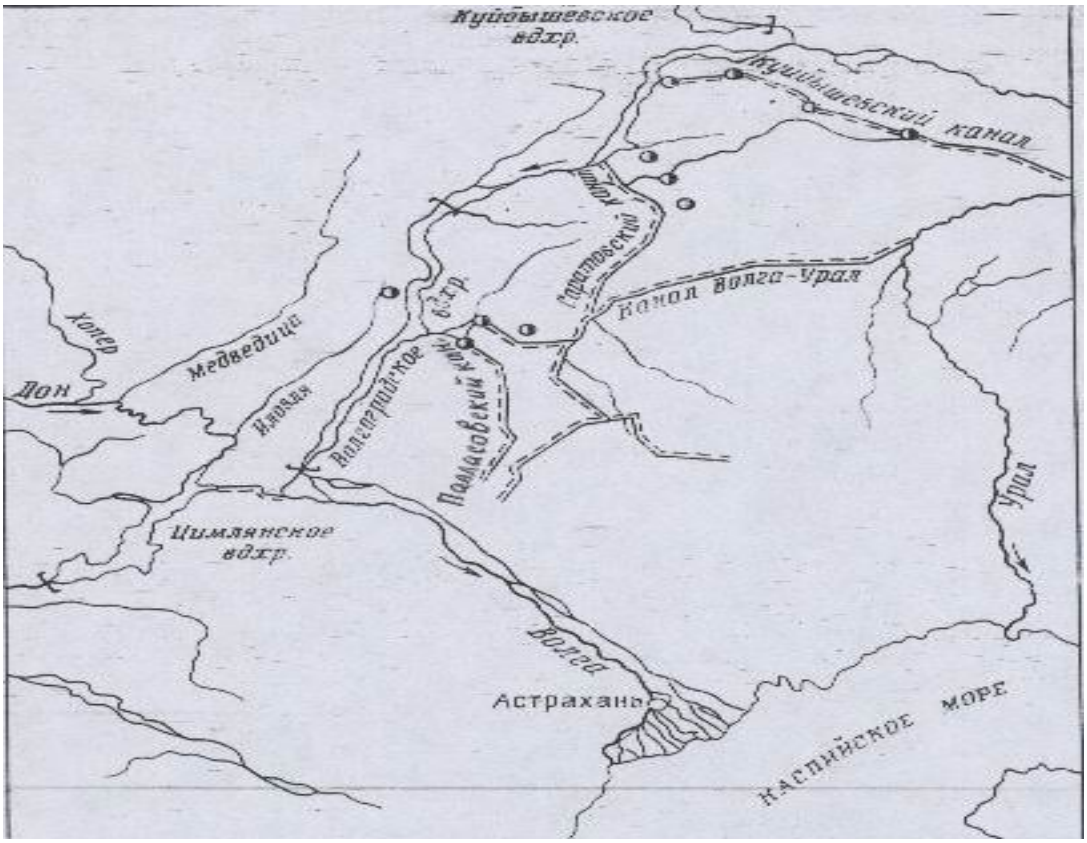


Рисунок 3.15 – Схематический план расположения основных каналов Поволжья

Таблица 3.8 – Сведение по крупным магистральным каналам Поволжья

Канал	Расход, $м^3/с$	Длина, км	Глубина, м	Характер ложа канала
Саратовский	50	126,5	2,5- 3	земляное русло
Палласовский	22,3	200	2,2	земляное русло
МК Большой Волго-градской ОС	116	35,9	6,35	бетонопл. облицовка
МК Заволжской ОС	125	56,4	5,5	облицовка из плит
Куйбышевский	30/50	278	3,75	грунопл. покрытие

На заросших откосах эрозия выражена слабее, густая растительность препятствует непосредственному воздействию дождевых капель на склон, и повышенная шероховатость снижает скорость талых вод. Кроме того, корневая система армирует грунт откоса, и , наконец, растительность препятствует пересыханию грунта, что повышает его устойчивость к размыву.

Существенное влияние на правильную эксплуатацию канала оказывают ливнепропускные сооружения различных типов. На многих участках канала устроены битумные маты. Их устройство несложное: на небольшом пространстве вынимают грунт и отсыпают щебень слоем 10 см, который заливают битумом, и каналу придают форму лотка.

Палласовский канал , расположенный в Поволжье, запроектирован на расход воды 22,3 м^3/с при В = 21 – 23 м и имеет протяженность более 200 км.

На этом канале размыву особенно подвергается приурезная часть откоса, находящаяся в зоне переменных уровней. Грунт, подвергаясь попеременному увлажнению и высыханию, в большей степени подвержен выветриванию и осыпанию в канал. Действия течения и волн на откосы канала усиливают гидрохимическую эрозию грунта. Здесь вместо откоса с коэффициентом m = 2 образовалась вертикальная стенка (подсечка) высотой 0,5 -2 м (рисунок 3,16). На откосах этого канала растительность отсутствует, поэтому берега подвергаются эрозии от воздействия дождевых потоков по склонам.

Во время дождя по вертикальной стенке уступа сбегает грязевый поток, смывая 10 – 20 мм его поверхности и коэффициент откоса m = 2 явно недостаточен для его устойчивости.

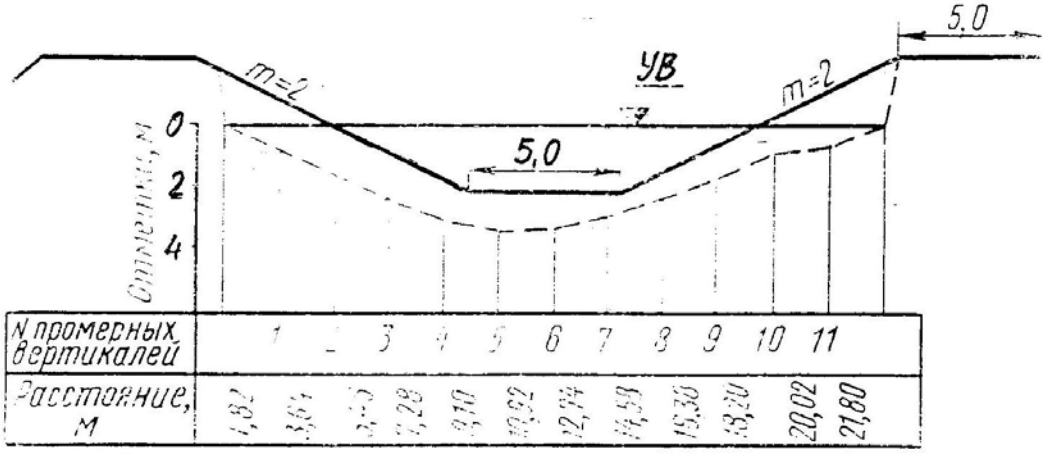


Рисунок 3.16 – Поперечное сечение Палласовского канала

Отсыпка грунта без уплотнения на дамбы была неэффективна, так как грунт оседал и начинал быстро оплывать.

В таблице 3.9 приведены значения коэффициентов шероховатости для земляных русел каналов Поволжья – Саратовского и Палласовского, полученные на основании обработки натурных данных (Алтунин, 1979).

Анализ этих данных показывает, что каналы в связных грунтах имеют невысокие значения коэффициентов шероховатости в пределах n = 0,013 – 0,019, тогда как в несвязных грунтах, например для Каракумского канала (Алтунин, 1979), они возрастают в 1,7 – 2,0 раза и доходят до n = 0,026 – 0,033. Кроме того, следует отметить, что на Саратовском канале среднее значение коэффициента шероховатости (n = 0,018) оказалось выше, чем на Палласовском ($n_{ср}$ = 0,0143) в 1,26 раза.

Магистральный канал Большой Волгоградской оросительной системы (МК БВОС) имеет расчетный расход в голове 116 $м^3/с$, протяженность 35,9 км, ширину по дну 8,0 м, глубину 6,35 м. МК БВОС выполнен в сборно – монолитном варианте: откосы облицованы предварительно – напряженными железобетонными плитами НПК размером 6×1,5×0,06 м, дно – монолитным бетоном БГТ – 200 толщиной 15 см (рисунок 3.16) (Алимов, 1980).

На участке МК БВОС от ПК 0+00 до ПК 84+20 под облицовкой канала предусмотрен двухслойный экран из полиэтиленовой пленки, а на участке от ПК 84+20 и далее – однослойный полиэтиленовый экран толщиной 0,2 мм (ГОСТ 10354 - 73). Стыки между плитами заполнены цементным раствором М- 100.

Магистральный канал Заволжской оросительной системы (МК ЗОС) рассчитан на пропускную способность 125 $м^3/с$, протяженность канала 56,4 км, глубина 5,5 м, ширина по дну 20 м. Конструкция облицовки на МК ЗОС выполнена в сборно - монолитном варианте (рисунок 3.17). Откосы канала облицованы плитами НПК с заделкой швов тиоколовой мастикой (КМ-0,5; КБ- 0,5) по поронзоловому жгуту. Дно канала облицовано монолитным бетоном БГТ- 200 толщиной 10- 15 см. Деформационные швы устроены через каждые 12 м по типу пленочной шпонки, защемленной в монолитный бетон (Алимов, 1980).

Участки данных каналов МК БВОС и МК ЗОС проходят в полувыемке-полунасыпи по песчаной гряде. Толща грунтов под облицовками каналов представлена нижнезвалынскими переслаивающимися песчано-суглинистыми отложениями общей мощностью 15- 27 м и хазарскими песками с прослоями и линзами темно – серых глин мощностью 30- 60 м. Грунтовые воды вскрываются на глубине 15- 21 м. По трассе магистрального канала Заволжской оросительной системы преобладающее значение имеют пески. Супеси и суглинки залегают в виде прослоев и линз как с поверхности, так и на глубине, мощность прослоев изменяется от 0,-1,0 до 5,5 м. На головном участке (ГКО+00-ГК6+00) магистрального канала Большой Волгоградской оросительной системы залегают сильно набухающие шоколадные глины мощностью 15 – 25 м. Свободное набухание глин при их замачивании достигает 10%, а давление набухания 0,3 МПа и более. При нагрузке 0,05 МПа относительное набухание составляет 4- 6%.

Таблица 3.9 – Гидравлические характеристики каналов Поволжья в связных грунтах

Участок и створ , пикет	Расход воды Q, $м^3/с$	Средняя скорость, υ, м/с	Максимальная скорость, υ_{max}, м/с	Средняя глубина, $h_{ср}$, м	Продольный уклон I, $^0/_{00}$	Коэффициент шероховатости
Саратовский канал (июнь 1975 г.)						
Участок 1						
створ 1	15,7	0,56	0,59	1,55	0,08	0,018
створ 2	18,3	0,66	0,71	1,54	0,08	0,019
Участок 2						
створ 1	17,0	0,44	0,72	1,76	0,05	0,018
створ 2	13,5	0,35	0,56	1,68	0,05	0,018
Участок 3						
створ 1	18,3	0,50	0,70	1,83	0,05	0,018
створ 2	17,6	0,53	0,60	1,66	0,05	0,016

Продолжение таблицы 3.9

Саратовский канал (август 1975 г.)						
Участок 1 створ 1	16,3	0,53	0,82	1,71	0,08	0,019
Участок 2 створ 1	16,0	0,44	0,55	1,68	0,05	0,019
Участок 3 створ 1	17,3	0,48	0,58	1,79	0,05	0,017
Палласовский канал (июль 1975 г.)						
ПК 11	15	0,35	0,51	2,16	0,015	0,017
ПК 13	15	0,39	-	1,86	0,015	0,013
ПК 15	15	0,39	0,59	1,88	0,015	0,014
ПК 17	15	0,42	-	1,79	0,015	0,013
ПК 19	15	0,39	0,56	1,91	0,015	0,014
ПК 21	15	0,41	-	1,83	0,015	0,013
ПК 23	15	0,35	0,46	1,95	0,015	0,016
ПК 25	15	0,39	-	1,90	0,015	0,014
ПК 27	15	0,36	0,51	1,84	0,015	0,016
ПК 28	15	0,40	-	1,80	0,015	0,013

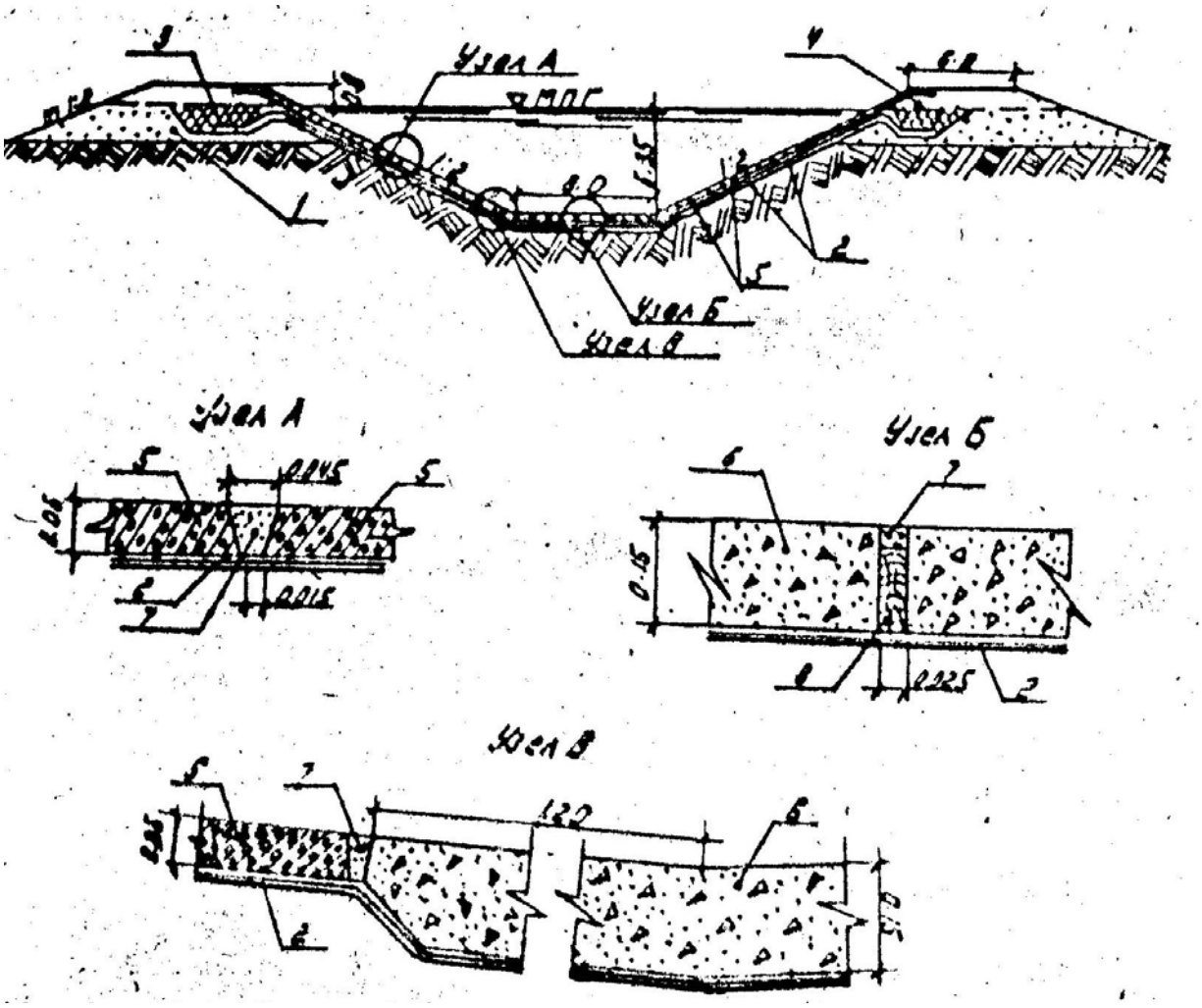


Рисунок 3.17 – Конструкция облицовки на магистральном канале Большой Волгоградской оросительной системы:

1-качественная насыпь;2-водонепроницаемый экран из двух слоев полиэтиленовой пленки толщиной 0,4 мм (ГОСТ 10354- 73); 3-анкеровка верхнего конца полиэтиленового экрана в бороздах на бермах канала; 4- досыпка насыпи на бермах канала после анкеровки полотнищ полиэтиленового экрана; 5- железобетонные плиты НПК размером 6×1,5×0,06 м; 6- монолитный бетон БГТ-200, МРЗ-150, В-6; 7- цементный раствор М- 100; 8- антисептированный деревянный брусок

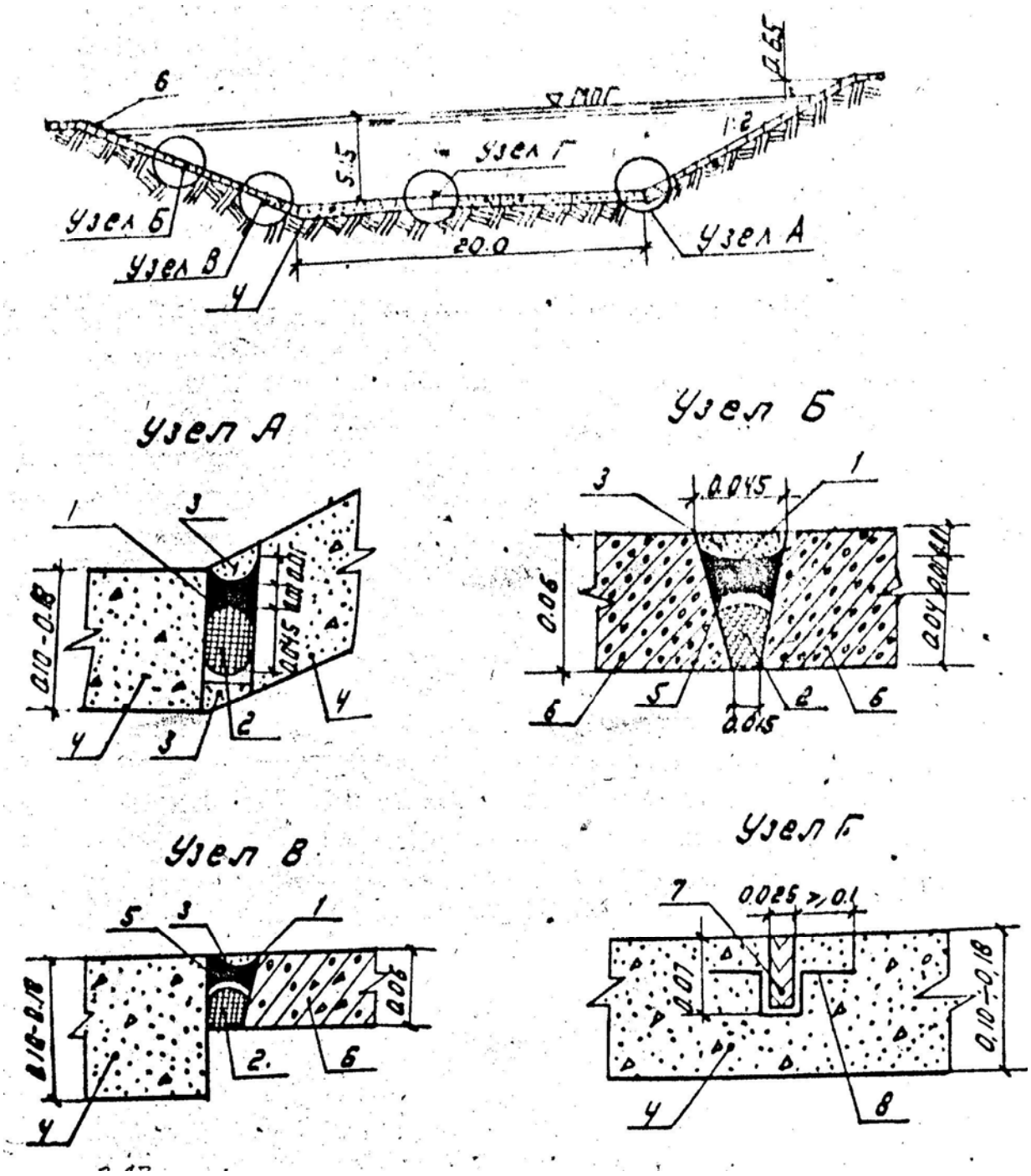


Рисунок 3.18 – Конструкция облицовки на магистральном канале Заволжской оросительной системы:

1-тиоколовая мастика; 2- пороизол; 3- цементный раствор М- 100; 4- монолитный бетон БГТ – 200; МРЗ- 150, В- 6; 5- противоадгезионный слой (состав: тальк -1 в т.ч., мыло-1 в.ч., вода-2 в.ч); 6- железобетонные плиты НПК размером 6×1,5×0,06 м; 7- антисептированный деревянный брусок; 8- полиэтиленовая пленка

С целью определения эффективности внедренных противофильтрационных мероприятий Волгогипроводхозом (Алимов, 1980) в 1975 -1978 гг. были проведены натурные исследования по определению фактических потерь воды на фильтрацию через облицовки на данных каналах. Потери воды определяли объемным способом с помощью изолированных водных отсеков (таблица 3.10). Потери на фильтрацию в опытных отсеках замеряли после длительного промачивания бетона, как правило, в конце поливного сезона, когда не производились поливы орошаемых полей. Уровень воды в канале фиксировали по мерным рейкам, установленным в отсеке. Объем воды, испарившийся из отсека за время наблюдений, измеряли прибором ГГИ- 3000.

В процессе исследований определяли удельные потери из каналов, коэффициент фильтрации облицовок и водопроницаемости грунтов каналов. В таблице 3.11 приведены показатели фильтрации через покрытия на различных участках магистральных каналов Большой Волгоградской и Заволжской оросительных систем.

Анализ результатов исследований позволил установить, что противофильтрационная эффективность облицовок зависит не только от конструкции и качества строительства, но и от срока и условий эксплуатации каналов. Так, комплексный коэффициент фильтрации комбинированной облицовки из плит НПК по двухслойному экрану из полиэтиленовой пленки на магистральном канале Большой Волгоградской оросительной системы в первый год эксплуатации составил 2×10^{-6}, а по однослойному – $3,7 \times 10^{-6}$ см/с. После 4 лет эксплуатации комбинированной облицовки из плит НПК по двухслойному пленочному экрану ее коэффициент фильтрации снизился до $1,5 \times 10^{-6}$ см/с. Коэффициент фильтрации из плит НПК со швами из тиоколовой мастики по пороизоловуму жгуту после эксплуатации в течении 0,5; 1 и 2 лет соответственно составил $8,3 \times 10^{-6}$; $5,3 \times 10^{-6}$ и $4,4 \times 10^{-6}$ см/с.

Инструментальными наблюдениями установлено, что на участке магистрального канала Заволжской оросительной системы (ГК 79+00 ГК 96+00), русло которого проходит в полунасыпи – полувыемке, в отдельных местах облицовки со швами из тиоколовой мастики высотные деформации плит достигали 20- 30 мм. Однако герметизация швов при этом не нарушалась.

Фильтрационные измерения методом изолированных водных отсеков, выполненные на десяти швах из тиоколовой мастики, после их устройства и двух лет эксплуатации показали полное отсутствие фильтрации воды через швы.

Таблица 3.10 – Строительные элементы магистральных каналов на участках опытных отсеков

Местоположение опытных отсеков	Ширина по дну, м	Коэффициент заложения откосов	Толщина облицовки, см		Длина опытных участков, м	Наполнение каналов на участках отсеков, м
			На дне	На откосах		
Магистральный канал Большой Волгоградской оросительной системы						
ПК 0+00 – ПК 84+20	8	2	15	6	8420	6,05
ПК 84+20 – ПК 204+50	5	2	15	6	12030	4,17
Магистральный канал Заволжской оросительной системы						
ПК 0+00 – ПК 32+00	20	2	15	6	3200	5,15
ПК 32+00 – ПК 56+00	3,9	2	15	6	2400	3,86
ПК 56+00 – ПК 119+00	3,0	1,5	10 - 12	6	6300	3,11

Таблица 3.11– Показатели фильтрации через покрытия и в земляном русле каналов

Участок канала	Срок эксплуатации	Удельный фильтрационный расход из канала, л/ с км		Коэффициент фильтрации, см/с		Уменьшение фильтрационных потерь по сравнению с необлицованным руслом, число раз
		С облицовкой	Без облицовки	Облицовки	Грунтов в ложе канала	
МК БВОС (КГО+00 – ПК 84+20)	1 4	32 24	437 437	2×10^{-6} $1,5 \times 10^{-6}$	$0,95 \times 10^{-3}$ $0,95\times 10^{-3}$	13,7 18,2
МК БВОС (ПК 84+20 ПК 204+50)	1	38	450	$3,7 \times 10^{-6}$	$1,4 \times 10^{-3}$	12
МК ЗОС (ПК0+00 – ПК 32+00)	2	100	1700	$4,5 \times 10^{-6}$	$2,85\times 10^{-3}$	17
МК ЗОС (ПК 32+00 – ПК 56+00)	1	36	594	$5,3 \times 10^{-6}$	$2,35\times 10^{-3}$	16,5
МК ЗОС (ПК 56+00 – ПК 119+00)	0,5	32	447	$8,3 \times 10^{-6}$	$2,10\times 10^{-3}$	14

Следует отметить, что в течение 4 лет эксплуатации головного участка (ПК 0+00 – ПК 6+00) магистрального канала Большой Волгоградской оросительной системы, проходящего в сильно набухающих грунтах, деформаций комбинированной облицовки из плит НПК по пленке (в два слоя) не наблюдалось. Влажность грунтов в дамбах канала в эксплуатационный период при этом составляла 10 – 16 % веса сухого грунта.

Основными очагами фильтрации являются мелкие трещины в железобетонных плитах, образовавшиеся в результате нарушения правил погрузки, перевозки, разгрузки; недостаточная плотность швов, имеющаяся, как правило, в углах плит и окнах для монтажных петель; низкое качество стыковки полотнищ, повреждение пленки в полиэтиленовом экране при монтаже плит.

Снижение потерь воды через облицовку в процессе эксплуатации данных каналов было вызвано самоуплотнением и кольматацией мелких трещин и других дефектов в элементах противофильтрационной одежды. Содержание взвешенных илистых частиц в потоке воды на различных участках каналов составляло 0,28-0,35 г/л, а гидрокарбонатная щелочность равнялась 1,76-1,92 мг/экв л. Скорость течения воды в каналах не превышала 0,2м/с.

На основании этих исследований сделаны следующие выводы:

1. Использование в качестве противофильтрационного экрана под сборно – монолитные бетонные облицовки полиэтиленовой пленки является основным и наиболее эффективным мероприятием против деформации облицовки в просадочных, пучинистых, набухающих и суффозионно - неустойчивых грунтах.
2. Заделка деформационных швов тиоколовыми герметиками целесообразна при неравномерных деформациях подстилающих грунтов ложа канала до 5 см.
3. При современной технолггии строительства комбинированных облицовок из железобетонных плит по пленке и без пленки с заделкой швов тиоколовой мастикой потери воды сокращаются на 92-95% по сравнению с потерями из магистральных каналов в земляном русле.

Магистральный канал Городищенской оросительной системы один из наиболее крупных каналов на правобережье Волги в Волгоградской области (рисунок 3.19) . Он предназначен для орошения овощных и других сельхозкультур на Городищенской ОС, расположенной вблизи г.Волгограда. Проектный расход канала составляет 23,5 $м^3$/с, форсированный при максимальном уровне – 25,8 $м^3$/с. Канал трапецеидального сечения, шириной по дну – 3,0 м, глубиной при проектном наполнении – 3,16 м, заложением откосов 1 : 2,5.

а)

б)

Рисунок 3.19 – Магистральный канал Городищенской ОС:
а – МК;
б – Головная насосная станция

Куйбышевский обводнительно – оросительный канал (КООК) протяженностью 279 км пересекает Самарскую область на юге (рисунок 3.20). Его строительство проводилось с 1969 по 1985 гг. С помощью 7 насосных станций вода подается на высоту 212 м. Расход в головной части канала 36 $м^3$/с, после расширения- 50 $м^3$/с, ширина по дну- 3,0 м (после расширения -5,0 м), глубина – 3,75 м. Водозабор осуществляется из устьевой части р. Чагры, подпертой Саратовским водохранилищем (Аронин, 1981; Чаталбашев, 1981).

До 87 км канал следует по волжским террасам, сложенным переслаивающимися суглинками, супесями, песками, характеризующимися значительной водопроницаемостью. В связи с этим на канале применен грунтопленочный экран с защитным слоем из местных, выбираемых из канала, уплотненных грунтов (рисунок 3.20). Толщина защитного слоя на откосах принята равной 1,2 м, экран укладывался по периметрической схеме, заложение откосов основания под пленку и самого канала соответствовала m = 3,0. Во избежание подмыва защитного слоя в зоне волнобоя, участок от бровки откоса и на 0,5 м ниже расчетного уровня воды в канале, крепился утрамбованным щебнем толщиной 0,2 м (Аронин, 1981).

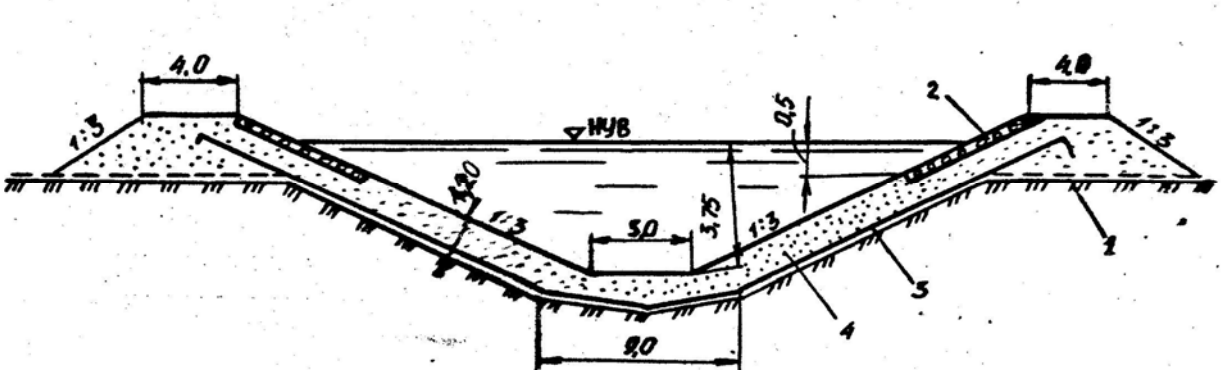


Рисунок 3.20 – Типовое сечение Куйбышевского обводнительно-оросительного канала:

1- растительный слой δ=20 см; 2- крепление щебнем δ= 20 см; 3- полиэтиленовая стабилизированная пленка δ=0,2 мм; 4- защитный слой из уплотненного суглинка δ= 120 см (размеры в м).

Наблюдения за фильтрационными потерями из канала с грунтопленочным покрытием проводилось двумя методами: путем замеров уровня грунтовых вод в 26 наблюдательных скважинах и определением потерь воды в канале в период отсутствия водозабора.

Анализ колебания уровня грунтовых вод по наблюдениям 1974 – 1978 гг. показывают, что потерь воды из канала, влияющих на повышение уровня грунтовых вод, не наблюдалось.

В 1978 г. на КООК проведены также гидрологические работы на участке канала с грунтопленочным экраном длиной 5,5 км для определения по-

терь на фильтрацию. В результате замеров было установлено, что суточные потери на фильтрацию от общего объема воды в отсеке составили 0,28 % или 630 м^3/с (7,3 л/сут). Расчетные потери на этом участке канала без экранирования русла получены более чем в 100 раз выше (Аронин, 1981).

Визуально общее состояние защитного слоя из грунта после нескольких лет круглогодовой эксплуатации КООК было хорошее. Не наблюдалось оползней защитного слоя по пленке, размывов и подмывов в зоне переменного уровня воды. На урезе воды щебеночное покрытие (прикатанный щебень) на верхних участках откосов оказалось вполне устойчивой и надежной защитой, не разрушаемой и при ледосоставе. Зарастание канала влаголюбивой растительностью наблюдалось только выше уреза воды (ниже уреза воды зарастания вообще не было).

3.2.7. Каналы Сибири

Развитие орошения в Сибири получило в основном в Алтайском крае, на юге Красноярского края, в Хакасии, Туве. Здесь были созданы наиболее крупные оросительные системы в Алейской, Барабинской и Кулундинской степях, на юге Минусинской котловины в Койбальской степи (Маслов и др., т. II, 2002).

В таблице 3.12 приведены сведения по магистральным оросительным каналам Сибири.

Таблица 3.12 – Характеристики магистральных каналов Сибири

Канал	Источник водозабора	Расход, м^3/с	Длина, км	Глубина, м	Площадь орошения, тыс. га	Русло канала
МК Койбальской ОС	р.Абакан	18	80	3	8,4/75*	бетонная облиц
Абаканский МК	р.Абакан	10-15	-	1,3 – 1,8	12,0	бетонная облиц
Алейский МК	Гилевское в-ще на р. Алей	35,5	126,8	1,65	50,0	земл
Кулундинский МК	Новосибирское в-ще на р.Обь	25	182	3	-	земл. грунтоплен покрытие

* - Площадь обводнения

В 1954 г. Совет Министров РСФСР утвердил проект орошения Койбальской степи из р.Абакан, предусмотрев в первую очередь обводнение 75 тыс. га и орошение 14 тыс. га в Республике Хакасия.

Впервые вопрос об орошении Койбальской степи возник в 1912 г. в связи с переселением крестьян из Центральной России. Проект Койбальской ОС был составлен в 1954 г., строительство системы и магистрального канала осуществлялось с 1958 по 1968 гг. Первоначальная площадь орошения 7841 га, после реконструкции, закончившейся в 1994 г. – 9685 га, площадь обводнения – 68 тыс. га (Маслов и др., т II , 2000).

Водозаборное сооружение на р.Абакан представляет собой шлюз - регулятор. Пропускная способность магистрального канала в голове – 18 $м^3$/с, протяженность канала – 80 км, длина холостой части – 15 км; межхозяйственная сеть – 1001 км, протяженность обводнительного канала – 22,3 км. Глубина наполнения канала до 3,0 м, ширина 15 – 20 км.

На рисунке 3.21 представлен Койбальский магистральный канал с головным сооружением, а на рисунке 3.22 показана заделка стыков облицовки канала армогерметиком, разработанным СибНИИГиМ.

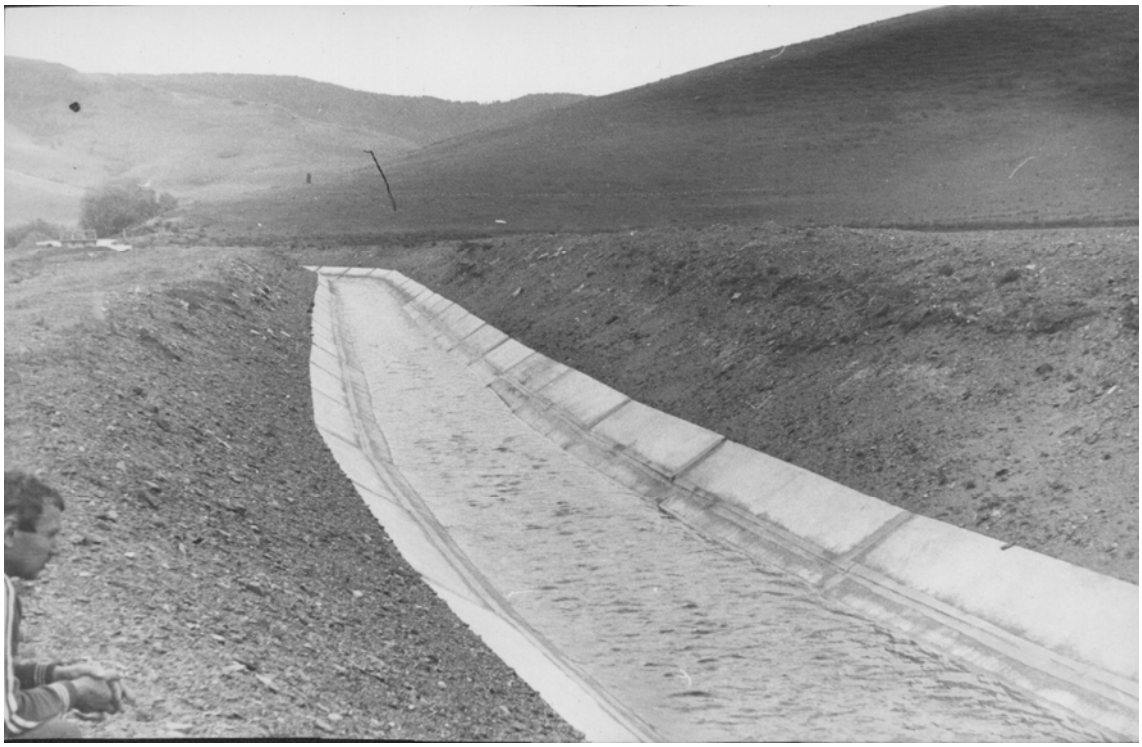
Магистральный канал Койбальской ОС проходит на большом протяжении в галечниковых грунтах, а местами в мелких песчаных грунтах. Первое время наблюдалась довольно значительная фильтрация, но через несколько недель галечники кальматировались и потери воды резко уменьшались.

К 1966 г. из канала вода подавалась не только на орошение, но и для наполнения ряда водохранилищ – Соснового, Подгорного, Трехозерного, Красного и Бугаева озер, которые выполняют функции обводнения пастбищ, используются для рыборазведения, охотничьих угодий, зон рекреации и других хозяйственных нужд.

Сосновое водохранилище было образовано в естественной котловине глубиной до 35 м, площадью 1200 га, объемом в 100 млн. $м^3$. В естественной сухой котловине создано Подгорное водохранилище площадью 155 га при средней глубине 5,5 м, объемом 8,5 млн. $м^3$. Из Койбальского канала стало пополняться существующее с 1939 г. Красное озеро. Общая площадь водного зеркала всех водохранилищ и озер, наполняемых из канала, составляет 1508 га, емкость – 104 млн. $м^3$.

Наиболее сложной является Абаканская оросительная система с магистральным каналом (рисунок 3.23). Водоисточником системы служит р.Абакан, водозабор – головной шлюз. Каналы Абаканской и Уйбатской оросительных систем оборудованы шлюзами – регуляторами, вододелителями, быстротоками и перепадами.

а)



б)

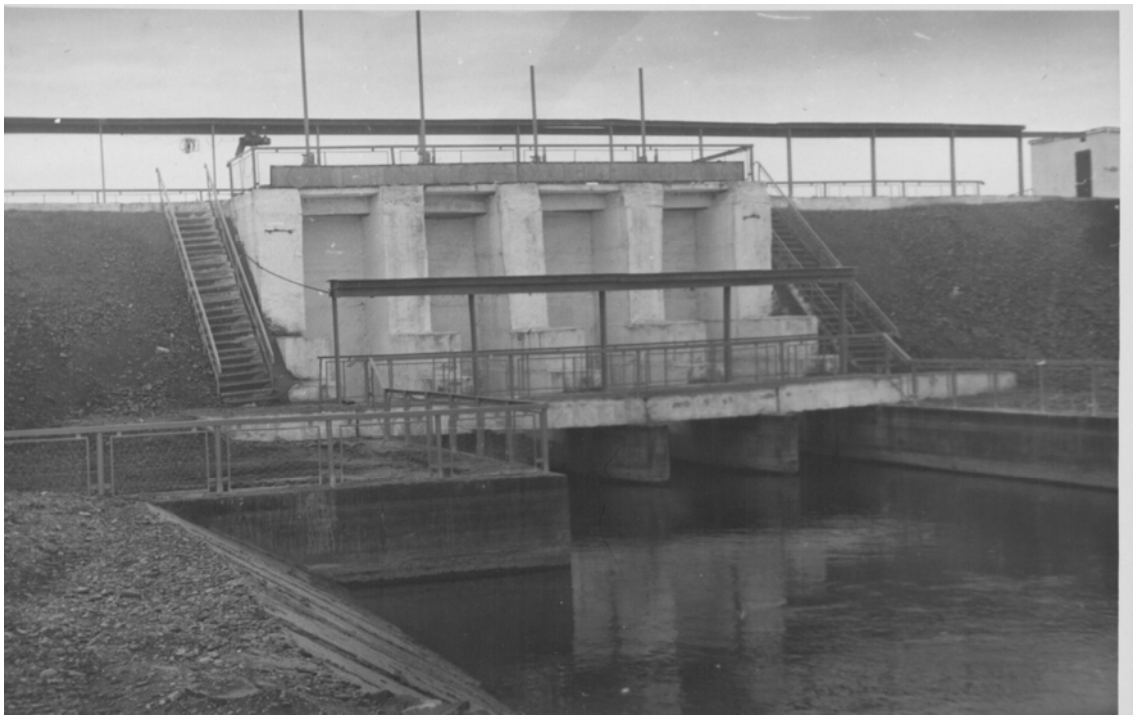


Рисунок 3.21 – Койбальский магистральный канал в Хакасии:
а – канал;
б – головное сооружение

Рисунок 3.22 – Заделка стыков облицовки на МК Койбальской ОС

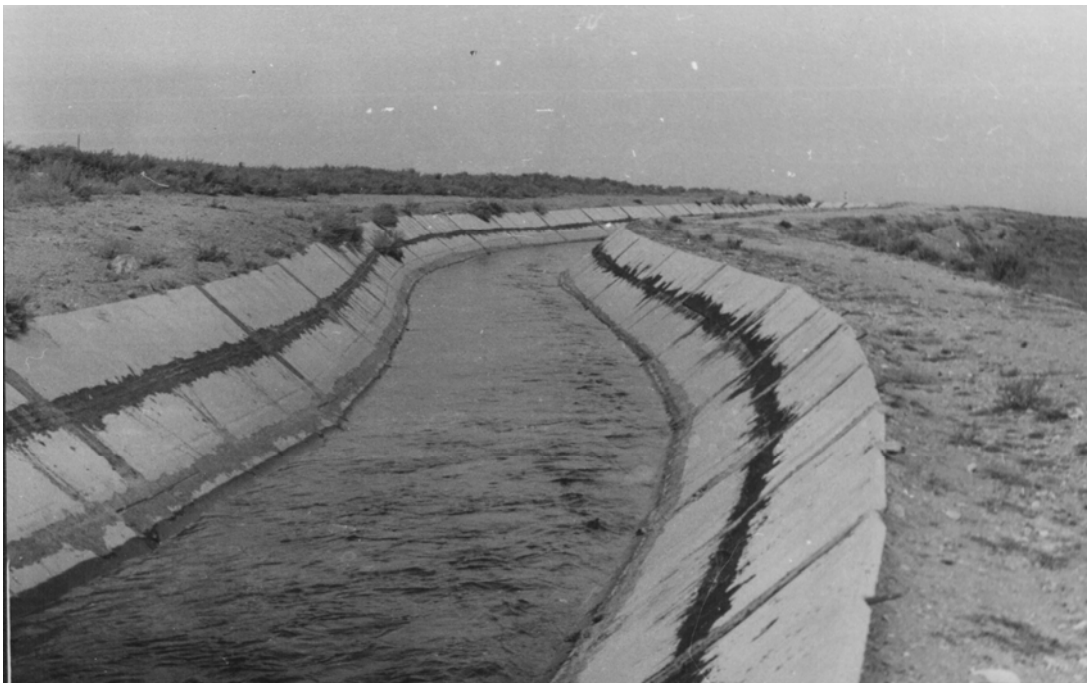


Рисунок 3.23 – Магистральный канал Абаканской ОС

Абаканская ОС была построена с целью орошения земель, традиционно используемых для возделывания зерновых, а также для обводнения сенокосов, пастбищ, для водопоя скота. Кроме того, вода из системы используется для выращивания овощей и снабжения их городов Абакан и Черногорск. Площадь орошения из канала – 12 тыс. га.

Алейская оросительная система (АОС) расположена в Алейской степи Алтайского края. В 1936 г. завершено строительство 1 – ой очереди АОС на площади 11,5 тыс. га, а в 1971 г. был разработан проект строительства второй и третьей очереди, а также реконструкция первой очереди системы.

Новый гидротехнический комплекс на Алтае включает в себя магистральный канал длиной 126,8 км, из которых 106 км – в земляном русле, 17,8 км – с пленочным покрытием, 3 км – с облицовкой железобетонными плитами, головной водозабор с расходом воды 35,5 $м^3$/с, 22 насосные станции. Старый водозабор в магистральный канал первой очереди в виде водоподъемной плотины типа «Поаре» был заменен на железобетонную плотину из двух пролетов длиной 80 м с затворами, рассчитанной на пропускную способность в период паводка до 500 $м^3$/с.

Из Новосибирского водохранилища в районе г. Камень – на – Оби берет начало Кулундинский магистральный канал, имеющий длину 182 км и пропускную способность 25 $м^3$/с. Он подает воду в южные районы Алтайского края для орошения сельскохозяйственных культур.

3.3. Судоходные каналы

В России водные пути обустраивались каналами начиная с VIII века. Большая протяженность водных путей, стремление использовать самый выгодный водный транспорт, необходимость перевозки грузов с юга на север – все это порождало проекты соединения рек (Россия: Водно - ресурсный потенциал, 1998).

К числу новых инженерных обустройств для водных путей сообщения относится Вышневолоцкая система – водный путь от Рыбинска до Петербурга. Ее строительство началось в 1703 г., когда был сооружен канал между Цной и Тверцой. В 1709 г. она была открыта для навигации, а в конечном развитии имела 6 небольших шлюзов и 8 водохранилищ (система соединила Волгу. Тверцу, Мсту, Цну, Волхов и Неву). В последующие столетия было разработано множество проектов соединения рек каналами, которые должны были обеспечить выход речных судов в Белое, Балтийское, Черное и Каспийское моря.

Реализация этих проектов началась с 30 – х годов XX века и продолжалась до 1980 г. В настоящее время в России имеются водные пути с судоходными каналами и шлюзами с выходом в эти моря, которые образуют единую глубоководную (глубиной до 3,5 – 4,0 м) водную систему в евро-

пейской части страны. Эта система включает судоходные участки рек Волги, Дона, Невы, Москвы, Свири, Шексны, судоходные каналы Волго - Донской, Беломорско – Балтийский, Волго – Балтийский, им. Москвы, Волго – Каспийский, озера Ладожское, Онежское и другие водные объекты.

3.3.1. Волго – Донской судоходный канал

Волго-Донской судоходный канал соединяет Волгу и Дон в месте их наибольшего сближения. Общая длина канала 101 км, из них 45 км – по водохранилищам. Канал берет начало у Сарептского затона Волги (южная часть Волгограда) по долине р. Сарны, далее проходит по водоразделу Волги и Дона выходит в долину р. Червленной (рисунок 3.24). Трасса водного пути далее через Варваровское, Бреславское, Карповское водохранилища и у г. Калач-на-Дону выходит в Дон. Расчетный расход канала 100 $м^3/с$.

На волжском склоне, на протяжении 20 км, расположено 9 однокамерных однониточных шлюзов, обеспечивающих подъем на 88 м, на донском склоне – 4 таких же шлюза со спуском на 44 м. Канал питается донской водой, подаваемой тремя насосными станциями, часть воды используется на орошение (Россия: Водно-ресурсный потенциал, 1999).

Водохранилища канала и его бьефы образованы тремя земляными плотинами и 17 дамбами; бьефы имеют длину от 1 до 27 км. Объем изъятия донских вод на шлюзование Волго-Донского судоходного канала составляет 0,3 $км^3$ ежегодно (Хрусталев и др., 2002).

На канале сооружены две водосливные и одна деривационная насосные станции, каждая из которых оборудована тремя насосными агрегатами производительность 15 $м^3/с$, наибольший расчетный напор на насосных станциях – от 15,5 до 24,5 м (Михайлов, 1973).

Все тринадцать однокамерных шлюзов имеют близкие расчетные напоры от 10,4 м до 13 м, одинаковую конструкцию и однотипное оборудование. Кроме шлюзов, на канале расположено большое количество других сооружений: водосбросы, дюкеры, трубы, лотки для приема в канал небольших водотоков. Мосты, паромные переправы, ирригационные водозаборы. В состав Цимлянского гидроузла также входят два однокамерных судоходных шлюза с разъездным каналом между ними, длиной 1,6 км.

Сооружение Волго-Донского и Волго-Балтийского каналов позволило создать в европейской части Российской Федерации крупнейшую водно-транспортную систему, обеспечивающую перевозку народнохозяйственных грузов из бассейна Черного моря в Балтийское с выходом в Каспийское море. Существующие суда класса «река - море» обеспечивают перевозку грузов в пределах Балтийского, Черного и Средиземного морей, а через судоходный Беломоро – Балтийский канал речные суда имеют выход в Белое море (Яковлев и др., 1991).

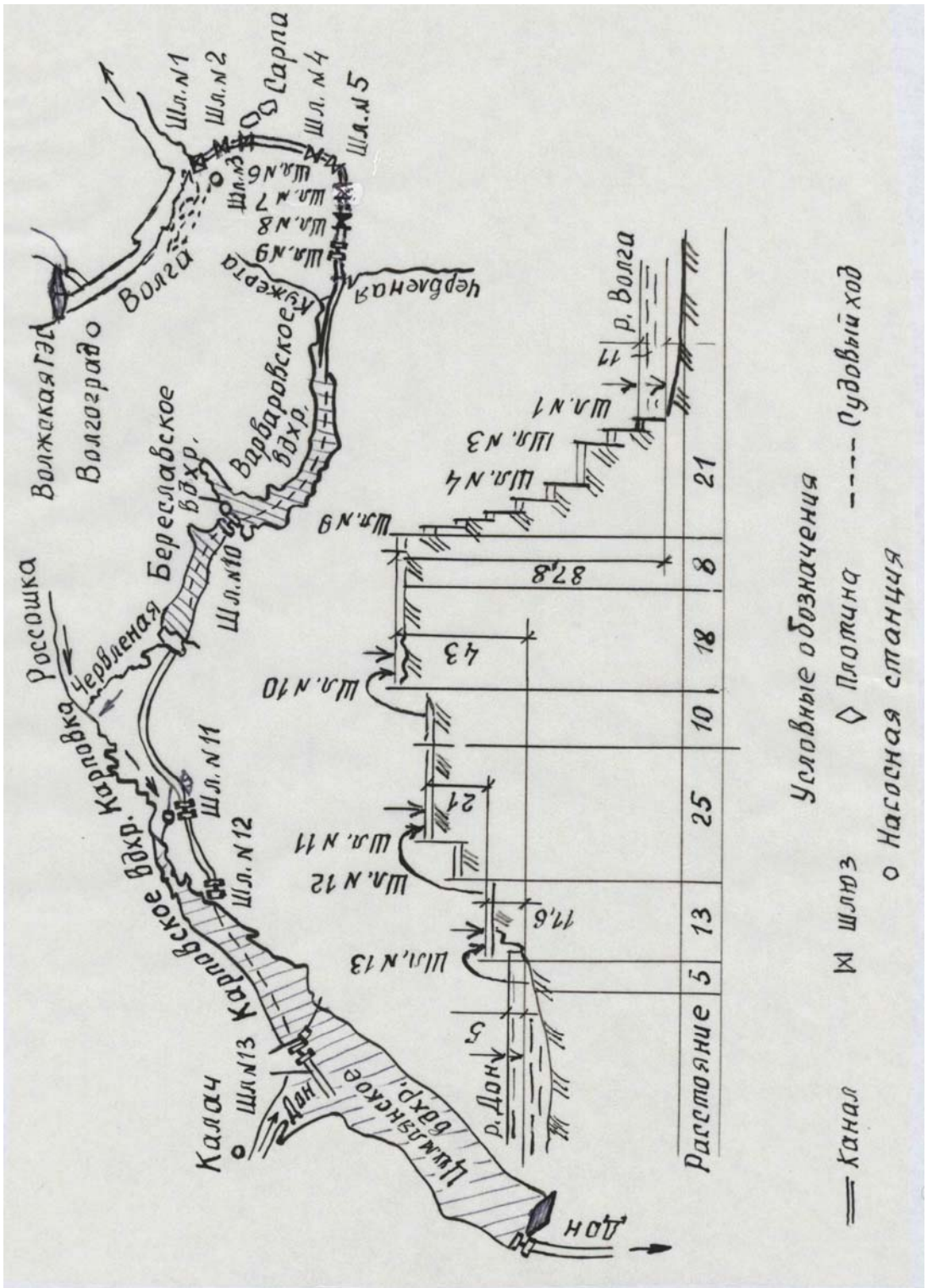


Рисунок 3.24 – Схема Волго – Донского судоходного канала

3.3.2 Канал им. Москвы

Канал им. Москвы (рисунок 3.25) введен в эксплуатацию в 1937 г. и соединяет р.Москву с Волгой. Общая длина водного пути 128 км, из них 19,5 км – по водохранилищам. Канал берет начало на правом берегу Волги у г.Дубна – в 8 км выше устья р.Дубны. Здесь создано Иваньковское водохранилище, играющее большую роль в водоснабжении Москвы. Трасса канала идет на юг, пересекая возвышенную Клинско – Дмитровскую гряду. На трассе канала расположено 9 шлюзов: на волжском склоне – от Иваньковского водохранилища до водораздела – 5 ступеней, на московском склоне – 4 ступени. Кроме Иваньковского водохранилища площадью зеркала 327 км^2 в систему входят Химкинское, Клязьминское, Пестовское, Пяловское, Учинское, Икшинское водохранилища.

Расход воды, подаваемый по каналу, составляет 78 м^3/с, глубина – 5,5 м, ширина – 85,5 м, годовой объем переброски стока – 2,3 км^3.

Канал им. Москвы используется для перевозки водным путем массовых грузов, водоснабжения г.Москвы, обводнения р.Москвы волжской водой, выработки электроэнергии на 8 гидроэлектростанциях и Иваньковской ТЭС. На водохранилищах канала созданы хорошие условия для целей рекреации: пляжи, водные станции.

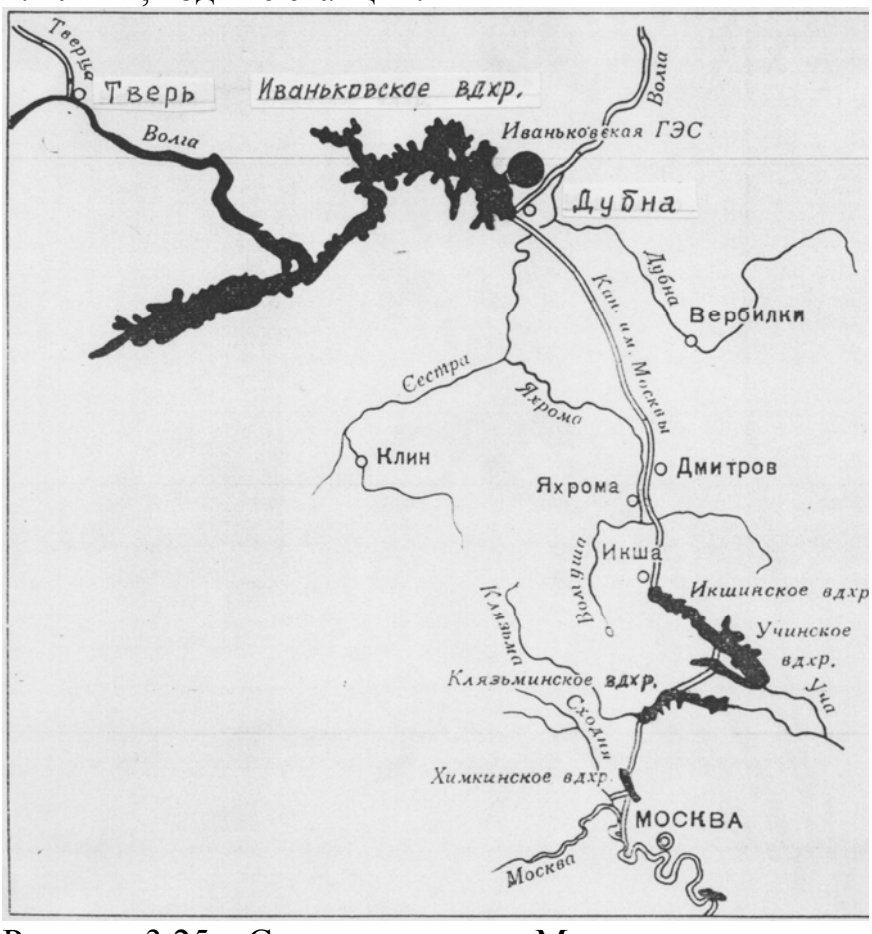


Рисунок 3.25 – Схема канала им. Москвы

По каналу им. Москвы могут проходить самые крупные сухогрузные и наливные суда речного, озерного и смешанного типа «река - море» (Михайлов, 1973). Он обеспечивает водный путь из Балтийского моря в Каспийское и Черное.

3.3.3. Беломорско – Балтийский канал

Беломорско – Балтийский канал введен в эксплуатацию в 1933 г. и соединяет Белое море с Онежским озером (рисунок 3.26). Общая длина водного пути 227 км, из них 37 км – искусственного. Канал берет начало у пос. Повелец на Онежском озере и поднимается 7 ступенями до водораздельного бьефа (шлюзы 1 – 7 южного склона). От 8 – го шлюза начинается северный участок, включающий 12 ступеней (шлюзы 8 - 19), с крупными озеровидными бьефами. У г.Беломорска канал выходит непосредственно в Белое море.

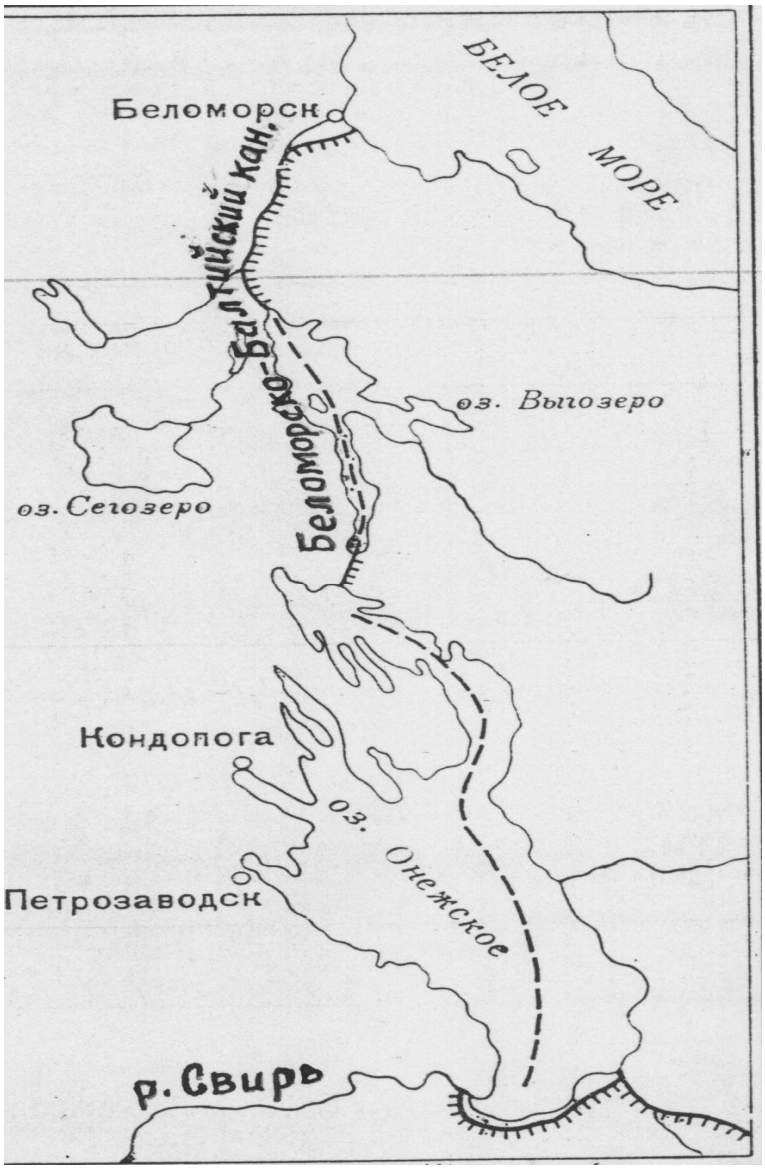


Рисунок 3.26 – Схема Беломорско – Балтийского канала

На канале сооружено 19 шлюзов, 15 плотин, 49 дамб и 12 водоспусков. В начале 50 – х годов он был реконструирован. На водораздельном участке длиной 32 км и глубиной в среднем 5 м применены различные типы защиты берегов от размыва, в том числе каменная наброска из сортового камня, крепление типа «Волго - Балт» , гибкие тюфяки, вертикальная стенка, каменный банкет на подводной части откоса. После 50 – летнего периода эксплуатации установлено, что наиболее надежным является защитное покрытие каменной наброской, которое претерпело первичное осадку на 0,3 м и далее надежно защищало откосы в течение десятков лет. Крепление «Волго - Балт», представляющее собой квадратные железобетонные рамы с засыпкой внутри камнем, требовало постоянной подсыпки камня. Крепление в виде гибкого тюфяка из плит малого размера и в виде банкета в подводной части не рекомендуются для берегозащиты. поскольку первое сильно деформируется, а второе оползает. Крепление «вертикальная стенка» требует забивки шпунта и качественного проведения работ, что значительно удорожает защитные мероприятия.

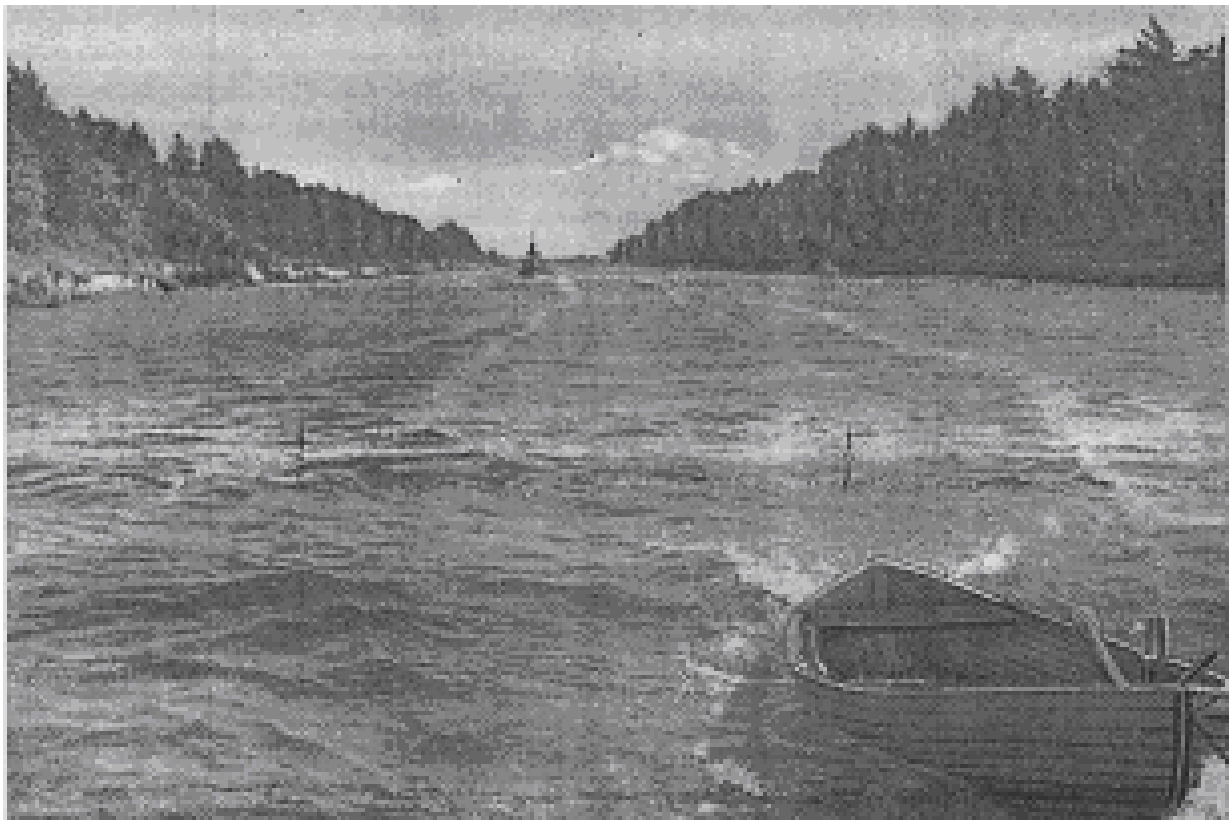


Рисунок 3.27 – Ново – Ладожский канал

В состав Беломорско – Балтийского водного пути входят Приладожские каналы (рисунок 3.27) , предназначенные для прохода судов в обход Ладожского озера с выходом в р.Свирь. Их общая протяженность составляет 169 км. Первый участок канала начинается у истока р.Невы вблизи г.Петрокрепость и соединяет Неву и Волхов вблизи г.Новая Ладога. Его протяженность составляет 111 км. Второй участок соединяет Волхов и Сясь и имеет протяженность 11 км (г.Новая Ладога – пос.Сясьские рядки). Третий участок канала находится между реками Сясь и Свирь, его длина 47 км (пос.Сясьские рядки – пос.Свирица).

Все участки канала проходят в суглинках, глинах, песках, супесях с валунами и имеют одинаковый трапецеидальный профиль: ширина по дну 25,6 м, заложение откосов 1 : 2, глубина от проектного уровня 1,95 м. Ширина канала по урезу воды составляет от 40 до 50 м. Откосы в подводной части на большинстве участков укреплены каменной наброской толщиной 0,4 – 0,8 м и в основном сохраняются. Общая картина деформации русла каналов в навигационный период такова: размывы на оси канала и аккумуляция грунта по кромке судового хода. Для обеспечения нормальных судоходных условий каждую навигацию проводится уширение водораздельного канала, выправительные работы, углубление дна, крепление берегов.

3.3.4. Волго – Балтийский водный путь

Водный путь между Балтийским морем и Волгой проходит от Финского залива через Неву, Ладонежское озеро, Свирь, Онежское озеро, Вытегру, водораздельный канал, Ковжу, Белое озеро, Шексну и далее до Рыбинского водохранилища на Волге. Общая длина водного пути 1100 км.

От Онежского озера начинается трасса нового участка пути (рисунок 3.28), законченного строительством в 1967 г. На протяжении 10 км трасса идет по углубленному и спрямленному нижнему участку Вытегры до первого гидроузла. В состав этого гидроузла с подпертым бьефом длиной 11 км входят однокамерный шлюз напором 13,5 м, совмещенная с водосбором гидроэлектростанция мощностью 1 МВт, работающая на местном стоке, и земляная плотина. Следующий гидроузел – такого же напора и состава – образует бьеф протяженностью 6 км.

Третий гидроузел включает судоходную деривацию с тремя шлюзами общим падением 38,1 м, разделенными короткими бьефами, бетонный водосброс и земляную плотину; подпертый бьеф имеет длину 4 км. Четвертый гидроузел напором 16,7 м, в состав которого входят однокамерный шлюз и земляная плотина, замыкает водораздельный бьеф с севера.

Общее падение, преодолеваемое шлюзами от Онежского озера до водораздела составляет 81,4 м. Водораздельный бьеф проходит по частично

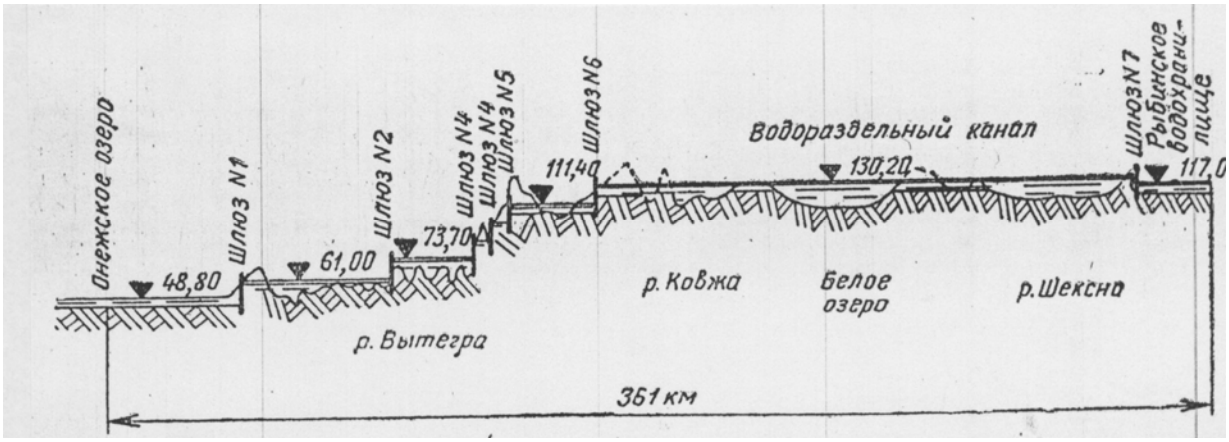


Рисунок 3.28 – Продольный профиль Волго – Балтийского водного пути на участке от Онежского озера до Рыбинского водохранилища на Волге

затопленной долине Вытегры, глубокому каналу на водоразделе между Вытегрой и Ковжей, по Ковже, Белому озеру, Шексне и водохранилищу, образованному в долине Шексны Череповецким гидроузлом. Гидроузел имеет напор 13,5 м и состоит из гидроэлектростанции, земляной плотины и шлюза с подходными каналами. Шлюзы имеют габаритные размеры камер, достаточные для прохода судов класса «река - море».

3.3.5. Волго – Каспийский канал

Общая длина канала составляет 210 км. Он начинается из протоки Бертюль, в 21 км ниже Астрахани, а заканчивается в глубоководной зоне Каспийского моря. Канал обеспечивает в межень судоходство через дельту Волги.

Первые 90 км канала проходят по естественному руслу западного рукава р. Волги – Бахтемиру, а далее он разработан до глубин для судового хода и ограничен от мелководий дельты искусственными песчаными грядами. Это вдольбереговые возвышения, достигающие высоты 1 – 2 , иногда до 3 м над меженным уровнем, или искусственные острова. Ширина островов 150-200 м, длина от 1 до 10 км. Последние 64 км канала не имеют надводных берегов, его борта скрыты под водой на 1 – 3 м от поверхности (Россия: Водно – ресурсный потенциал, 1999).

Волго – Каспийский канал имеет три характерных по гидрологическому режиму и морфологии участка:

верхний (от 0 до 85 км) – естественное русло рукавов Бахтемир и Главный Банк;

средний (от 85 до 146 км) – искусственное русло, разработанное землеснарядами и дночерпателями с отсыпкой грунта за пределы проектного сечения;

нижний (от 146 до 170 км) – ограниченный цепью прерывающихся островов или подводных насыпей, далее на протяжении 40 км канал с боковых сторон не ограничен.

Гидрологический режим канала определяется Волгоградской ГЭС и вододелителем в дельте Волги. Наибольшая годовая амплитуда уровня воды на р. Волге (г. Астрахань) составляет 4,45 м, а на Волго – Каспийском канале в 137 км ниже Астрахани – 1,14 м. В среднем амплитуда уровней на канале находится в пределах 0,5 – 0,7 м.

Средний многолетний расход воды по Бахтемиру 2040 $м^3/с$, навигационный – 2220 $м^3/с$, подо льдом – 1680 $м^3/с$. Максимальный измеренный расход летом составляет 6300 $м^3/с$, минимальный зимний – 826 $м^3/с$.

Основные проблемы эксплуатации – осаждение в русле канала речных наносов, которые достигают 2 млн. т/год. Содержание взвешенных наносов в концевой части канала почти вдвое выше, чем в начале. Наносы поднимаются ветровыми и судовыми волнами, а также землеснарядами, поскольку русло сложено грунтами, консистенция которых определяется высокой естественной влажностью (30 – 100 %).

3.4.Рыбоходные каналы

3.4.1. Рыбоходно-нерестовый канал Константиновского гидроузла

В состав сооружений Константиновского гидроузла на р. Дон входят бетонная водосбросная плотина, судоходные шлюзы, два рыбопропускных шлюза, земляная плотина и рыбоходно – нерестовый канал (рисунок 3.29) (Шкура , 1999).

Начало рыбоходно-нерестового канала (РНК) расположено в верхнем бьефе гидроузла на расстоянии 2,1 км выше створа плотины. Устье канала сопрягается с р. Дон на расстоянии 3,2 км ниже гидроузла. Общая длина канала составляет 5,7 км. Расчетный расход 80 $м^3/с$, ширина по верху 37 м, глубина 1,99 м. На РНК в одном створе с плотинами гидроузла расположен регулятор. Проект регулятора является типовым для ирригационных обводнительных систем и не учитывает особенностей рыбопропускных сооружений. Он создает стесненное сечение, подпор от которого распространяется в верхний бьеф. В мае 1984 г. при напоре гидроузла ΔZ = 3,0 – 3,1 м перепад уровней на регуляторе составлял 0,2 м. В пролетах регулятора скорость увеличивалась до 1,8 м/с (Шкура, 1999).

На основании проведенных натурных исследований сотрудниками НГМА под руководством проф. В.Н. Шкуры были получены гидравлические характеристики Константиновского рыбоходно-нерестового канала в одном из его сечений, представленные в таблице 3.13.

Согласно исследований средняя скорость течения составила 1,10 м/с, максимальная – 1,61 м/с. Коэффициент шероховатости русла канала равен

0,026, что практически соответствует проектному значению – 0,025 и нормативному значению коэффициента шероховатости для водосборно-сбросных каналов в гравелисто-галечниковых грунтах по СНиП 2.06.03 – 85 (1986).

Благодаря забору поверхностных слоев воды температура ее в канале на 0,7 -0,9 ^{0}С выше, чем в нижнем бьефе гидроузла. Это обстоятельство в сочетании с чистотой субстрата в каналах и 20-30 %-ом превышении насыщения воды кислородом способствовало интенсивному заходу в него рыб. Так, в 1977 г. был зафиксирован заход в канал более 250 экземпляров осетровых. В 1984 г. в канал зашло 2590 шт. осетра и 85 тыс. шт. рыбца, а всего более 164 тыс. особей различных видов рыб. Установлен проход рыб через регулятор, а также их нерест в канале (Воловик, Шкура и др.).

Достаточно высокая эффективность работы рыбоходно-нерестового канала на Константиновском гидроузле по пропуску рыбы позволила отказаться в настоящее время от использования двух рыбопропускных шлюзов, эффективность которых оказалась очень низкой.

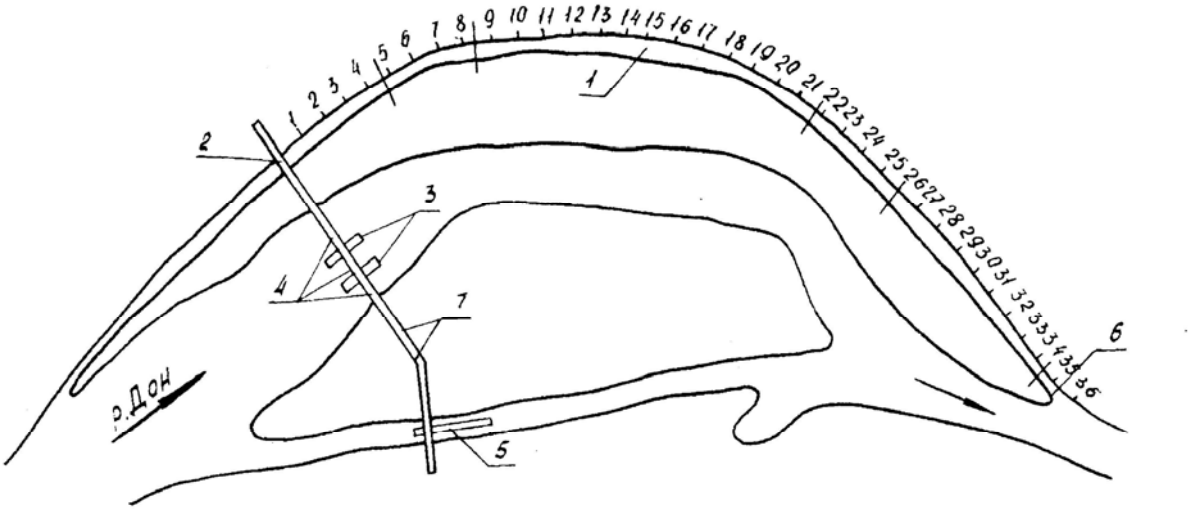


Рисунок 3.29 – Схема Константиновского гидроузла на р. Дон

1- рыбоходно – нерестовый канал; 2- головное сооружение (регулятор); 3- рыбопропускные шлюзы; 4- водосбросные сооружения; 5- судоходные шлюзы; 6- входной оголовок РНК; 7- автотрасса (1-36 – номера пикетов)

Таблица 3.13 – Гидравлические характеристики Константиновского рыбоходно – нерестового канала

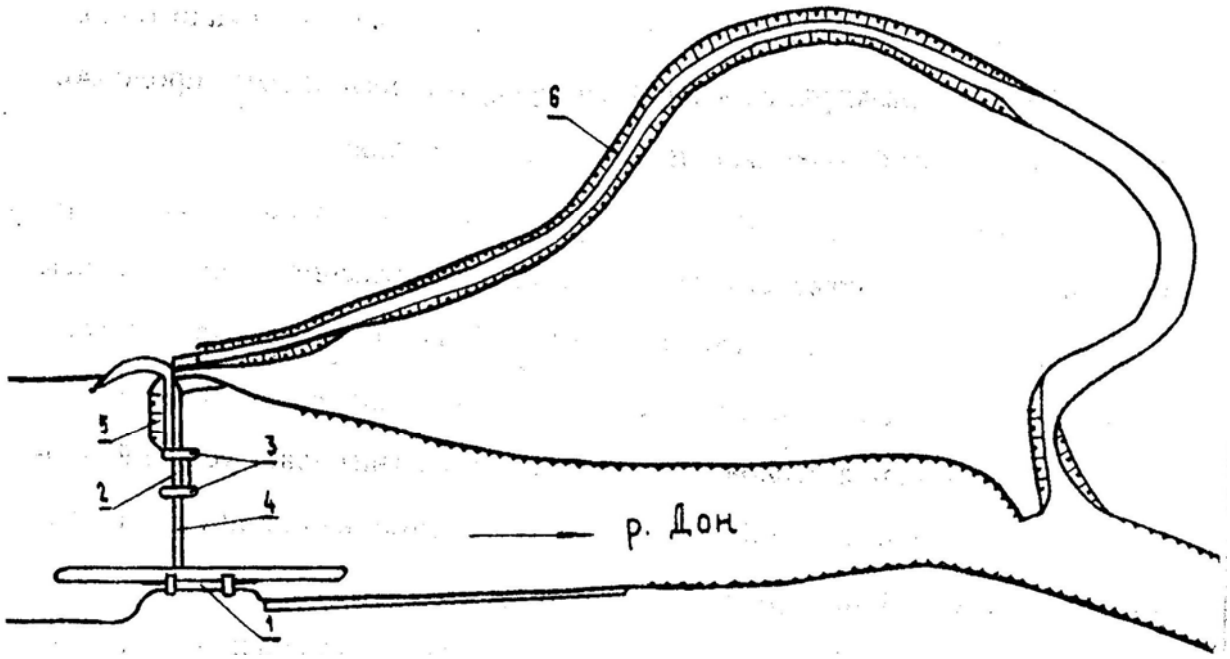
Напор на гидроузле, м	Расход канала, $м^3/с$	Ширина по верху, м	Средняя глубина, м	Площадь поперечного сечения, $м^2$	Смоченный периметр, м	Гидравлический рдиус, м	Скорость, м/с		Коэффициент Шези, $М^{0,5}/с$	Коэффициент шероховатости
							Максимальная	средняя		
Проектный режим										
3,2	80	37,0	1,99	73,8	37,8	2,23	1,40	1,20	43,0	0,025
Исследованный режим										
3,0	67,9	32,5	1,90	62,0	34,0	1,82	1,61	1,10	42,9	0,026

3.4.2 Рыбоходно – нерестовый канал Николаевского гидроузла

В состав Николаевского гидроузла на р. Дон входят: судоходный шлюз, разборчатая щитовая плотина с поверхностными фермами, бетонная водосбросная плотина – регулятор, земляная плотина, два рыбопропускных шлюза и рыбоходно – нерестовый канал (рисунок 3.30).

Начало рыбоходно – нерестового канала расположено в верхнем бьефе гидроузла на расстоянии 1,2 км выше створа плотины. Канал протяженностью 6,1 км делится на два участка: искусственное русло длиной 4,9 км и участок староречья длиной 1,2 км, который используется в естественном состоянии. Устье канала расположено ниже створа плотины на расстоянии 3,3 км. Канал сопрягается с руслом реки в нижнем бьефе под углом 38-40 ^{0} к направлению течения в р. Дон (Шкура, 1999).

Для гашения избыточной кинетической скорости в канале была применена искусственная шероховатость в виде бетонных кубов размером 0,3×0,3×0,3 м. Проектный вариант предполагал расстановку кубов в шахматном порядке на расстоянии 4,0 м друг от друга. Но ввиду незакрепленности кубов они, под воздействием потока, оказались расположенными бессистемно.



1- судоходный шлюз; 2- водосбросная плотина; 3 – рыбопропускные шлюзы; 4- плотина с поворотными фермами; 5- земляная плотина; 6- рыбоходно – нерестовый канал

Рисунок 3.30 – Схема Николаевского гидроузла на р. Дон

В качестве субстрата для нереста рыб использован щебень, отсыпанный по всему периметру канала.

Гидравлические характеристики РНК определены при двух расходах канала (38 и 52 м^3/с) (таблица 3.14).

Таблица 3.14 – Гидравлические характеристики Николаевского рыбоходно – нерестового канала

Напор на гидроузле, м	Расход канала, $м^3/с$	Ширина по верху, м	Средняя глубина, м	Площадь поперечного сечения, $м^2$	Смоченный периметр, м	Гидравлический рдиус, м	Скорость, м/с		Коэффициент Шези, $М^{0,5}/с$	Коэффициент шероховатости	Гидравлический уклон
							максимальная	средняя			
3,8-4,0	30,4	27	1,30	35,0	28,6	1,22	1,25	0,92	32,4	0,032	0,00066
3,8-4,0	52,0	28	1,35	36,4	29,4	1,24	1,70	1,45	36,2	0,0285	0,00128

Увеличение расхода, поступающего в канал из верхнего бьефа гидроузла, вызывает увеличение глубины и скорости течения. При расходе 52 м^3/с средняя глубина составила 1,35 м, а средняя скорость течения 1,45 м/с против соответствующих параметров в канале для расхода 30,4 м^3/с – 1,30 м и 0,92 м/с. Коэффициент шероховатости русла при этом увеличивается на 12 % со значения 0,0285 до 0,030.

Установлен факт размыва тракта РНК на участке сопряжения искусственного русла со староречьем. Уклон дна канала проектировался i = 0,0005, а уклон водной поверхности староречья оказался равным I = 0,0001. Поэтому в месте сопряжения потока с большим уклоном с потоком, имеющим меньший уклон, возникает динамическое давление на дно, вызывающее эрозионные процессы. Верхняя часть местного размыва перемещается вверх по течению, изменяя гидравлические характеристики потока (Шкура, 1999).

В НРК наблюдается неравномерный режим движения воды. Так, при расходе воды Q= 52 м^3/с происходит плавное увеличение скорости вниз по течению от 1,10 м/с в створе пикета 3 до 1,45 м/с в створе 26-го пикета. Максимальный гидравлический уклон наблюдался на участке между 18-м и 27-м пикетами и составлял I = 0,00128, вдвое больше, чем на том же месте в 1984 г. Здесь же зафиксированы максимальные локальные скорости, достигающие 1,7 м/с. В канале зафиксированы массовые скопления проходных и полупроходных рыб и их нерест. Установлен также проход рыб через головной регулятор.

3.5.Водопроводные каналы

3.5.1. Каналы Новочеркасской ГРЭС

Новочеркасская ГРЭС представляет собой сложный водохозяйственный комплекс, который осуществляет пользование водными объектами с целью подачи воды для охлаждения основного оборудования с последующим сбросом подогретой воды. ГРЭС имеет в своем составе не только энергетические объекты, но и размещенную на большой территории систему гидротехнических сооружений (рисунок 3.31), включающих водозабор, подводящий и отводящий каналы, сифонный водосброс, дюкер, водоподпорные сооружения, насосные станции, золошлакоотвалы и другие сооружения. (Дандара Н.Т., Дандара А.Н., 2003).

Источником технического водоснабжения ГРЭС является р.Дон. Водоснабжение осуществляется по прямоточной схеме.

В современных условиях в районе водозабора ГРЭС гидрологический режим р.Дон сильно изменен вследствие многолетнего регулирования стока Цимлянским водохранилищем. По сравнению с естественным режимом летние меженные расходы воды увеличились в среднем в 2,5-3,0 раза, в то

же время произошло резкое уменьшение максимальных расходов половодий (Дандара Н.Т., Дандара А.Н., 2003).

Ковшевой бесплотинный водозабор ГРЭС расположен в 6 км ниже по течению от ст. Мелиховской на правом берегу р.Дон в районе большой излучины. Ковш водозабора разработан земснарядами. Ширина ковша по дну 60 м, длина 200 м. Начальный участок подводящего канала на расстоянии 0,7 км от ковша соединяется с бывшим руслом пр. Аксай. В настоящее время рыбозаградитель и сороудерживающая запань находятся в стадии реконструкции. При варианте размещения рыбозащитного сооружения в непосредственной близости от ГРЭС вся акватория подводящего канала может использоваться в интересах рыбного хозяйства (Дандара Н.Т., Дандара А.Н., 2003).

Между начальным участком подводящего канала и сбросным каналом № 2 (теплым каналом) вырыт соединительный канал длиной 0,6 км на расстоянии 200 м от р. Дон, параллельно ее руслу. Для предотвращения образования в подводящем канале ледовых явлений предусмотрена подача в него по соединительному каналу теплой воды из сбросного канала № 2 через сифонный водосброс.

Подводящий канал (холодный канал) от водозабора до береговых насосных станций ГРЭС проложен в выемке. Его длина составляет 20,5 км, ширина по дну 30,0 м, заложение откосов 1:3, средний уклон дна равен 0,0005. Средние скорости в канале при низких уровнях воды в р. Дон составляют 0,4-0,6 м/с, пропускная способность 100 $м^3$/с.

До дюкера (ст. Бессергеневская) подводящий канал проложен по руслу пр. Аксай со спрямлением ее излучин. Длина этого участка канала составляет 12,1 км. В результате строительства подводящего канала в 1965 г. площадь поперечного сечения водотока (в межень) возросла более чем в 8 раз, а пропускаемые расходы – более чем в 20 раз по сравнению с естественным состоянием пр. Аксай. В районе дюкера расходы воды, поступающие из р. Дон делятся на две части. Первая часть расходов воды по дюкеру, проложенному под дном сбросного канала № 2, уходит влево и питает естественно сформированное старое русло пр. Аксай. Вторая часть расхода воды (основной расход, предназначенный для работы ГРЭС) проходит прямо к береговым насосным станциям (БНС) ГРЭС.

Длина второго участка подводящего канал от дюкера до БНС составляет 8,4 км и проходит он по прорытому бывшему руслу р. Воргунка до ГРЭС. Расчетная амплитуда колебаний уровня воды у БНС составляет 7,8 м.

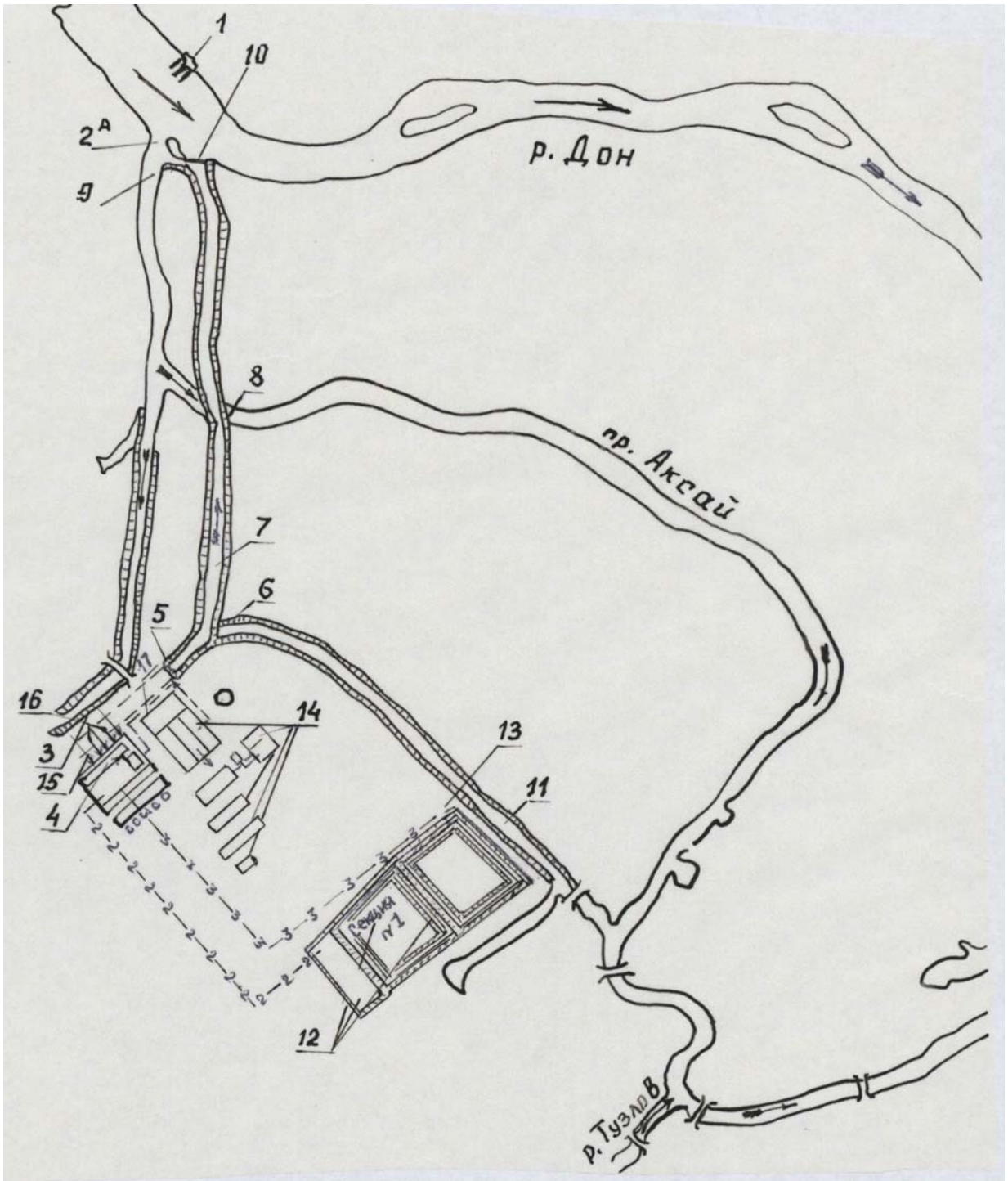


Рисунок 3.31 – Сооружения Новочеркасской ГРЭС:

1-струенаправляющая дамба, 2а- ковшевой бесплотинный водозабор, 2-подводящий канал, 3-береговые насосные станции №1 и №2, 4- главный корпус, 5-сбросной (сифонный) водослив, 6-шлюз-регулятор, 7-товодящий канал, 8- дюкер, 9-сифонный водослив, 10-водосливной порог, 11-отводящий канал №1, 12-золошлакоотвал, 13-насосная станция осветленной воды, 14-вспомогательное хозяйство, 15,16-напорные и сливные цирквводоводы, 17- закрытый отводящий ж/б канал

После использования на ГРЭС теплая вода расходом 86 м^3/с поступает в отводящий канал, который делится на два русла (отводящие каналы № 1 и № 2). По отводящему каналу № 2, проходящему параллельно руслу подводящего канала, пропускается 70 % всего сбросного расхода теплой воды, которая поступает в р. Дон ниже водозабора. Остальная часть сбросного расхода (30 %) поступает в подводящий канал № 1 и по нему в пр. Аксай. Сброс части донской воды в пр. Аксай обеспечивает ее подпитку и относительно равномерный сток ниже устья отводящего канала.

Закрытые отводящие железобетонные каналы оканчиваются общим объединяющим сифонным колодцем. Гидравлическая работа их осуществляется в условиях полного затопления их сечения. Это достигается путем устройства в конце сифонного водослива практического профиля. Отметка порога водослива равна 5,2 м, длина водосливного фронта – 25 м, пропускная способность -86 м^3/с. При максимальной пропускной способности напор воды на гребне водослива равен 1,35 м, а коэффициент расхода принимается соответсвующим безвакуумному водосливу криволинейного профиля – 0,49. Посредством данного водослива осуществляется сопряжение закрытых каналов с открытым каналом. Для гашения энергии потока за водосливом предусмотрен водобойный колодец длиной 18 м и глубиной 1,0 м. Водосливной порог работает без подтопления со стороны нижнего бьефа.

3.5.1 Каналы Ростовской АЭС

Каналы Ростовской АЭС – подводящий и отводящий, входят в состав водоема –охладителя. Водоем-охладитель (рисунок 3.32) представляет собой участок мелководной части Цимлянского водохранилища, отделенный от основной акватории глухой земляной плотиной длиной 10 км. Единственный водоток, впадающий в водоем –охладитель – Цимлянский Лог. Плотина содержит водосброс, предотвращающий переполнение водоема – охладителя при поступлении в него максимального паводкового стока Цимлянского Лога. На плотине расположена насосная станция подпитки, обеспечивающая перекачку воды из Цимлянского водохранилища в водоем – охладитель для восполнения потерь воды, образующихся в результате испарения с поверхности зеркала и фильтрации через плотину.

Длина водоема – охладителя составляет 8 км, средняя ширина – 1,8 км, максимальная – 2,9 км, площадь зеркала – 18 км^2, полный объем – 50 млн. м^3. Средний уровень воды составляет 36,0 м, максимальный – 38,0 м, средняя глубина – 3,0 м, максимальная – 6,0 м.

Подводящий канал расположен в районе промплощадки АЭС и обеспечивает подвод охлажденной воды из северо-восточной части водоема-охладителя к насосным станциям, подающим воду на конденсаторы турбин. Канал откосного типа врезан в береговую линию водоема-охладителя, имеет на входе ширину по дну 150 м, отметку дна канала 34,0 м. Откосы закреплены каменной отсыпкой. Пропускная способность канала при уровнях

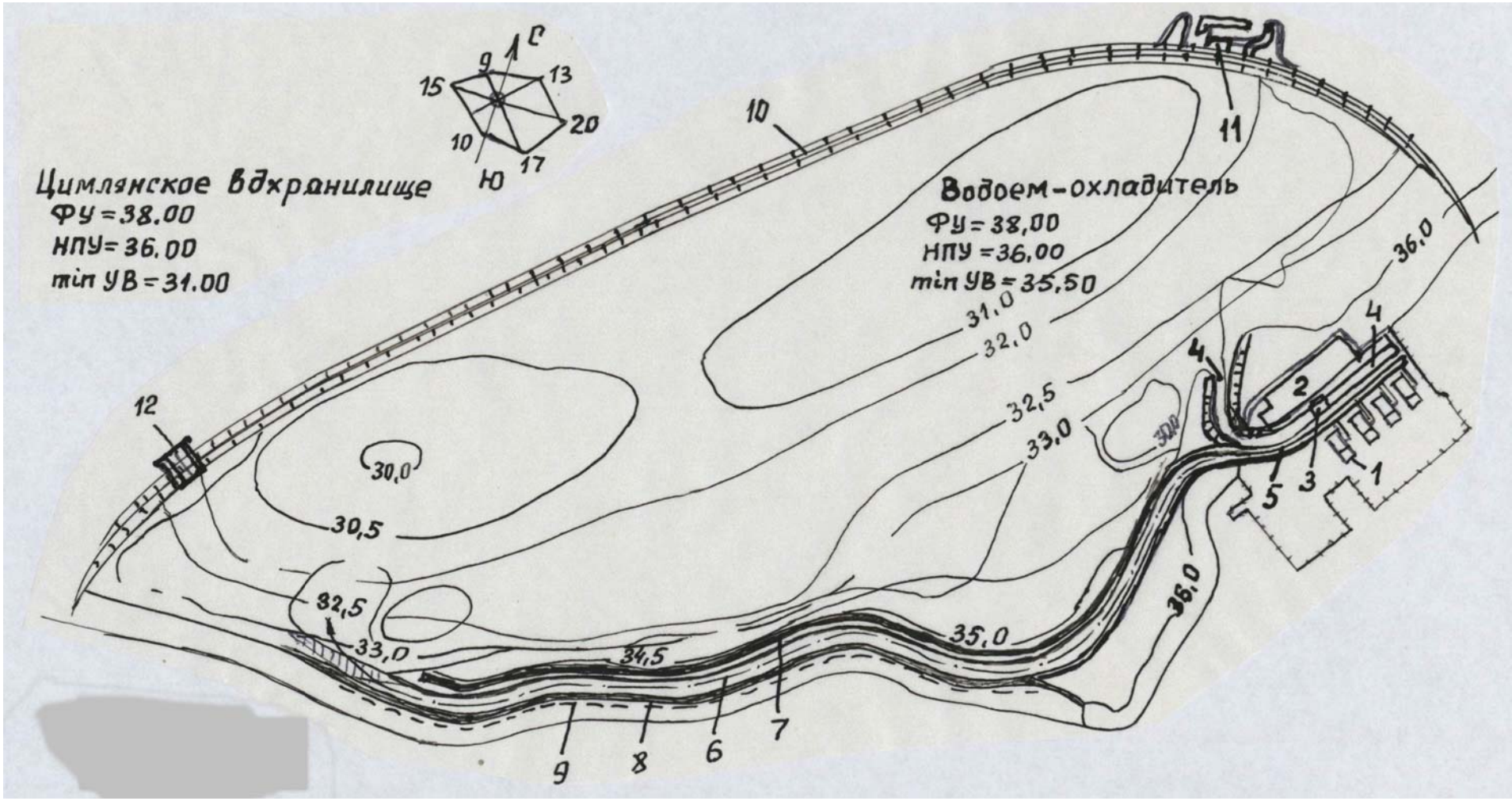


Рисунок 3.32– Схема водоема – охладителя Ростовской АЭС

1- главный корпус, 2-ОРУ, 3-блочная насосная станция, 4-подводящий канал, 5-отводящий ж/б канал, 6-отводящий канал, 7-струенаправляющая дамба, 8-защитная дамба, 9-дренажная канава, 10-плотина, 11-насосная станция подпитки, 12-водосбросное сооружение.

воды, соответствующих уровню воды в водоеме –охладителе (36,0 м) принята исходя из работы четырех блоков АЭС с расходом воды 152 $м^3$/с при скорости потока не более 0,2 м/с. В настоящее время при работе одного энергоблока АЭС расход в канале составляет 52,8 $м^3$/с.

Отводящий земляной канал обеспечивает отвод нагретой на АЭС воды в юго- западную часть водоема-охладителя. Канал откосного типа, длиной 5,2 км, шириной по дну 100 м, с отметкой дна 33,0 м, проложен вдоль береговой линии водоема-охладителя, образован выемкой грунта и защитной дамбой. Со стороны берега вдоль канала предусмотрена защитная дамба с дренажной канавой, отводящей поверхностный сток с части водосборной площади в Цимлянское водохранилище. Откосы канала и дамб защищены каменной отсыпкой. В канал впадает Цимлянский Лог. Пропускная способность канала принята исходя из работы четырех блоков АЭС с расходом воды 152 $м^3$/с при скорости потока не более 0,5 м/с.

Плотина земляная, глухая, шириной по гребню 8 м, по основанию более 100 м. Максимальная высота 10 м. Конструкция плотины сильно распластанного профиля 1 класса капитальности. Плотина воспринимает напор воды, который возникает только в периоды снижения уровня воды в Цимлянском водохранилище ниже отметки 36,0 м.

При многоводном паводке в Цимлянском Логе, переполнение водоема-охладителя предотвращается благодаря расположенному на плотине водосбросному сооружению переливного типа с широким порогом с гидравлическим сопряжением по типу быстротока. Водосбросное сооружение обеспечивает саморегулирующийся сброс воды из водоема-охладителя при подъеме уровня воды в нем выше отметки 37,0 м. Ширина водосбросного фронта 100 м. Максимальная пропускная способность водосброса при максимально допустимой отметке уровня воды в водоеме-охладителе 38,2 м составляет 158,0 $м^3$/с.

Основная проблема при эксплуатации водоема-охладителя и каналов Ростовской АЭС заключается в повышении температуры воды, ее минерализации, увеличении содержания биогенных элементов и как следствие – в чрезмерном развитии фитопланктона (водорослей) практически по всей площади водоема, которые переносятся ветровыми течениями в подводящий канал и забивают его решетку, существенно снижая пропускную способность канала.

3.6. Энергетические каналы

Энергетические или силовые каналы предназначены для подвода воды, забираемой из источника, к турбинам гидроэлектрических станций. Каналы, проектируемые в общем комплексе с гидроэлектростанцией в связи с необходимостью получения минимальной стоимости электроэнергии, как правило, характеризуются малыми уклонами (во избежание потери напора по длине канала) и большими площадями поперечных сечений, что обу-

словлено необходимостью пропуска весьма значительных расходов воды соответственно установленным мощностям гидроэлектростанций (Ибад – заде, 1975).

Деривационные ГЭС часто размещают на перепаде оросительного канала, как например, каскад ГЭС на Большом Ставропольском канале, Сенгилеевская ГЭС на Невинномысском канале. В состав сооружений деривационной ГЭС входят головной водозаборный узел, деривационный канал (безнапорная деривация) и сооружения, включающие напорный бассейн, турбинный водовод, холостой водосброс, здание станции, отводящий канал и бассейн суточного регулирования стока (Яковлев и др., 1991).

3.6.1. Энергетические каналы каскада ГЭС на Большом Ставропольском канале

На БСК действует два каскада гидроэлектростанций – Куршавский и Барсучковский (рисунок 3.33,а). Суммарная мощность обоих каскадов 384 МВт.

Значительные объемы воды, подаваемые по каналу и большие уклоны рельефа (на участке от головного водозабора до г. Невинномысска русло Кубани имеет падение около 300 м) создают благоприятные условия для ГЭС.

В состав энергетического участка БСК входят водохранилище Кубанское (Большое) с узлом сооружений обратимой насосной станции, которая оборудована 6 обратимыми гидроагрегатами (насос – турбина с двигателем - генератором), работающими в насосном режиме – при подаче воды из водохранилища в канал и в турбинном – при заполнении водохранилища, а также Куршавский каскад гидроэлектростанций (ГЭС – 1 и ГЭС - 2) с примыкающим к нему участком БСК от шлюза –регулятора ШР -1 на 63 км до шлюза-регулятора ШР – 3 на 75 км первой очереди канала и Барсучковский каскад гидроэлектростанций (ГЭС – 3 и Гэс - 4) на Барсучковском сбросном канале. Барсучковский сбросной канал ответвляется от магистрального канала на 128 км БСК. Его длина 47 км, пропускная способность 150 м^3/с. По нему возвращается часть перерегулируемого стока обратно в р.Кубань у г. Невинномыска.

Все гидроэлектростанции на БСК деривационного типа. Станционные узел каждой ГЭС состоит из станционного водоприемника, напорного трубопровода и здания ГЭС. Оборудованы они радиально-осевыми турбинами с диаметром рабочего колеса 2,5 м. Однотипность гидросилового оборудования позволила унифицировать основные элементы станций и компоновочные решения станционных узлов. Вместе с тем, гидроэлектростанции существенно отличаются друг от друга по напору, числу ниток и длине напорных дериваций, по количеству и мощности агрегатов.

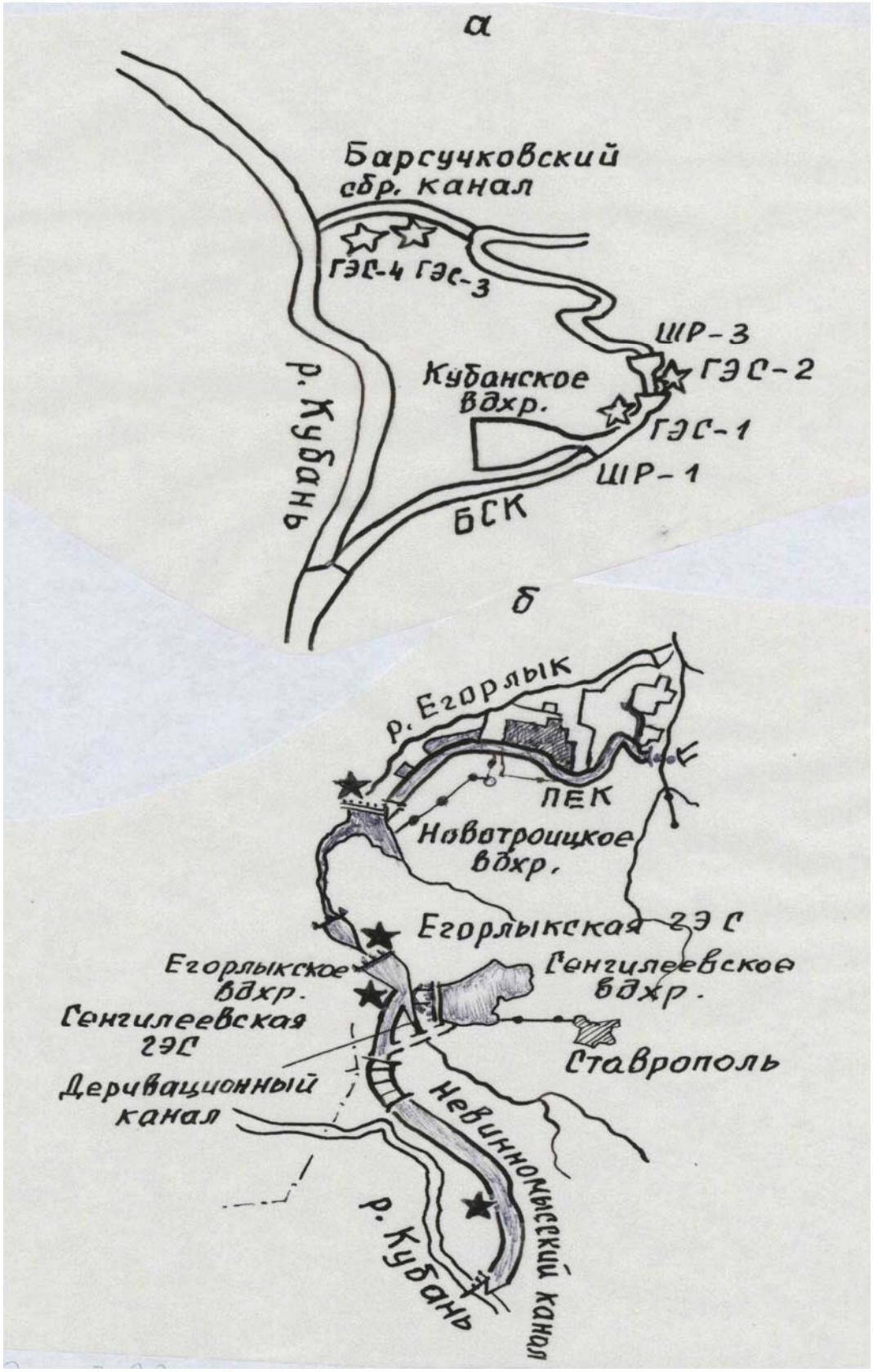


Рисунок 3.33– Каскады ГЭС на каналах:
а- на БСК, б- на НК

3.6.2. Деривационный канал Сенгилеевской ГЭС

Деривационный канал Сенгилеевской ГЭС построен в концевой части Невинномысского канала, который на 49 км заканчивается узлом из двух шлюзов. Через один из них расходом 45 $м^3/с$ вода подается в деривационный канал и затем сбрасывается в р. Егорлык, через другой – лотком с консолью сбрасывается в Сенгилеевское водохранилище (рисунок 3.33, б).Сенгилеевское водохранилище расположено в 18-20 км от Ставрополя и находится на высоте 200 м над уровнем моря. Оно заполняется водой по Невинномысскрму каналу. Полный объем водохранилища составляет 805 млн. $м^3$, полезный – 260 млн. $м^3$, площадь 42 $км^2$, максимальная глубина – 32 м. Сенгилеевское водохранилище стало главным питьевым источником г. Ставрополя. Кроме того, оно стало надежным гарантом обеспечения водой Право-Егорлыкского канала, Ставропольской ГРЭС.

На р. Егорлык ниже Сенгилеевского водохранилища в последующие годы были построены Егорлыкское и выравнивающее водохранилища, на базе которых работают Сенгилеевская и Егорлыкская ГЭС.

3.6.3. Деривационный канал Баксанской ГЭС

В состав сооружений Баксанского гидроузла (рисунок 3.34) входит водосливная плотина, сифонный водосброс, отстойник, деривационный канал, бассейн суточного регулирования, напорный бассейн, холостой водосброс, напорные трубопроводы, здание станции и отводящий канал.

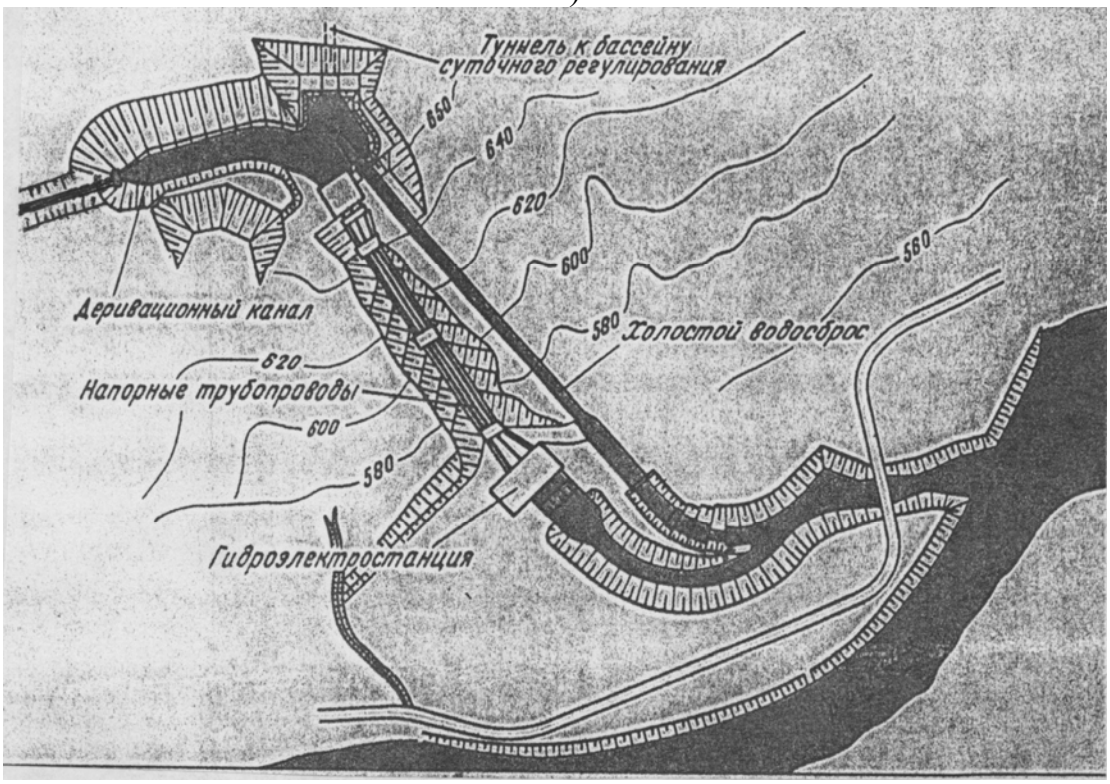
Баксанская ГЭС первоначально была введена в эксплуатацию в 1936 г. Однако в годы Великой Отечественной войны она была разрушена. Станция была полностью восстановлена в 1947 г.

Площадь водосбора р.Баксан до створа головного узла ГЭС составляет 2180 $км^2$, среднемноголетний сток – 1,05 $км^3$/год, расчетный максимальный расход через сооружение гидроузла – 680 $м^3/с$, расчетный напор ГЭС – 91,5 м, установленная мощность ГЭС – 25 МВт, среднегодовая выработка электроэнергии – 137 млн кВт ч.

Водосливная плотина (включая сифон) длиной 64,7 м имеет 2 пролета шириной по 18 м и рассчитана на пропуск 660 $м^3/с$. Сифонный водосброс с 3 рукавами обеспечивает пропуск расхода 30 $м^3/с$.

От отстойника к станционному узлу вода подается по деривационному каналу длиной 6.5 км, по 3 туннелям общей длиной 3,3 км и акведуку длиной 178 м. Расчетный расход деривационного канала составляет 35 $м^3/с$.

а)



б)

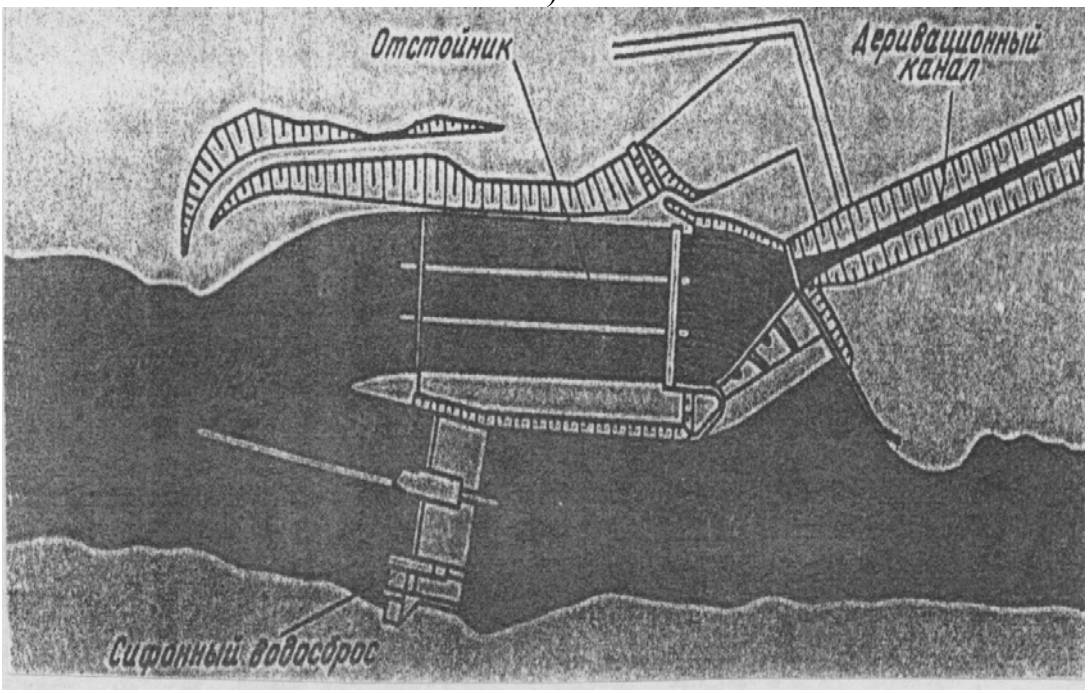


Рисунок 3.34 – Схема сооружений Баксанской ГЭС:
а – станционный узел сооружений;
б – головной узел сооружений.

3.6.4. Энергетические каналы Нижне – Черекских ГЭС

На р. Черек в Кабардино – Балкарии сооружаются Нижне - Черекские ГЭС деривационного типа: Советская и Аушигерская. Установленная мощность их составляет 120 МВт (6 агрегатов по 20 МВт). Первые гидроагрегаты этих ГЭС были введены соответственно в 1997 и 1999 гг. Схема узла сооружений Нижне – Черекских ГЭС приведена на рисунке 3.35.

В состав сооружений входят головные узлы Советской и Аушигерской ГЭС, деривационные каналы, безнапорный туннель, напорный бассейн, аварийные водосбросы, турбинные водоводы, здания ГЭС.

Подводящий канал Советской ГЭС выполнены доковой конструкции из железобетона прямоугольного сечения 6,2 × 5,2 м. длиной 2,77 км, безнапорный туннель размером 6,2 × 5,4 м протяженностью 4,45 км. Непосредственно перед напорным бассейном деривационный канал выполнен в бетонный облицовке трапецеидального сечения, шириной по дну 15,0 м, строительной высотой 4,2 м, заложением откосов 1 : 1,5 и длиной 716 м.

Деривационный канал Аушигерской ГЭС имеет общую длину около 6,2 км, выполнен в виде доковой конструкции с внутренними размерами сечения 6.9 × 5,2 м, толщиной днища 0,8 м и стеной от 0.8 м (внизу) до 0,6 м (вверху). Расчетный расход деривации составляет 65 $м^3$/с.

Деривационный канал на трассе пересекает 10 сформировавшихся водотоков. В проекте рассматривался вариант защиты канала от поверхностного стока путем устройства специальной нагорной канавы, каменных банкетов и подпорных стенок. Однако, данный вариант не был реализован, а вместо этого был принят упрощенный вариант водопропускных труб диаметром 1 м. В результате ливневых дождей в июне 1997 года, когда пошел селевой поток, канал был разрушен на длине 150 м с размывом около 6 тыс. $м^3$ качественной насыпи. Общий ущерб от ливневых дождей по каскаду ГЭС составил 10 млн. руб.

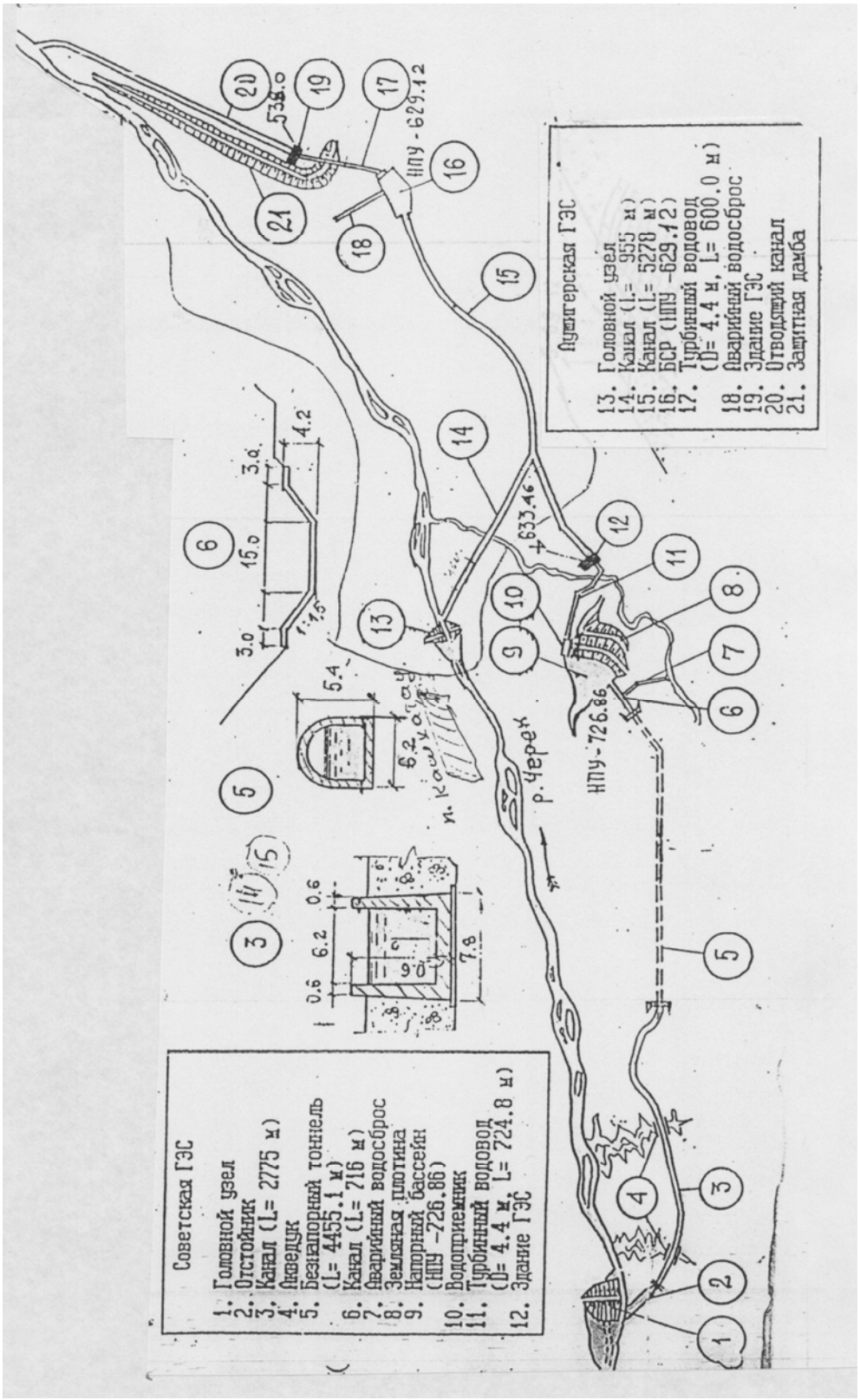


Рисунок 3.35 – Схема узла сооружений Нижне – Черекских ГЭС

ГЛАВА 4. ПРОЕКТЫ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА

4.1. Из истории разработки проектов каналов переброски стока

В конце периода проведения научно – исследовательских и проектных работ по обоснованию территориального перераспределения стока сибирских и северных рек, появились проекты подачи части волжской воды, наполненной водами Севера, на юго – запад – в Ростовскую область, Калмыкию, Ставропольский край. Для этого были запроектированы каналы Волга-Дон – II и Волга-Чограй. Судьба их напоминает первые переброски, когда из-за нерешенности явных и мнимых (надуманных) экологических проблем, строительство их было прекращено (Маслов и др., 2002,2).

Проект строительства канала Волга-Дон – II разрабатывался в соответствии с решением ГЭК Госплана СССР (постановление № 9 от 18.03.1981 г.), а утвержден Минводхозом СССР (протокол № 164 от 27.12.1985 г.).

Подготовительные работы по каналу Волга-Дон были начаты в 1984 г. Титульный список на строительство был открыт в 1987 г. по постановлению Совета Министров СССР. Ввод в эксплуатацию канала был намечен на 1994 г. В строительстве канала выделен первый пусковой комплекс стоимостью 246 млн. руб., который предусматривалось ввести в эксплуатацию в 1990 г. К 1987 г. уже был создан котлован под насосную станцию в верховьях балки Ерзовка (Брылев и др.. 1990).

Постановлением ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 14.08.1986 г. «О прекращении работ по переброске части стока северных и сибирских рек» признано целесообразным прекратить проведение проектных и подготовительных работ по переброске части стока северных рек в Волгу и обеспечить разработку мероприятий по повышению эффективности сельскохозяйственного производства без привлечения дополнительных объемов воды из других бассейнов.

В связи с этим Постановлением встал вопрос о прекращении строительства каналов Волга – Дон –II и Волга – Чограй, строительство которых было одобрено Госпланом СССР, в целях дальнейшего развития интенсификации сельскохозяйственного производства, предотвращения опустынивания и решения социально-экономических проблем районов Нижнего Поволжья, Северного Кавказа и Центрально – Черноземных областей. При этом использование волжской воды для этих целей в указанном регионе было предусмотрено только после переброски части стока северных рек в Волгу (Маслов и др., 2002, 2).

Однако строительство канала Волга –Дон – II велось вплоть по 1990 г. В этот период с новой силой разгорались дискуссии о целесообразности строительства канала. Собрались экспертные комиссии, вопрос обсуждался областными партийными и советскими органами (Брылев и др., 1990). В

результате остановились на половинчатом решении: ограничиться строительством первой очереди канала с годовым забором воды 1,8 км^3 вместо 5,0 км^3 по проекту. При этом площадь орошаемых земель сокращалась до 300 тыс. га.

В апреле 1990 г. Государственная экспертная комиссия Госплана СССР рекомендовала прекратить строительство первой очереди канала Волга – Дон –II и законсервировать его. По мнению ряда волгоградских ученых географов – экологов (Брылев и др., 1990) это обусловлено отсутствием тщательного анализа проекта с экологической точки зрения путем моделирования складывающейся ситуации вокруг создаваемой природно-технической системы.

Одновременно с прекращением работ по строительству канала Волга-Дон- II прекратились работы и по проекту Ростовско-Краснодарского канала, проектирование которого велось в комплексе работ по переброске части стока северных рек на юг страны и переброске стока из Волги в Дон.

Кроме того, в январе 1987 г. Минрыбхоз СССР в письме Совету Министров СССР выступил против строительства каналов Волга- Дон и Волга – Чограй из-за исключения переброски части стока северных рек в Волгу. Как указывалось в письме, некомпенсированное изъятие из Волги около 8 км^3 воды ухудшит условия воспроизводства рыбных запасов в Волго – Ахтубинской пойме и приведет к потере рыбохозяйственного значения уникального Каспийского бассейна.

С 1985 г. по каналу Волга- Чограй велись подготовительные работы, а после утверждения проекта в 1987 г. началось строительство канала по титульному списку как важнейшей стройки со сметной стоимостью 387 млн. руб. Продолжительность строительства была установлена в течение 8 лет.

Однако, в 1988 г. Постановлением Госплана СССР и Госстроя СССР строительство каналов Волга- Дон и Волга- Чограй было отложено до утверждения схем комплексного использования и охраны водных ресурсов Волги и Дона на период после 2000 г. При этом было отмечено, что «мероприятия по охране водной среды… в основном отвечают требованиям удовлетворительного сохранения природных ресурсов по трассе канала Волга- Чограй».

В основных направлениях развития народного хозяйства СССР на 1976 – 1980 гг., утвержденных XXV съездом КПСС, ставилась задача «Провести научные исследования и осуществить на этой основе проектных разработки, связанные с проблемой переброски части стока северных и сибирских рек в Среднюю Азию, Казахстан и в бассейн Волги».В связи с этим, ГКНТ СССР утвердил комплексную научно – техническую программу, головной организацией по которой был назначен Институт водных проблем АН СССР. Были организованы научные исследования по изучению гидравлического режима главного канала переброски, возможности орошения земель по трассе канала, прогнозу влияния переброски стока рек на природные условия.

В 1978 г. на специальном заседании Государственной экспертной комиссии рассмотрено несколько вариантов сооружения трассы канала по переброске стока вод Оби в Среднюю Азию. Был одобрен проект, по которому канал берет начало в месте слияния Иртыша с Обью у с.Белогорье и, пройдя 2300 км на юг, соединит свои воды с водами Амударьи. Предложенный вариант трассы переброски стока был подвергнут резкой критике с точки зрения недостаточного экологического обоснования (Маслов и др., том II, 2002).

Проекты поворота северных и сибирских рек на юг, не смотря на проведенные широкомасштабные исследования, оказались экологически и экономически слабо обоснованными и поэтому вызвали много критики среди ряда известных писателей, общественности и ученых. Затраты на строительство только сибирской переброски по оценкам зарубежных специалистов могли приблизиться к 100 млрд. руб. (Миклин, 1989).

4.2. Канал Волга – Дон – II

Канал Волга – Дон – II предназначен для развития орошения, водоснабжения и улучшения экологической обстановки в бассейне р.Дон и в Азовском море. Так как на Нижнем Дону в маловодные годы дефицит водных ресурсов может составлять 4,0 км^3/год и более, то это затрудняет развитие народного хозяйства, вызывает необходимость сокращения попусков воды, приводит к ухудшению условий судоходства, снижению рыбопродуктивности и нарушению санитарных требований (Маслов и др., 2002, 2).

В соответствии с решением ГЭК Госплана СССР был разработан и утвержден Минводхозом СССР в 1985 г. проект строительства канала Волга – Дон (Маслов и др., 2002).

Трасса канала проходит по участку максимального сближения между Волгой и Доном севернее г. Волгограда (рисунок 4.1). Забор воды предусматривался из залива Волгоградского водохранилища у с. Ерзовка. Общая длина трассы – 63 км. Объем переброски стока – 5,5 км^3/год. Максимальная высота подъема 81 м. расчетный расход канала – 250 м^3/с. Дополнительная площадь орошения в Волгоградской, Ростовской, Воронежской, Пензенской, Липецкой областях и Краснодарском крае составит 650 тыс. га.

Русло канала Волга – Дон пройдет по левому склону р. Ерзовка и по склону ее притока – балке Пичуга, пересечет балки Мокрая, Яранцева и Макитра. Далее трасса канала идет по балке Белоконева, затем волжская вода устремится в туннель, выполненный в три нитки диаметром 4,8 м каждая. Выйдя из туннеля, трасса идет вновь открытым каналом по русловой части балки Грачева, после чего водный поток поступает в водохранилище с гидроузлом. Всего таких водохранилищ по трассе донского склона будет три. На базе этих водохранилищ будут сооружены три гидроэлектростанции суммарной мощностью 112 тыс. кВт. Завершится трасса канала участ-

ком сопряжения с Цимлянским водохранилищем на р. Дон (Урванцев, 1987).

По проекту параметры канала были приняты следующими : максимальная глубина h_{max} = 7,75 м, уклон i = 0,00002, коэффициент заложения откосов m = 4,0, параметр формы русла $\beta = b/h_{ср}$ = 18 и угол заложения откосов $\varphi = 13^0$, которые являются предельными значениями устойчивых русел каналов. На основе анализа и обобщения имеющихся материалов исследований (Каракумского канала и Волго – Донского судоходного канала) в проекте при гидравлическом расчете принято значение коэффициента шероховатости n = 0,0250 (Васильев и др., 1985).

Подводящий и водораздельные каналы проектировались соответственно в щебеночной и бетонной облицовке. Часть водораздельного канала (на донском склоне) проектировалась в земляном русле. Ширина канала по дну изменяется от 20 до 40 м, заложение подводных откосов 1:3 – 1:5. Расчетный расход канала в летнее время 244 $м^3/с$, зимой – 125 $м^3/с$. Средние скорости воды в канале в бетонном русле – 1,5 м/с, в земляном – 0,5 – 0,6 м/с (Смирнова и др., 1988).

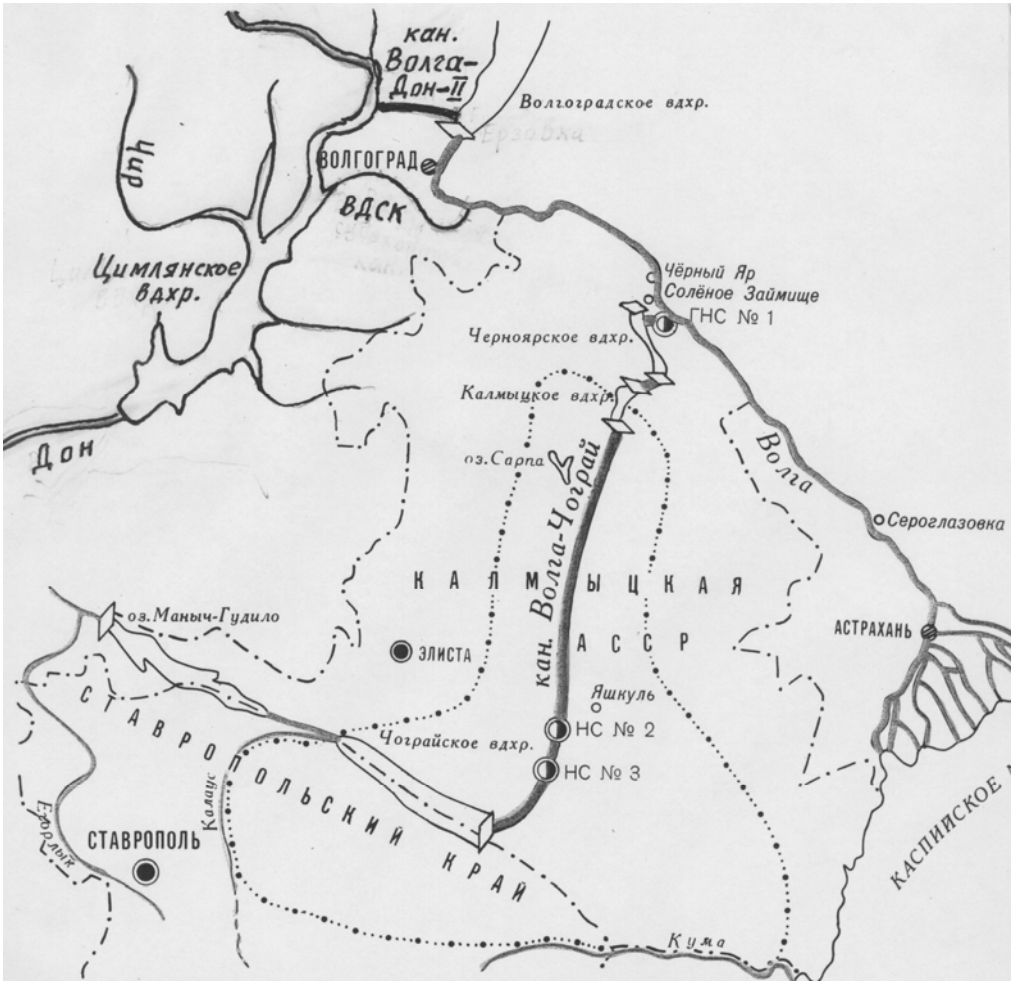


Рисунок 4.1 – Схема каналов Волга – Дон – II и Волга - Чограй

Основные элементы тракта канала Волга – Дон – II:

- подводящий канал К-1 вместе с заливом от Волгоградского водохранилища до насосной станции № 1;
- канал К-2 от насосной станции №1 до гидроузла №0;
- узел, состоящий из подводящего канала водозабора и водоспуска насосной станции;
- канал №3, 4, 5 и канал №6, сопрягающий тракт переброски с р.Дон (Цимлянским водохранилищем);
- гидроузлы № 0, № 1 и 2 на Донском склоне.

Таким образом, в общий комплекс канала входят: подводящий канал, насосная станция, напорные трубопроводы, водораздельный облицованный канал К – 2 и сбросной канал с двумя водохранилищами на нем. Канал К – 2 предусматривался в облицовке из монолитного бетона толщиной 20- 30 см по полиэтиленовой пленке. Основные гидравлические характеристики каналов приведены в таблице 4.1.

Сооружения системы переброски части стока из р. Волги в р. Дон по каналу Волга – Дон могут быть использованы также для нужд энергетики. Предполагалось рассмотреть вариант сооружения насосно – аккумулирующей электростанции (НАЭС) в створе проектируемой насосной станции между каналами К – 1 и К – 2, а также возможность участия НАЭС в запроектированных ГЭС в покрытии графика нагрузки (Васильев, Алтунин и др., 1985).

Канал Волга – Дон на своем протяжении пересекается с большим количеством местных водотоков, расходы которых пропускаются непосредственно в канал. В этом случае возможны различные варианты сопряжения потоков – от простого слияния до сопряжения бурного потока со спокойным.

В процессе проектирования канала целым рядом институтов – ВНИИГиМ, ЦНИИКиВР, ЛПИ, МИСИ им. Куйбышева, Союзгипровхоз, Харьковский отдел ВНИИ ВОДГЕО, выполнен комплекс исследований по обоснованию проектных решений (Васильев, Алтунин и др., 1985).

Для оценки условий работы водозабора в канал изучались различные процессы в Волгоградском водохранилище: переработка берегов от воздействия ветровых волн, стоковые и вдольбереговые течения, возникающее от прибоя при ветровых волнениях.

Для расчета равномерного режима движения воды в канале определялись:

- допускаемые (неразмывающие) скорости в канале для участков с несвязными и связными грунтами, а также для облицованных участков канала с учетом мутности потока;
- коэффициенты шероховатости русла канала;
- форма сечения канала для различных участков канала;

Таблица 4.1 – Гидравлические характеристики основных элементов тракта канала Волга – Дон – II

Каналы	L, м	i	m	n	I очередь					II очередь				
					Q, $м^3/с$	b, м	h, м	$H_{стр}$, м	υ, м/с	Q, $м^3/с$	b, м	h, м	$H_{стр}$, м	υ, м/с
К-1	3700	0,000023	4	0,020	281/136	20	6,0	11,0	0,63	813/408	55	10,4	12,4	0,78
К-2	7400	0,0001	3	0,014	281/136	24	4,75	27,0	1,57	813/408	24	8,2	9,7	2,06
К-3	3150	0,00002	4	0,020	250/136	20	7,75	27,5	0,63	745/408	50	10,1	12,1	0,77
К-4	7750	0,00002	4	0,020	250/136	20	7,75	27,5	0,63	745/408	50	10,1	12,1	0,77
К-5	5950	0,00002	4	0,020	250/136	20	7,75	27,5	0,63	745/408	50	10,1	12,1	0,77
К-6 I уч.	10950	0,00002	4	0,020	250/136	20	7,75	17,4	0,63	745/408	50	10,1	17,4	0,77
К-6 II уч		0,0002	4	0,020	250/136	118	3,75	5,75	0,51	745/408	352	3,52	3,72	0,53
Туннель	13200			0,012	250/136	4,85	4,85		4,51	745/408	6,8	6,8		6,80

- параметры канала на переходных участках с различными видами грунта.

Рассматривался также вопрос гидравлического расчета участков поворота канала. При этом учитывалось воздействие поперечных циркуляций потока на ложе канала, осуществлялся выбор варианта и определялась протяженность крепления на участках с несимметричной в плане эпюрой распределения скоростей.

На основе анализа и обобщения данных натурных исследований на действующих крупных каналах и с учетом принятых конструктивных решений канала Волга – Дон, а также местных климатических условий разрабатывались рекомендации по гидравлическому расчету при наличии ледяного покрова и оптимальному зимнему режиму канала.

Изучались также численным методом и экспериментально на физических моделях нестационарные течения при эксплуатации канала:

- неустановившиеся движения, возникающие при прохождении по каналу ливневого либо весеннего паводков, способного приводить к повышению скоростей течения в канале;

- неустановившееся движения, возникающие при изменении расхода воды через водопропускные сооружения (ГЭС, НС), включая режим изменения расхода от расчетного значения до нуля (аварийный случай – потеря привода);

- при сложном маневрировании расходов водопропускных сооружений, приводящие к возникновению и наложению волновых течений разных типов (столкновение волн).

Важным направлением исследований являлось уточнение гидравлического режима водозаборных и водопропускных сооружений (ГЭС, НС); расчеты общих деформаций русла канала при увеличении скорости течения; изучение гидравлики сопряжения канала К – 6 с Доном (Цимлянским водохранилищем) и разработка мероприятий по предотвращению русловых деформаций концевой части канала Волга – Дон, примыкающих берегов Цимлянского водохранилища и поймы р. Дон.

Известно, что при эксплуатации каналов возникают серьезные затруднения от биопомех при зарастании высшей водной растительностью, нитчатыми водорослями, обрастании моллюском – дрейссеной, а также ухудшение качества воды при массовом развитии фитопланктона («цветении») и т.д.

Институтом ВНИИВО (Смирнова и др., 1988) проведены гидробиологические исследования в связи с проектированием канала Волга – Дон. Установлено, что при эксплуатации канала Волга – Дон, так как Волгоград-

ское и Цимлянское водохранилища продолжительное время связываются трассой Волго - Донского судоходного канала, способствующее общности видового состава гидробионтов обеих водоемов, произойдут лишь перестройки в составе массовых гидробионтов, изменится их численность. По мере прохождения канала доминирующее положение в фитопланктоне канала будет переходить к диатомовым, как более приспособленным к течению. Роль сине – зеленых водорослей, тяготеющих к стратифицированным малоподвижным водам, будет уменьшаться. Значительные изменения в фитопланктоне произойдут после прохождения насосной станции. При ее проектируемых параметрах количество сине – зеленых водорослей за насосной станцией снизится на 56 %, а диатомовых – на 22 %. Далее по каналу уменьшение сине – зеленых водорослей будет продолжаться под влиянием течения, сравнительно низкой (до 0,7 м) прозрачности воды и фитопланктоном будет включать, в основном, диатомовых с примесью зеленых и сине – зеленых с общей биомассой до 3 -5 мг/л.

Бетонное покрытие в канале Волга – Дон будет способствовать развитию фитобентических обрастаний. Их развитие будут лимитировать проектируемые скорости в канале, достигающие 1,5 м/с. На участке со щебеночным покрытием возможно развитие зеленых нитчатых водорослей (кладофоры, спирогиры, улотрикса). Биомасса обрастаний не превысит 20 г/м^2.

Проектируемый режим течения будет обеспечивать хорошую аэрацию вод, что, в свою очередь, обусловит высокий уровень деструкционных процессов. Произойдет коренная перестройка в структуре зоопланктонных ценозов. Количество разрушающего зоопланктона будет больше, чем создаваемого в канале.

Расчеты, выполненные ВНИИВО, показали, что при прогнозируемом уровне развития фитопланктона в канале, креплении его откосов бетоном и щебнем, а также с учетом технологических параметров, к конечному створу канала произойдет снижение БПК до 3,8 г O_2/м^3, однако этот уровень будет выше нормативного как для хозяйственно – питьевого, так и рыбохозяйственного использования. Для снижения органического загрязнения канала необходимы водоохранные мероприятия, в частности, береговое биоплато и противопланктонная защита головного водозабора (Смирнова и др., 1988).

Строительство канала Волга – Дон –II проводилось с 1987 г. вплоть до 1990 г. Был построен участок канала, на котором выполнялась противофильтрационная облицовка всего русла бетоноукладочным комплексом (рисунок 4.2). Однако в 1990 г. строительство канала было остановлено, а в дальнейшем и законсервировано (Брылев и др., 1990).

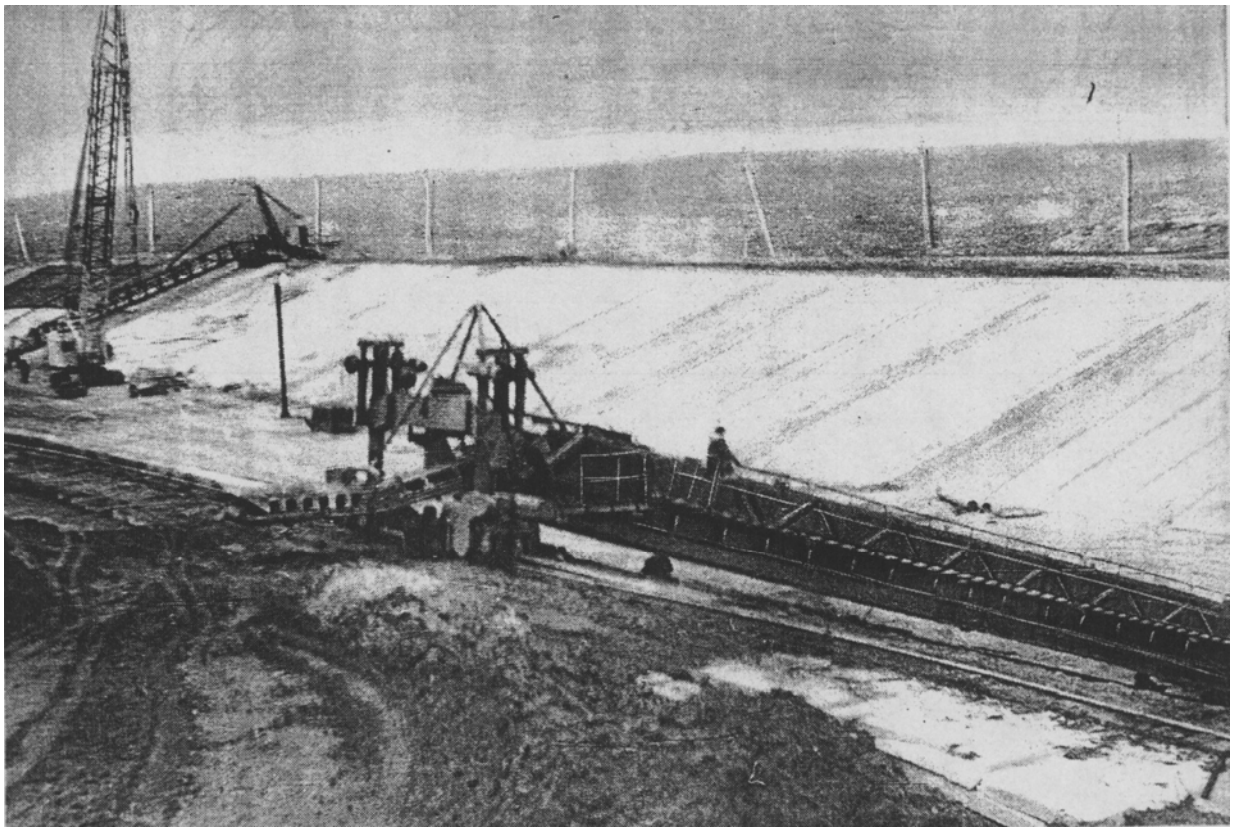


Рисунок 4.2 – Строительство канала Волга – Дон – II

4.3. Канал Волга – Чограй

Проект канала Волга – Чограй утвержден 4 ноября 1987 г. Схема трассы канала показана на рисунке 4.1, а продольный профиль – на рисунке 4.3, б.

Основные параметры канала: длина 351 км, расход I – ой очереди строительства 90 $м^3/с$, последующей очереди – 250 $м^3/с$, ширина по дну 25 м, глубина 4,5 м, средняя скорость течения 0,43 м/с, уклон дна канала 0,00003, коэффициент шероховатости 0,0250; годовой забор воды 1,9 $км^3$. Типовое сечение канала представлено на рисунке 4.3,а. В таблице 4.2. приведены основные гидравлические элементы канала I – ой очереди строительства и в перспективе.

Таблица 4.2 – Гидравлические элементы канала Волга – Чограй

Очередь строительства	Q, $м^3/с$	i	m	n	b, м	h, м	$H_{стр,}$ м	υ, м/с
I – ой очередь	90	0,0003	4,5 10	0,025	25	4,5	5,5	0,43
Перспектива	250	0,0003	4,5 10	0,025	38	6,5	7,5	0,57

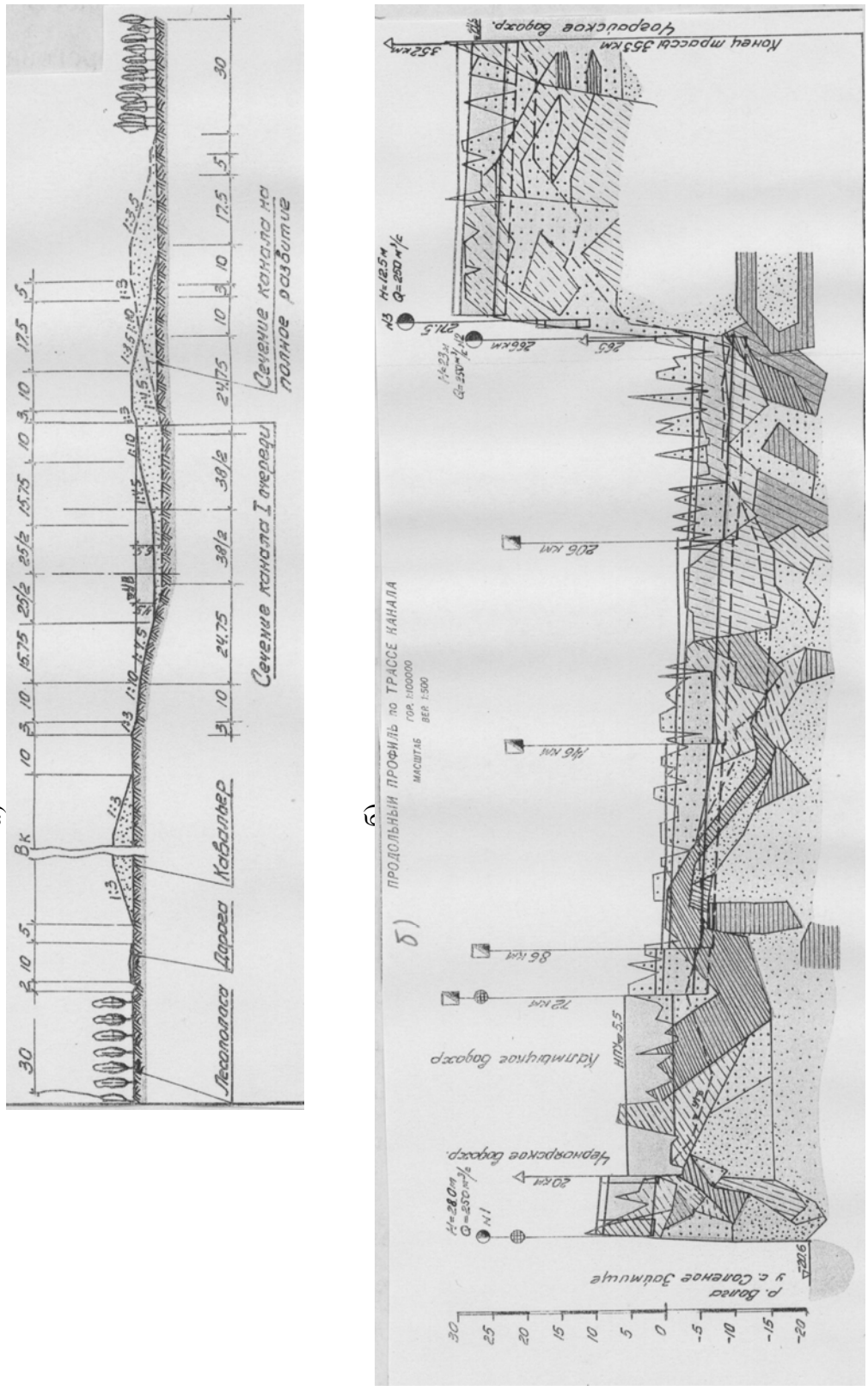


Рисунок 4.3 – канал Волга – Чограй:
а – типовое сечение; б – продольный профиль

Канал предназначен для орошения 248 тыс. га, в том числе в Ставропольском крае 173 тыс. га, в Калмыкии - 59 тыс. га, Дагестане – 16 тыс. га, а также для сельскохозяйственного водоснабжения (Маслов и др., 2002,2).

Водозабор в канал осуществляется из р. Волги у с. Соленое Займище. Головная насосная станция производительностью 100 $м^3$/с и напором 28 м с рыбозаградителями подает воду в головной участок канала Волга – Чограй. В режиме работы головной насосной станции для сохранения молоди рыб предусмотрен перерыв сроком до трех месяцев (с 20 мая по 20 августа) – на период ската молоди осетровых. В этот период водоподачу на орошение предполагается осуществлять из Чограйского и Калмыцкого водохранилищ (Канал Волга – Чограй, 1983, 1984).

Головной участок канала протяженностью 17,8 км подает воду от головной насосной станции в существующее Черноярское водохранилище. Юго – западнее от него намечается построить Калмыцкое водохранилище полезной емкостью 480 млн. $м^3$. Оба водохранилища – Черноярское и Калмыцкое , будут соединены прокопом протяженностью 8,0 км и шириной 100 м, которые должны работать совместно.

Водозабор расходом 90 $м^3$/с из Калмыцкого водохранилища в продолжение канала Волга – Чограй (72 км от головы) осуществляется посредством водозаборного шлюза, оборудованного затворами и рыбозаградителем. От водозаборного шлюза в южном направлении отойдет канал Волга – Чограй. Трасса его пройдет по центральным районам Калмыкии вблизи населенных пунктов: Сарпа, Шорник – Кеу, Зюнгар и Яшкуль.

В целях недопущения подтопления, заболачивания и засоления прилегающих территорий на участке канала длиной 98 км включена противофильтрационная облицовка, а также дренаж по всей его длине. Для миграции сайгаков в местах массовых путей предусмотрено 43 специальных перехода в виде крепленных участков бортов канала гравийно – песчаной смесью общей протяженностью 27 км (Маслов и др., 2002,2).

На 266 км канал подходит к возвышенности – отрогу Ергенинского плато, за которым в Манычской впадине расположено Чограйское водохранилище. В этом месте запроектировано строительство стационарной насосной станции № 2, поднимающей воду на высоту 23,1 м, далее на 271,5 км должна быть построена насосная станция № 3, поднимающая воду еще на 12,4 м. Расход обеих станций по 90 $м^3$/с. От НС № 3 канал поворачивает в западном направлении, огибая возвышенность, и на 353 км впадает в Чограйское водохранилище с помощью сопрягающего сооружения.

Проведенные в 1987 г. в НИМИ исследования по определению параметров устойчивого русла канала Волга – Чограй для связных и несвязных грунтов представлены в таблице 4.3. Согласно проведенных расчетов для значений расходов от 88 до 93 $м^3$/с (I очередь строительства) устойчивые параметры поперечного сечения соответствуют относительной ширине канала по урезу B/h_{max} от 8,8 до 14,4. При этом коэффициент шероховатости русла получен в диапазоне n = 0,0226 – 0,0337, что несколько выше проектного значения, а уклон дна – i = 0,0000295 – 0,0000309, практически

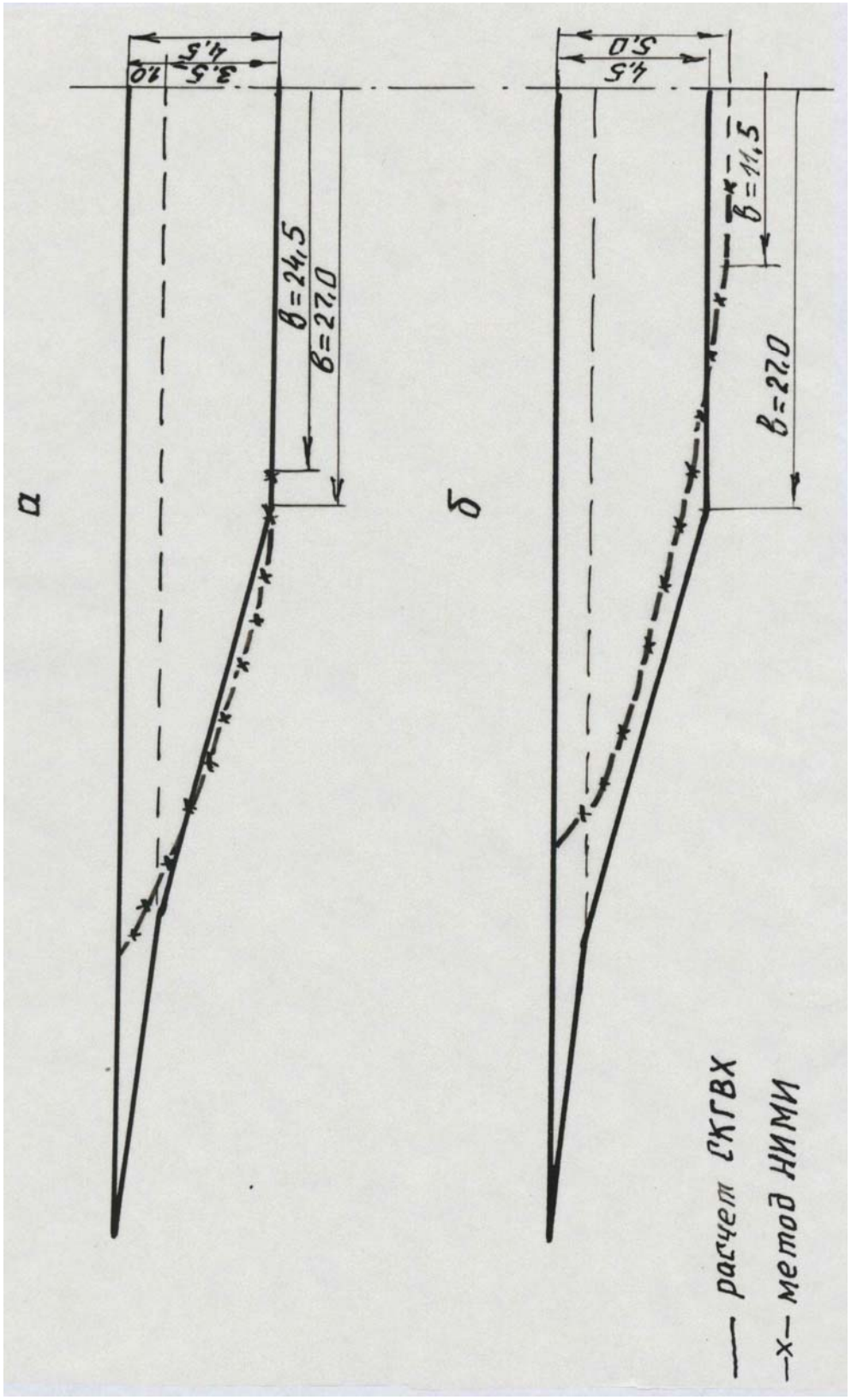


Рисунок 4.4 – Поперечные сечения канала Волга-Чограй
а- в несвязных грунтах; б – в связных грунтах

Таблица 4.3 – Расчетные параметры канала Волга – Чограй по методу НИМИ (Лобанов, 1995)

Q, $м^3/с$	h_{max}, м	$h_{ср}$, м	b, м	υ, м/с	B, м	ω, $м^2$	R, м	C, $м^{0,5}/с$	i	n	B /h_{max}
связные грунты											
88,13	4,50	3,52	22,0	0,40	62,50	220,1	3,44	39,76	0,0000295	0,0330	13,89
93,59	4,50	3,56	24,4	0,40	64,95	231,1	3,47	39,23	0,0000307	0,0337	14,43
90,39	4,50	3,69	26,7	0,48	51,25	189,1	3,55	45,66	0,0000309	0,0279	11,39
89,40	4,50	3,62	25,3	0,44	56,12	203,1	3,51	42,81	0,0000301	0,0302	12,47
несвязные грунты											
89,15	4,50	3,58	24,5	0,44	56,23	201,0	3,48	43,29	0,0000301	0,0297	12,50
связные грунты											
91,18	5,00	3,54	27,4	0,45	57,38	203,0	3,44	44,35	0,0000298	0,0287	11,48
93,45	5,00	3,75	14,9	0,56	44,16	165,7	3,58	54,05	0,0000303	0,0226	8,83
92,16	5,00	3,63	11,6	0,52	48,88	177,9	3,51	49,98	0,0000307	0,0248	9,78

полностью соответствующим принятому в проекте (таблица 4.2). Полученные устойчивые профили канала Волга – Чограй приведены на рисунке 4.4.

С 1985 г. по каналу Волга – Чограй велись подготовительные работы, были созданы строительные организации. Строительство канала было начато в 1987 г. и было остановлено в 1988 г. по Постановлению Госплана СССР Госстроя СССР до утверждения схем комплексного использования и охраны водных ресурсов Волги и Дона на период после 2000 г. (Маслов и др., 2002,2).

4.4. Ростовско – Краснодарский канал

Проект Ростовско – Краснодарского канала (РКК) выполняли институты Союзгипроводхоз и Южгипроводхоз в связи с разработкой ТЭО первой очереди переброски части стока северных рек на юг страны. Схема рассмотренных вариантов РКК приведена на рисунке 4.5.

В геологическом отношении территория, по которой проходит трасса РКК, относится к Западному Предкавказью. Покатая, местами всхолмленная равнина, расчлененная долинами верховий степных рек, имеет сглаженные формы рельефа. Северная часть территории расположена на широкой пойменной террасе р.Дон, южная часть образована террасами р.Кубани.

РКК предназначался для орошения 1026 тыс. га земель, из них 660 тыс. га в Краснодарском крае, 366 тыс. га в Ростовской области.

Подача воды в РКК рассмотрена из двух источников: Веселовского водохранилища на р. Западный Маныч и непосредственно из р. Дон. Водоподача в РКК из Веселовского водохранилища предусмотрена в 4 вариантах.

Трассировка РКК рассмотрена в двух вариантах: по водораздельному плато Азовско – Кубанской равнины (вариант I) на высотных отметках уровня воды в канале 94 – 104 м и трассе вдоль Азовского моря на высотных отметках 10 – 45 м (вариант YII) с последующей подачей воды на командные отметки водораздельного плато. Водозабор по I варианту трассы осуществляется из Веселовского водохранилища, а по YII варианту из р. Дон. Вариант I при проложении канала представлен в трех подвариантах трасс, имеющих единый головной водозабор.

В качестве основного варианта трассы канала принят вариант I, как наиболее экономичный. По этому варианту трасса РКК имеет направление с севера на юг. Протяженность трассы 236,6 км. Водозабор осуществляется из Веселовского водохранилища с помощью головной насосной станции на расход Q = 682 $м^3$/с, напор H = 85 м. Участок канала с 6 км до 168 км самотечный. Далее устраивается Новопокровская насосная станция с водоподъемом 27,5 м, производительностью Q = 123 $м^3$/с на отметку 114,5 м. Затем до р.Кубань вода в канале подается самотеком. На 195 км трасса пересекает р. Челбас с помощью дюкера.

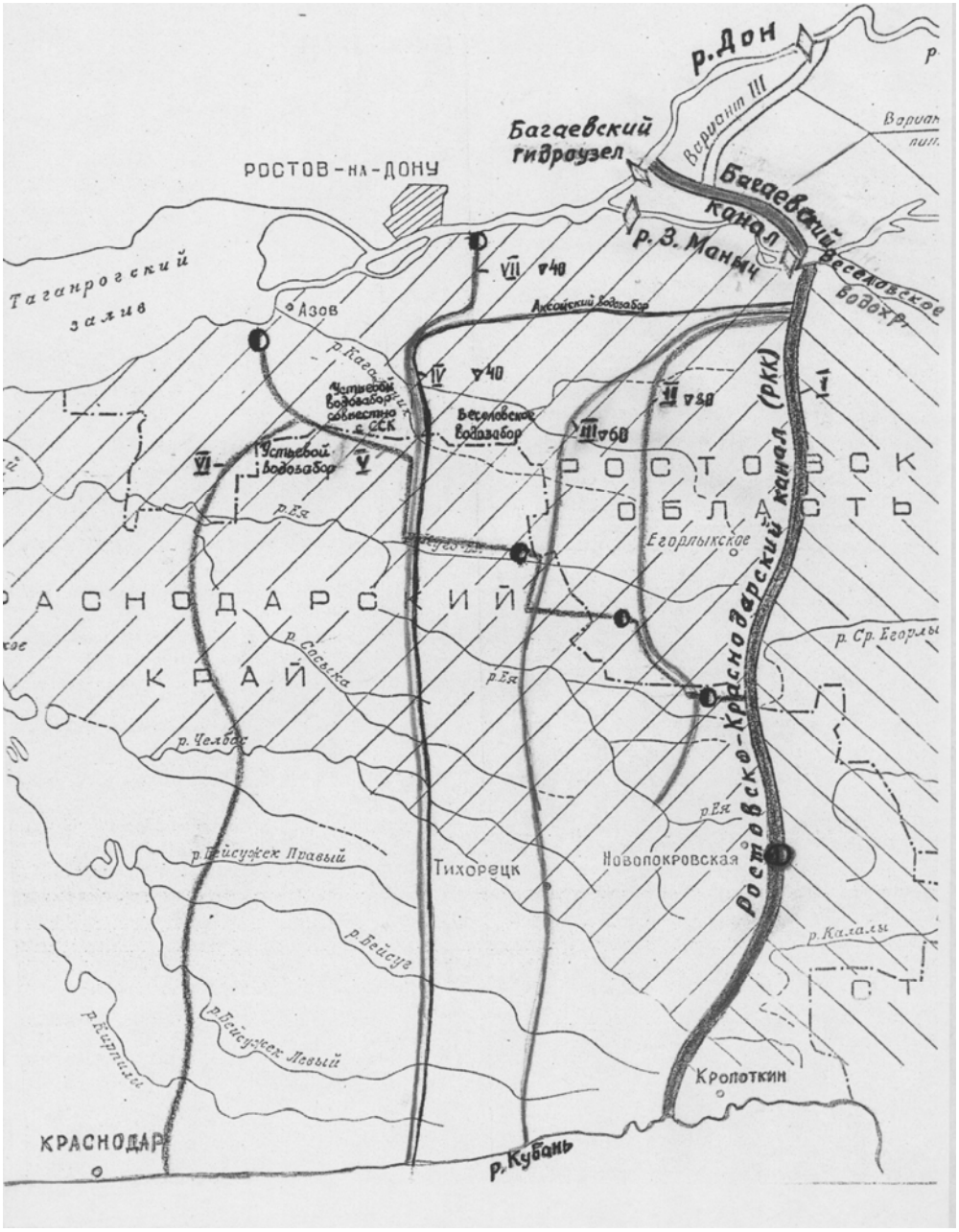


Рисунок 4.5 – Схема вариантов Ростовско – Краснодарского канала

Типовые поперечные сечения канала в различных условиях трассы представлены на рисунках 4.6 и 4.7.

Головной участок I – ой очереди строительства от 0 до 56,3 км рассчитан на расход 230 м^3/с, уклон дна канала принят 0,00004, ширина по дну 16,0 м, глубина 6,8 м. Вторая очередь строительства имеет расход 800 м^3/с с увеличением ширины канала по дну до 48,0 м, глубины до 10,7 м. Данные по гидравлическим элементам канала на других участках приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Гидравлические элементы РКК для I – ой и II – ой очереди строительства

Участок канала, км	Q, $м^3/с$	i	b, м	h_0, м	n	υ, м/с
I очередь строительства						
0-56,3	230	0,00004	16,0	6,8	0,02	0,80
56,3-119	160	0,00005	13,0	5,5	0,02	0,78
II очередь строительства						
0-56,3	800	0,00002	48,0	10,7	0,02	0,82
56,3-119	550	0,000022	34,0	9,6	0,02	0,79
119-178	260	0,00004	17,0	7,0	0,02	0,81
178-212,5	170	0,000048	14,0	5,8	0,02	0,77
212,5-239	80	0,00008	9,5	4,0	0,02	0,80

Союзгипроводхозом были проведены расчеты потерь на фильтрацию из РКК для схемы подпертой фильтрации, которые представлены в таблице 4.5. Грунт в основании канала соответствовал глинистому, коэффициент фильтрации которого принимался равным $к_ф$ = 0,5 м/сут.

Таблица 4.5 – Результаты расчета потерь на фильтрацию по участкам I – ой очереди РКК

Участок канала, км	Длина участка, м	Длина распространения подпора, м	Потери воды с 1 п.м канала , $м^2$/сут. с 1 п.м	Общие потери воды при фильтрации с подпором на участке , $м^3$/сут
1	2	3	4	5
6-10,4	4400	1237	1,58	6952
10,4-11,8	1400	24,25	8,74	12249
11,8-14,4	2600	1073	0,79	2054
14,4-69,6	55200	-	0	0

Продолжение таблицы 4.5

1	2	3	4	5
69,6-70,6	1000	34,5	1,13	1130

70,6-71,8	1200	37,5	1,18	2160
71,8-73,7	1900	-	0	0
73,7-74,4	3100	31,0	0,716	2220
76,6-79,0				
79,0-97,6	18600	-	0	0
97,6-98,0	400	23,5	8,58	3472
98,0-107,0	9000	-	0	0
107,0-107,6	600	28,5	1,51	906
116,0-116,4	400	27,0	2,23	890
116,4-119,0	1000	28,0	3,2	3200
119,0-120,0				
			Всего	35233

Данные проведенных расчетов показывают, что наибольшие фильтрационные потери на I – ой очереди РКК получены на участках канала от 6 до 10,4 км, 10,4 – 11,8 км, 11,8 – 14,4 км, 70,6 – 71,8 км, 73,7 – 79,0 км, 97,0 – 98,0 км и 112,4 – 120,0 км. На некоторых участках канала (14,4 – 69,6 км, 71,8-73,7 км и других) вследствие высокого стояния уровня грунтовых вод выше подошвы канала потери будут отсутствовать. Суммарные потери на всем протяжении I – ой очереди канала будут равны 35233 $м^3$/сут или 0,408 $м^3$/с, что составляет незначительную долю от головного расхода канала (около 0,2 %). Несмотря на это, на двух участках канала с большими удельными потерями (10,4 – 11,8 км и 97,6 – 98,0 км) следует рекомендовать устройство противофильтрационных облицовок. 71,8-73,7 км и других) вследствие высокого стояния уровня грунтовых вод выше подошвы канала потери будут отсутствовать. Суммарные потери на всем протяжении I – ой очереди канала будут равны 35233 $м^3$/сут или 0,408 $м^3$/с, что составляет незначительную долю от головного расхода канала (около 0,2 %). Несмотря на это, на двух участках канала с большими удельными потерями (10,4 – 11,8 км и 97,6 – 98,0 км) следует рекомендовать устройство противофильтрационных облицовок.

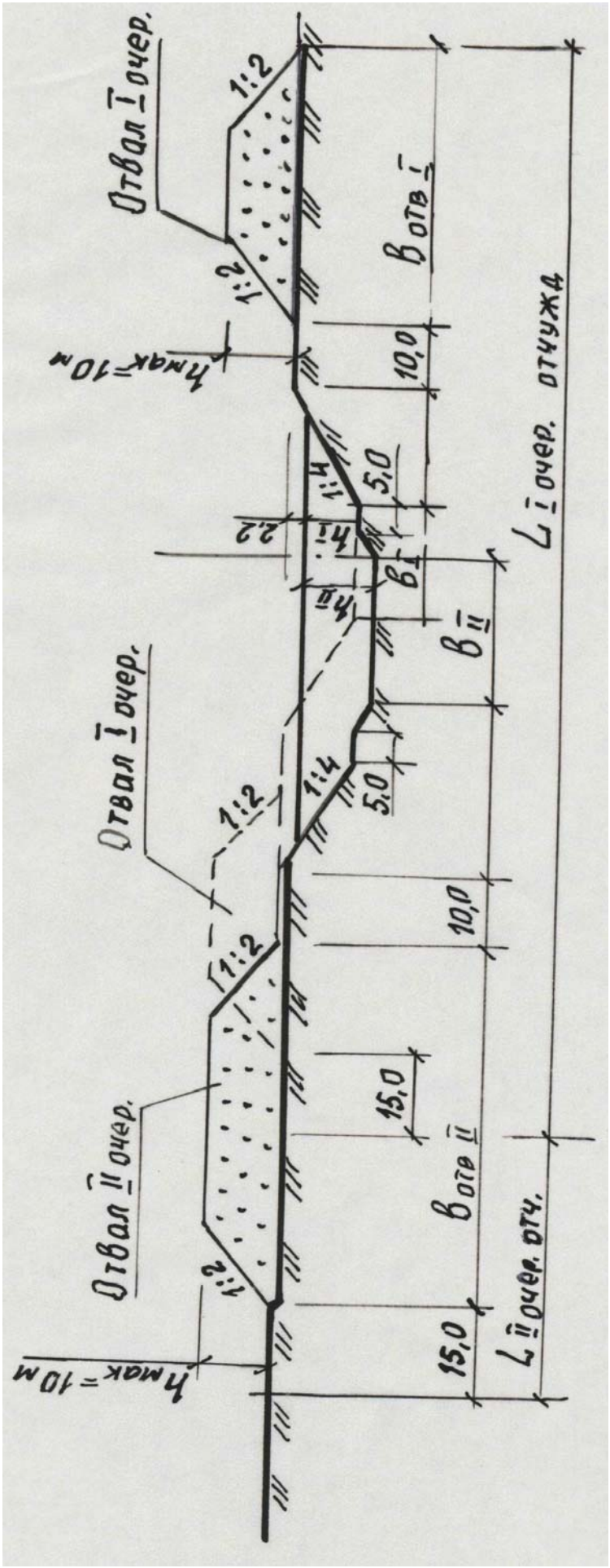


Рисунок 4.6 – Типовое сечение РКК в выемке

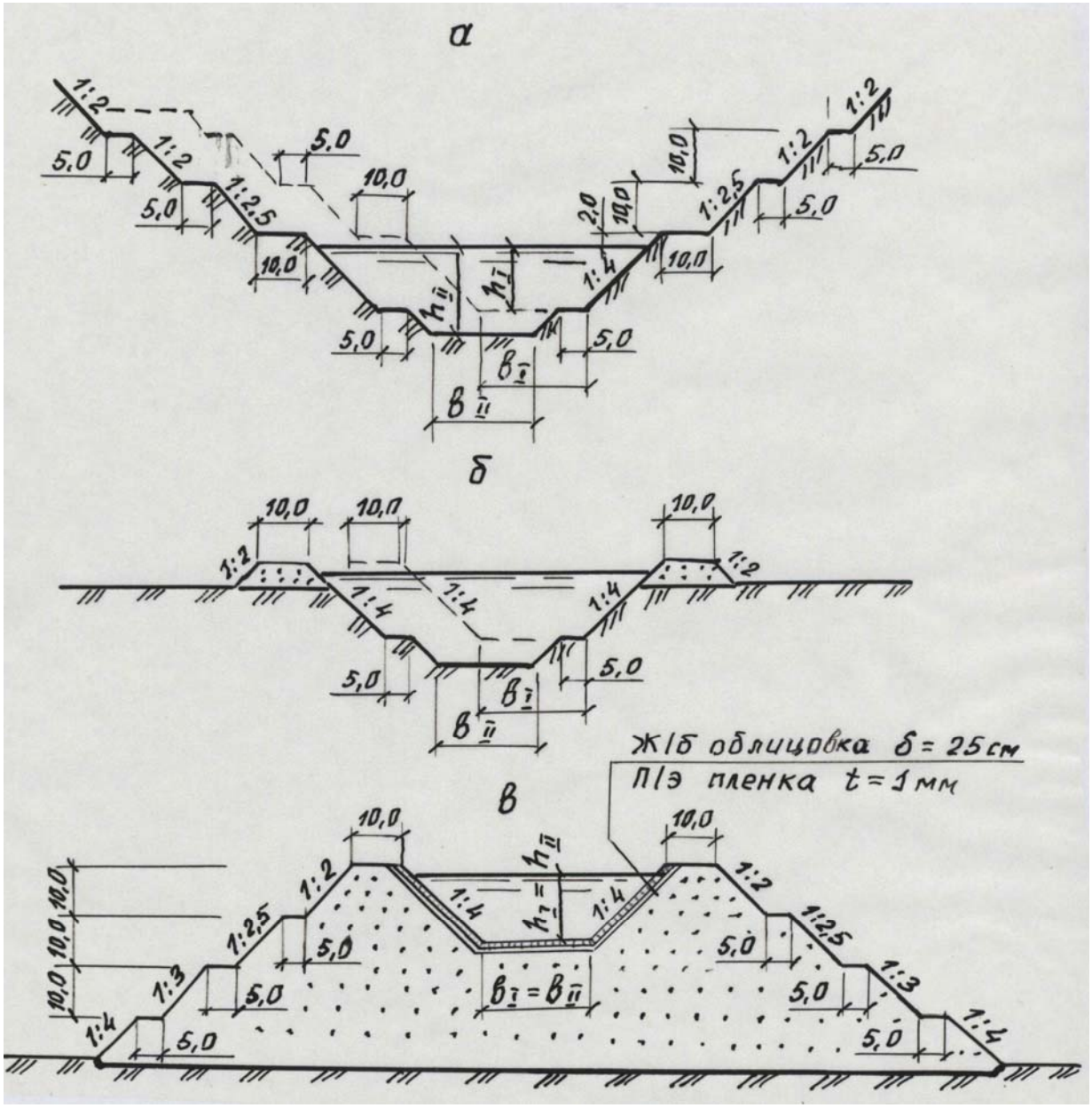


Рисунок 4.7 – Типовые сечения РКК
а – в глубокой выемке,
б- в полувыемке-полунасыпи,
в – в насыпи.

4.5. Багаевский канал

Проект Багаевского канала разрабатывался Союзгипроводхозом как один из вариантов головного питания Ростовско – Краснодарского канала (рисунок 4.5).

В связи с переброской значительного объема водных ресурсов из Веселовского водохранилища по Ростовско – Краснодарскому каналу до 2 км^3/год для I – ой очереди строительства и более 5 км^3/год для II – ой очереди предусматривается компенсация стока р.Западный Маныч за счет подачи воды по проектируемому Багаевскому каналу из р. Дон (рисунок 4.5).

Для забора воды в канал осуществляется проектирование Багаевского гидроузла на р.Дон у ст.Багаевской, где отметка НПУ устанавливается равной 4,0 м. Подача воды по каналу длиной 44,6 км производится самотечно на всем протяжении до Веселовского водохранилища. Однако непосредственно у водохранилища, отметка НПУ которого, составляющая 10,0 м, выше отметки дна канала на 15,0 м, устраивается насосная станция. Канал на протяжении 17,5 км проходит по пойме Дона.

Типовое поперечное сечение Багаевского канала приведено на рисунке 4.8, а в таблице 4.6. – основные гидравлические характеристики канала.

Таблица 4.6 – Гидравлические характеристики Багаевского канала

Q, м^3/с	i	b, м	h_0, м	n	υ, м/с	Очередь строительства
250	0,00001	35	6,0	0,0225	0,8	I
1100	0,00001	215	6,0	0,0225	0,8	II

По I- ой очереди Багаевского канала предполагается пропускать расход 250 м^3/с с увеличением до 1100 м^3/с на II – ой очереди строительства. На первых 17,5 км сечение канала выполняется в полувыемке - полунасыпи, а на остальной части до Веселовского водохранилища – в выемке. Уклон дна канала принят равным i = 0,00001, ширина канала по дну для I – ой очереди b = 35 м с последующим расширением до b = 215 м. Глубина канала h_0 = 6,0 м, средние скорости течения υ = 0,3 м/с, коэффициент заложения откосов мокрого m = 3,0 и сухого m = 1,5 остаются неизменными для двух очередей строительства. При пропуске форсированных расходов по каналу $Q_ф$ = 280 м^3/с по I – ой очереди и $Q_ф$ = 1263 м^3/с по II – ой очереди глубина в канале увеличится соответственно до значений $h_ф$ = 6,5 м и $h_ф$ = 6,8 м.

Следует отметить, что проект строительства Багаевского гидроузла и канала вызвал серьезные возражения среди некоторых ученых и общественности, как экологически недостаточно обоснованный. Создание этого комплекса могло бы привести к значительному подтоплению грунтовыми водами поймы Дона и, как следствие, к уничтожению пойменных лугов.

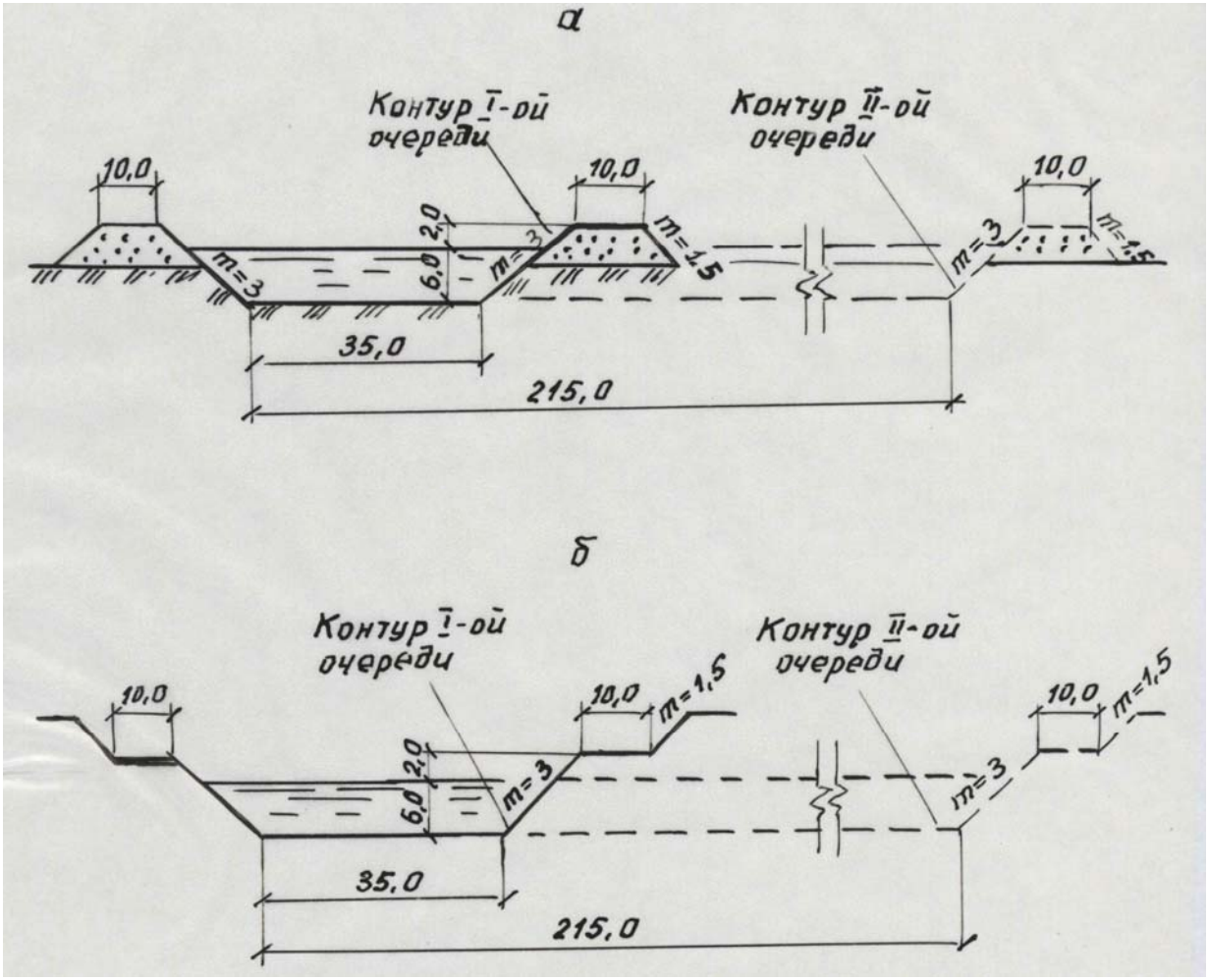


Рисунок 4.8 – Типовые поперечные сечениями Багаевского канала:
а – в полувыемке – полунасыпи,
б – в выемке.

4.6. Северо – Ставропольский канал

Обширные южные районы Европейской части страны, расположенные на территории Восточного Маныча и Прикаспийской низменности в пределах северо – восточных районов Ставропольского края, центральных и юго-восточных районов Калмыки и северо-западных районов Дагестана общей площадью 6,0 млн. га могут быть превращены в регион, способный резко увеличить производство сельхозпродукции.

Крайняя засушливость климата, отсутствие в достаточном количестве качественных природных источников поверхностных и подземных вод, способных удовлетворить насущные нужды народного хозяйства и, в первую очередь, населения и животноводства, сдерживают дальнейшее развитие этих районов. Засухи, которые здесь повторяются каждый третий год, наносят урон сельскому хозяйству и особенно животноводству.

Еще в середине 60-х годов сюда была подана терская вода по Терско-Кумскому каналу протяженностью 150,3 км и далее по Кумо – Манычскому

каналу протяженностью 96,7 км. В 1970 году построено Чоградское водохранилище, которое наполняется за счет стока по Кумо – Манычскому каналу. В настоящее время, из-за дефицита водных ресурсов в р.Терек, в Чоградское водохранилище пресные терские воды подаются в недостаточном объеме и оно в значительной степени наполняется сильноминерализованной кумской водой. В результате наблюдается повышенная минерализация воды в водохранилище, которая колеблется от 1,0 до 3,5 г/л. Такая вода с высокой минерализацией вынужденно подается для питьевого водоснабжения г.Элисты и других населенных пунктов, а орошение его приводит к засолению земель.

В связи с этим, институтом Союзгипроводхоз совместно с Севкавгипроводхозом выполнялся проект Северо – Ставропольского канала, как одного из вариантов переброски стока из Волги в Чоградское водохранилище. Согласно этого варианта волжская вода подается от Волгоградского водохранилища по каналу Волга –Дон –II, Цимлянскому водохранилищу, р.Дон, Багаевскому каналу, Веселовскому, Пролетарскому водохранилищам и затем по Северо – Ставропольскому каналу в Чоградское водохранилище (рисунок 4.9) общей протяженностью 873 км. Схематический профиль всего тракта переброски стока приведен на рисунке 4.10.

Водозабор непосредственно в Северо – Ставропольский канал осуществляется из Пролетарского водохранилища и далее канал основной магистралью проходит по левобережью долины р.Западный Маныч и впадает в Чоградское водохранилище. А другой ветвью соединяется с Право - Егорлыкским магистральным каналом и сбрасывает воды в р.Калаус (рисунок 4.9).

Протяженность магистральной части Северо – Ставропольского канала составляет 233,5 км, пропускная способность – 120 $м^3$/с. Вторая ветвь имеет длину 150 км и рассчитана на расход 180 $м^3$/с. Планируемая площадь орошения из канала могла составить 560 тыс. га. Объем водопотребления в расчете за год 4,45 $км^3$.

Однако, выполненные прогнозные расчеты ВНИИВО показали, что при подаче воды по Северо – Ставропольскому каналу она приобретет повышенную минерализацию до 1,5 г/л и станет непригодной для использования на водоснабжение и орошение.

Кроме того, в результате технико – экономического сопоставления различных вариантов переброски стока Волги в Чоградское водохранилище более целесообразным оказался вариант переброски волжской воды по каналу Волга – Чограй, который и был Севкавгипроводхозом рекомендован к строительству.

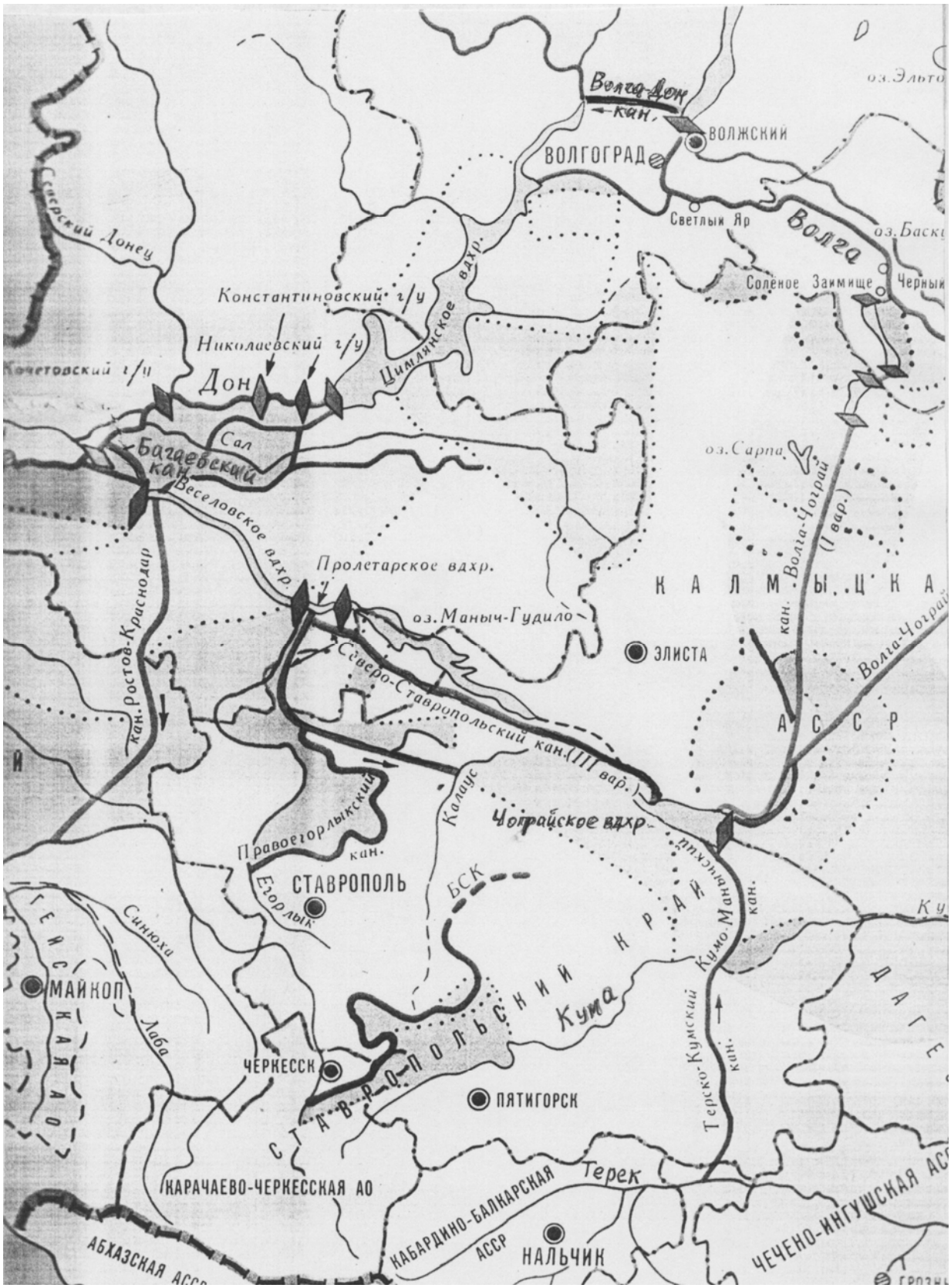


Рисунок 4.9 – Схема переброски стока из Волги в Чограйское водохранилище с использованием Северо – Ставропольского канала

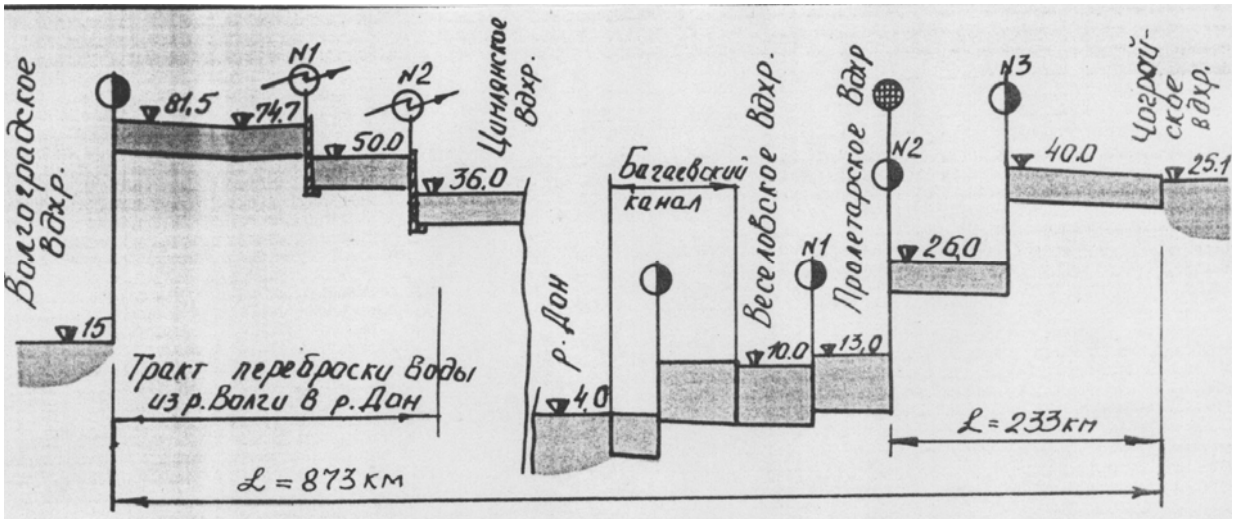


Рисунок 4.10 – Схематический профиль тракта переброски стока с использованием Северо – Ставропольского канала

4.7. Канал Волга – Урал

Проект канала Волга – Урал был разработан институтом «Гипроводхоз» в 1975 г. Он должен был создать условия для обводнения пастбищ, водоснабжения населенных пунктов на территории Саратовской, Волгоградской (Россия), Западно – Казахстанской и Атырауской (Казахстан) областей, попусков воды для рыбохозяйственных целей в р. Урал. Однако начавшееся строительство канала было прекращено из-за выступления экологических организаций против забора воды из Волги (Маслов и др., 2002,2).

Канал Волга – Урал должен забирать воду из Волгоградского водохранилища и впадать в р. Урал у с.Владимировка (южнее г.Уральска) (рисунок 4.11). Общая высота подъема воды 28,5 м, протяженность канала 401,9 км. Расход в голове канала 250 м^3/с. Ширина канала по дну изменяется от 12,5 до 34 м, глубина – от 3,6 до 5,35 м, а коэффициент заложения откосов принят 1:3 и 1:3,5. Стоимость строительства была определена в 594,9 млн. руб (в ценах 1975 г).

По проекту канал должен был подавать в год на территорию России и Казахстана 5,41 км^3 воды, из них на регулярное орошение 2,24 км^3, лиманное – 0,55 км^3, на водоснабжение населенных пунктов и обводнение пастбищ – 0,45 км^3, на рыбохозяйственные цели в р.Урал – 2,08 км^3, потери в канале были определены в объеме 0,09 км^3.

Канал Волга- Урал должен был в основном решить задачу подъема экономики Западного Казахстана. На его базе в Западно – Казахстанской области планировалось организовать регулярное орошение на площади 184 тыс. га, лиманное – 106 тыс.га: в Атырауской области – орошение на площади 42,3 тыс. га. На территории Саратовской и Волгоградской областей

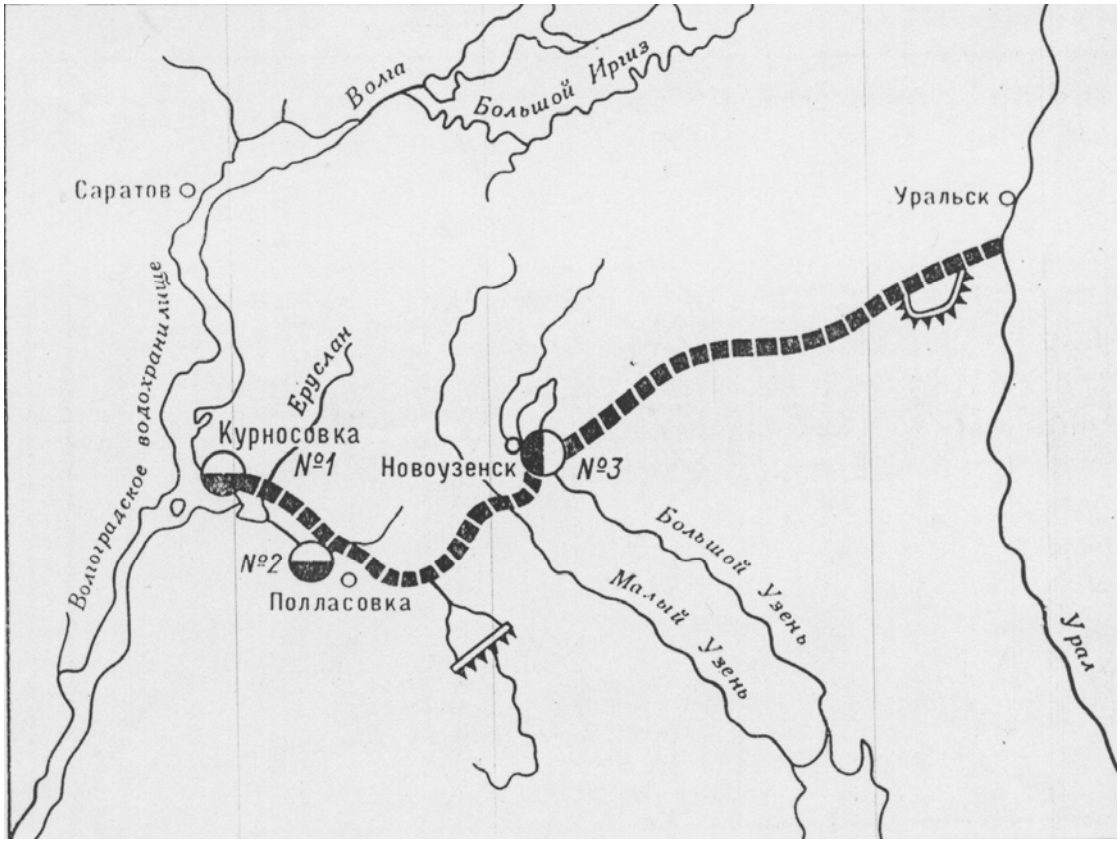


Рисунок 4.11 – Схема канала Волга – Урал:
№ 1 – 3 – сооружения по переброске стока

предполагалось на базе канала организовать регулярное орошение на площади 64,97 тыс.га.

В связи с подъемом уровня Каспийского моря, появились предположения (И.М.Фетисов) водные ресурсы, направляемые в Урал для рыбохозяйственных целей по каналу Волга – Урал, в объеме 2,08 км^3 целесообразно не сбрасывать в Каспий, а также подавать в канал Атырау – Аральское море. При этом годовую подачу воды в р.Урал вполне реально увеличить на 2,02 км^3 за счет круглогодичной работы канала, а также применения форсированных расходов. Всего в Урал можно будет подавать 6,36 км^3 воды. С учетом же потерь в канале Атырау- Аральское море может быть подано 6,2 км^3. Таким образом, возникла необходимость решить вопрос о выделении на территорию Казахстана и Узбекистана 7,44 км^3 волжской воды. Предлагаемая очередная переброска стока по каналу Волга – Урал нуждается в серьезной экономической проработке с учетом, прежде всего, интересов России (Маслов и др., 2002,1).

4.8. Переброска части стока северных и сибирских рек на юг

На первом этапе проекта переброски стока северных рек и озер на юг страны (северные переброски) (рисунок 4.12) предполагалось направить в Волгу часть стока озер Онежского, Лача, Воже, Кубенское и рек Верхней Сухоны и Печоры в объеме 19,1 км^3 в год. На втором этапе предполагалось осуществить переброску части стока рек Нижней Сухоны, Малой Северной Двины и дополнительно существенно увеличить отбор из Онежского озера с общим объемом 47,9 км^3 в год (таблица 4.7) (Герарди, 1974; Маслов и др., т. II, 2002; Миклин, 1989).

Общий объем северных перебросок стока оценивался в 67 км^3/год. Такие объемы дополнительных водных ресурсов нужны для сохранения режимов Каспийского и Азовского морей, дальнейшего развития орошения и водоснабжения, улучшения условий судоходства, развития рыбного хозяйства, увеличения выработки электроэнергии.

По Волго – Балтийскому каналу вода Онежского озера должна была пойти под напором пяти насосных станций, которые намечалось установить в створах действующих судоходных шлюзов Вытегры.

Каскад насосных станций должен был принять поток на общую высоту 80 м. Далее вода самотеком через озеро Белое и Шекснинское водохранилище поступит в Рыбинское водохранилище на Волге. Река Печора должна была пополнить Волгу водами, которые предполагалось отбирать из специально для этого создаваемого Митрофановского водохранилища.

В рассматриваемом проекте разработки предложили аккумулировать пресный сток в Онежской губе. Этот залив так глубоко врезается в сушу, что проектировщики посчитали целесообразным отсечь его от Белого моря перемычкой. За несколько лет вода в нем опреснится благодаря речному притоку и ее можно будет брать из искусственного водоема – моря с вводом в эксплуатацию второй очереди переброски части стока северных рек. Каскад насосных станций поднимет опреснившуюся воду на высоту 122 м, откуда она потечет на юг в озеро Вожже, далее через озеро Кубенское и Шекснинское водохранилище в Рыбинское море. Такой вариант был бы весьма экономичен, так как, чтобы отделить Онежскую губу, потребуется соорудить только дамбу протяженностью 72 км. В техническом отношении эта задача также разрешима, современные мощные земснаряды способны намыть низовой банкет дамбы за несколько месяцев.

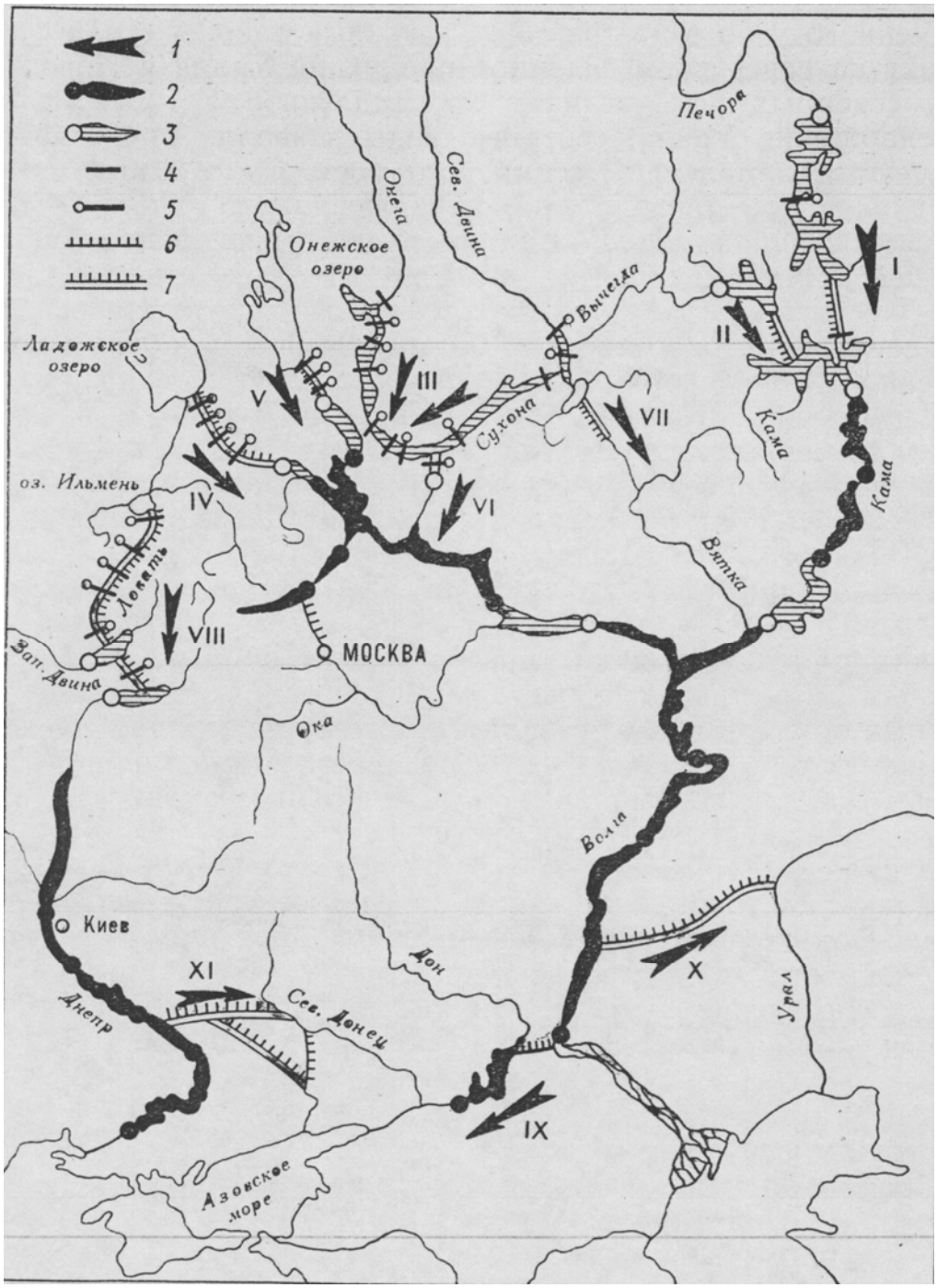


Рисунок 4.12 – Схема перераспределения стока северных рек и озер на юг: I – Печерско – Камская,II – Вычегодско – Камская, III – Кубенско – Шекснинская, IV – Ладожско – Волжская, V – Онежско – Волжская, VI – Сухонско – Костромская, VII – Южно – Вятская, VIII – Ловать – Днепр, IX – Волга – Дон, X – Волга – Урал, XI – Днепр – Донбасс.

1- направление переброс ок, 2- построенные ГЭС, 3- проектируемые и строящиеся ГЭС, 4- проектируемые гидроузлы, 5- проектируемые гидроузлы с насосными станциями, 6- существующие каналы, 7- проектируемые каналы

Таблица 4.7 – Характеристика проектов переброски стока северных и сибирских рек на юг

Этап	Водоисточник	Среднегодовой объем переброски, км^3	Примечание
Северные переброски			
Первый этап	а) Озера Лача и Воже	1,8	Строительство первого этапа началось в 1985 г. со сроками завершения к 2005 г. Работы прекращены в 1986 г.
	б) Озеро Кубенское и река Верхняя Сухона	4	
	в) Онежское озеро	3,5	
	г) река Верхняя Печора	9,8	
Всего первый этап		19,1	
Второй этап	а) Реки Нижняя Сухона и Малая Северная Двина	10,2	Строительство второго этапа предусматривалось в начале XXI века
	б) Онежское озеро	37,7	
Всего второй этап		47,9	
Всего по северным переброскам		67	
Сибирская переброска			
Первый этап	а) Река Иртыш у Тобольска	17	Проектные работы первого этапа были прекращены в 1986 г.
	б) Река Обь у Белогорья	10,2	
Всего первый этап		27,2	
Второй этап	Река Обь у Белогорья (с возможной компенсацией за счет реки Енисей)	32,8	
Всего по сибирской переброске		60	

ТЭО I очереди переброски части стока сибирских рек в районы Средней Азии и Казахстана, выполненное Союзгипроводхозом, предусматривало переброску стока из низовий рр. Иртыша и Оби в объеме 27,2 км^3 в год (таблица 4.7) (Воропаев, 1983; Леонтьев, 1985; Миклин, 1989).

Главный канал переброски « Сибирь – Средняя Азия» берет начало из р. Оби у с. Белогорье ниже впадения Иртыша в 30 км от г.Ханты - Мансийска (рисунок 4.13). Проектировщики рассмотрели два варианта строительства головной части канала переброски. В первом трасса канала проектируется от с. Белогорье по левому берегу Нижнего Иртыша в пределах второй надпойменной террасы. Общая длина этого участка 316 км, здесь намечено было построить 2 насосные станции с высотой подъема на 26, 5 м и Кондинский гидроузел. Второй вариант предусматривал подачу воды по «анти - Иртышу» до г.Тобольска. На этом участке Иртыша планировалось 4 гидроузла с насосными станциями. Следующие участки канала – от Тобольска до Тегизского водохранилища и от Тегизского водохранилища до р.Амударьи – проработаны в одном варианте. На участке от г. Тобольска до Тегизского водохранилища длиной 1474 км было намечено построить еще 5 насосных станций, последняя из которых завершит подъем воды из Обь – Иртышского бассейна на водораздел р.Сырдарьи. Общая высота подъема по основному участку трассы до Тегизского водохранилища составляет 113 м.

Предусмотренный объем использования на этом участке для целей промышленного и городского водоснабжения, подпитывания малых рек и р.Урал – 4,8 км^3 в год.

Наливное Тегизское водохранилище, обеспечивающее трансформацию одного режима в другой, имеет общий объем 9 км^3, полезный – 5,4 км^3 и площадь зеркала 485 км^2. За Тегизским водохранилищем трасса канала направляется к Сырдарье. Здесь часть воды подается в низовья Сырдарьи (1,6 км^3), часть – в Чардаринское водохранилище (5,7 км^3). Далее трасса канала проходит через междуречье Сырдарья – Амударья. На 2230 – м километре канал выходит к Амударье между Ташаузским и Тюямуюнским гидроузлами. Подача воды в Амударью намечалась по проекту в объеме 9,1 км^3.

Максимальная пропускная способность канала в голове до 1000 м^3/с, на участке Тегизского водохранилища до 1300 м^3/с. В зимний период пропускная способность снижается до 600 м^3/с.

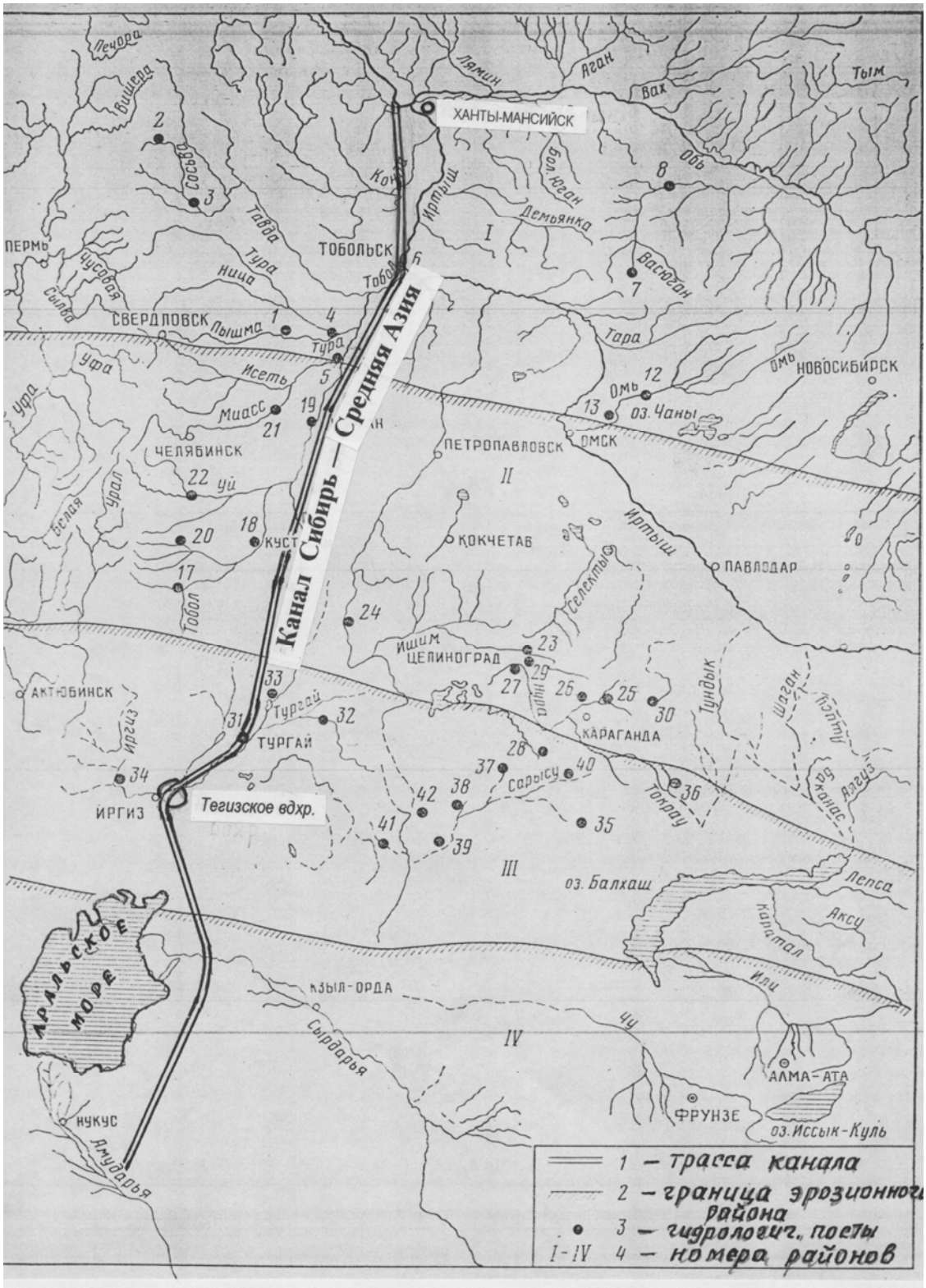


Рисунок 4.13 – Схема трассы канала переброски стока «Сибирь – Средняя Азия»

Канал запроектирован полигонального сечения и характеризуется следующими размерами (Воропаев, 1983): глубина 12 – 15 м, ширина по верху для связных грунтов 108 – 174 м, для несвязных 140 – 212 м, заложение откосов 1:6 и 1: 4 для несвязных грунтов и 1: 4 и 1:3 для связных. Средняя скорость течения в канале 0,62 м/с. Русло канала земляное, потери на фильтрацию (по данным Союзгипроводхоза) составят примерно 2,2 – 2,7 км^3/год (не превысят 10% на конец срока освоения). Однако большую часть этих потерь предполагается перехватить дренажной сетью. С учетом испарения общая величина потерь составит 1,4 км^3/год. КПД канала 0,94. Подача воды в Аральское море на первом этапе не предусматривалась. На втором этапе предполагалось увеличение объемов переброски до 60 км^3 в год с последующим использованием в качестве источника воды части стока из бассейна р.Енисея.

За счет поступления дополнительных водных ресурсов на первом этапе прирост орошаемых земель составит 2,3 млн. га, в том числе 1,3 млн. га в Средней Азии, 0,6 млн. га в Казахстане и 0,4 млн. га в России. Стоимость первой очереди сибирской переброски оценивалась Союзгипроводхозом в 31 млрд. руб.

Из Главного канала переброски стока предусматривается подача воды в целый ряд магистральных и распределительных каналов меньшего порядка для целей водоснабжения городов и промышленности, орошения и обводнения (Леонтьев, 1985). К наиболее крупным из них относятся:

Тюменский – II с головным расходом 86 м^3/с, длиной 259 км, предназначенный для орошения 350 тыс. га; Троицкий МК с расходом 100 м^3/с, протяженностью 480 км, предназначенный для орошения 290 тыс. га в Курганской области и 310 тыс. га в Челябинской области; МК Кустанайский – 1 с расходом 60 м^3/с и протяженностью 44 км; МК Джезказганский на расход 50 м^3/с, протяженностью – 697,5 км; Сырдарьинский на расход 525 м^3/с, протяженностью – 856 км и другие.

Однако, в 1986 г. работы по переброске стока как северных, так и сибирских рек были приостановлены, а затем прекращены по причине недостаточного экологического обоснования и огромных затрат на их осуществления. В результате реализация планов крупномасштабного перераспределения стока у нас в стране была отложена на длительный и неопределенный срок.

Для обоснования основных параметров канала «Сибирь – Средняя Азия» были проведены широкие гидравлические исследования, нашедшие отражение в работах (Алтунин, Турсунов, Штеренлихт, 1983; Ле5онтьев, Абальянц, 1985; Гиргидов, Тронцкий, Лаксберг, 1985; Алиев, Титов, 1985; Шапиро, 1985).

На основании исследований и обобщения опыта эксплуатации крупных каналов (Каракумский, Северо – Крымский, Большой Ставропольский, Аму - Бухарский) было установлено, что в земляных руслах по мере роста размеров поперечного сечения и пропускной способности за счет процессов

руслоформирования происходит уменьшение шероховатости русла, причем гидравлические сопротивления и КПД их приближаются к соответствующим значениям для облицованных каналов. В соответствии с этим канал «Сибирь – Средняя Азия» был запроектирован на всем протяжении в земляном русле без сплошной облицовки.

Важными задачами научных исследований при составлении проекта канала стали вопросы обоснования скорости течения и формы земляного русла (Леоньев, Абальянц, 1985).Так как в канал переброски предусматривалась подача осветленной воды из водохранилищ, учитывая экономические соображения, скорость должна быть близкой к предельной по началу размыва для данного грунта. Величина такой скорости для несвязных грунтов, рекомендуемая различными нормативами, колеблется в диапазоне от 0,47 до 0,70 м/с и более. Если принять скорость, наименьшей из рекомендуемых, то это вызовет большие осложнения при эксплуатации. Местные скорости в прибрежной зоне будут значительно меньше средних, где могут возникнуть благоприятные условия для прорастания водной растительности. При малой скорости и уклоне дна $i \leq 1\ \ 10^{-5}$ возникает опасность «стокового » течения с режимом промежуточным между турбулентным и ламинарным (Шапиро, 1985). При этом значения коэффициентов шероховатости n и сопротивлений λ увеличились бы более, чем в 2 – 3 раза. Увеличится толщина ледяного покрова зимой. Все это повлечет существенное уменьшение пропускной способности канала. Учитывая эти соображения, средняя скорость в проекте канала была принята равной 0,62 м/с.

При проектировании крупных каналов переброски стока важное значение приобретает вопрос об отношении ширины канала к его глубине (параметр формы B/h), который определяет статически устойчивую форму русла. Исследованиями и расчетами установлено, что для каналов, транспортирующих относительно чистую воду, при изменении расходов от 200 до 1000 $м^3/с$ величина параметра формы не должна превышать критические значения, изменяющиеся от 22 до 44 (Алтунин, Турсунов, Штеренлихт, 1983). Исходя из этого, принятые значения параметра формы для канала «Сибирь – Средняя Азия» в пределах 10-15 соответствуют указанным рекомендациям.

При назначении коэффициента шероховатости русла Главного канала переброски стока учитывалось то обстоятельство, что с увеличением расхода коэффициент шероховатости в земляных каналах уменьшается (Леонтьев, Абальянц, 1985). Это подтверждается многочисленными данными, в том числе данными наблюдений на Головном участке БСК (таблица 2.6). Принятое в проекте значение коэффициента шероховатости канала n = 0,02 следует считать достаточно обоснованным и надежным.

ГЛАВА 5. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА

5.1. Существующие подходы и методы гидравлического расчета крупных каналов

Крупные земляные каналы можно рассматривать как искусственные сооружения с элементами естественного взаимодействия потока и русла, где поток формирует и регулирует шероховатость своего русла (Алтунин, Ларионова, 1987).

Как показывают результаты натурных исследований, средние скорости течения в крупных земляных каналах часто в 1,1 – 1,3 раза превышают неразмывающие. В каналах наблюдается движение донных наносов в виде различных песчаных форм, однако при этом они сохраняют устойчивое состояние. Форма поперечных сечений таких каналов – парабола с различными показателями степени (от 1,5 до 4,5), для каналов в несвязных грунтах характерна распластанность формы поперечных сечений ($B/h_{ср}$ от 20 до 40). Коэффициент шероховатости n, входящий в большинство зависимостей Шези C, считается интегральной характеристикой шероховатости русла, учитывающей как зернистую шероховатость, так и макрошероховатость (Алтунин, Ларионова, 1987).

Для межбассейновых каналов переброски речного стока большое значение имеет проблема создания устойчивого русла земляного канала, работающего круглогодично как в безнапорном (в летний период), так и в напорном (в зимний период под ледяным покровом) режимах. Здесь возникают задачи гидравлического расчета таких каналов при больших наполнениях и гидравлических радиусах свыше 10 м, имеющих пропускную способность более 100 $м^3/с$ (Алтунин, Симаков, Турсунов, 1980).

На юге России, кроме крупных земляных каналов, получили распространение частично облицованные и облицованные каналы переброски стока, в которых взаимодействие потока и русла уже не является характерным. При нормальных условиях эксплуатации здесь либо полностью отсутствуют деформации русла, либо они имеют незначительный локальный характер. Такие русла получили название недеформируемых каналов.

Традиционно в гидравлике для гидравлических расчетов каналов применяются методы допускаемых скоростей, влекущей силы (допускаемых касательных напряжений) и режимной теории (Рабкова, 1990).

Основной принцип метода допускаемых скоростей заключается в том, что средняя скорость течения потока в канале должна быть не больше размывающей для грунтов дна и откосов канала и не меньше заиляющей:

$$\upsilon_{нз} \le \upsilon_{расч} \le \upsilon_{нр} \quad , \qquad (5.1)$$

где $\upsilon_{нз}$ - допускаемая незаиляющая скорость;

$\upsilon_{расч}$ - средняя расчетная скорость потока в канале;

$\upsilon_{нр}$ - допускаемая неразмывающая скорость.

При выполнении этого условия (5.1) грунт русла канала будет оставаться неподвижным, а взвешенные наносы, транспортируемые в потоке, не будут осаждаться на дно. Одновременно с условием (5.1) требуется, чтобы запроектированное поперечное сечение канала обладало достаточной плановой устойчивостью русла. С этой целью определяется относительная ширина по дну устойчивого русла $\beta_{уст}$ по формуле С.А. Гиршкана (1950).

$$\beta_{уст} = b/h = 3\sqrt[4]{Q} - m, \qquad (5.2)$$

где b – ширина канала по дну;

h – глубина канала;

Q – расчетный расход.

Русла каналов, находящиеся в таких условиях, получили название статически устойчивых.

Вместе с тем, анализ натурных данных земляных каналов, рассчитанных по методу допускаемых скоростей, показал наличие в них слаборазвитого движения наносов (донных и взвешенных). Так как такие русловые деформации являются ограниченными, то эти русла также считаются статически устойчивыми (Рабкова, 1990).

Форма поперечного сечения статически устойчивого русла в практических расчетах принимается трапецеидальной с соответствующим заложением откосов. Откос у уреза воды должен соответствовать предельному по устойчивости для данного материала (не более угла естественного откоса), а по оси русла дно должно быть горизонтальным.

В практике бывают случаи, когда допускаемая незаиляющая скорость $\upsilon_{нз}$ оказывается больше допускаемой неразмывающей $\upsilon_{нр}$, тогда необходимо принять меры по частичному осветлению поступающей в канал воды за счет устройства в голове канала отстойника. Возможен и другой путь, когда в качестве расчетной скорости принимается скорость большая, чем $\upsilon_{нр}$, тем самым допускается некоторое движение донных наносов.

Метод допускаемых скоростей нашел широкое применение в СССР в связи с развернувшимся ирригационным строительством и массовым соз-

данием каналов в земляных руслах с 1920 по 1950 гг. в Средней Азии и на Северном Кавказе (Рабкова, 1990; Гиршкан, 1950; Долгушев, 1975; Алтунин, 1979). Этот метод также широко применялся при проектировании земляных каналов в США (Чоу, 1969).

Расчет по методу допускаемых скоростей проводится в следующем порядке (Рабкова, 1990):

- с учетом предварительно найденной глубины в канале по формуле Гиршкана устанавливается для заданных грунтовых условий по трассе канала и расчетного расхода воды максимальная допускаемая скорость на размыв;

- по нормативным данным в зависимости от заданных условий принимаются расчетные значения коэффициента шероховатости и коэффициента откоса m;

- определяется площадь живого сечения, относительная ширина $\beta_{уст}$ и глубина воды в первом приближении;

- затем во втором приближении уточняются $\upsilon_{нр}$ и h и находят ширину канала по дну b, которую округляют до стандартного значения; уточняется значение глубины;

- по окончательным размерам канала определяются гидравлические элементы потока и расчетный уклон дна канала.

В основу метода влекущей силы положено допускаемое касательное напряжение трения на твердой границе потока, при котором еще нет сдвига частиц грунта. Таким образом, основа метода влекущей силы идентична методу допускаемых скоростей, так как и в том, и в другом случае поперечное сечение каналов должно выбираться так, чтобы не было размыва дна и откосов русла (Рабкова, 1990).

Метод влекущей силы был разработан Бюро мелиорации США в начале 1950-х гг Е. Лейном (Чоу, 1969) в связи со строительством оросительных каналов системы Сен – Луис Вели, которые характеризовались крупнозернистыми грунтами и питанием водой с малой насыщенностью взвешенными наносами. Этот метод применяется также в Европе, в России и других странах.

Существенной особенностью данного метода является возможность раздельной оценки устойчивости грунта на дне и откосах, что с использованием неразмывающей скорости сделать сложнее.

Осредненное для всего потока касательное напряжение определяется из основного уравнения установившегося равномерного движения жидкости (Чугаев, 1982):

$$\tau = \rho g R I, \qquad (5.3)$$

где τ - касательное напряжение трения;

ρ - плотность жидкости;

R – гидравлический радиус;

I – гидравлический уклон.

В случае широких русел каналов можно принять R=h и тогда выражение (5.3) можно записать в виде

$$\tau = \rho g h I, \qquad (5.4)$$

На основе теоретической гипотезы инженерами Бюро мелиорации США Этшеверри, Фортье и Скобеем (Чоу, 1969) было получено, что в канале трапецеидального сечения наибольшее значение касательного напряжения на дне и равно $\rho g h I$,а на откосах оно снижается до $0{,}75\rho g h I$ (рисунок 5.1), причем было установлено, что распределение τ зависит от формы русла $\beta = b/h$ и заложения откосов m.

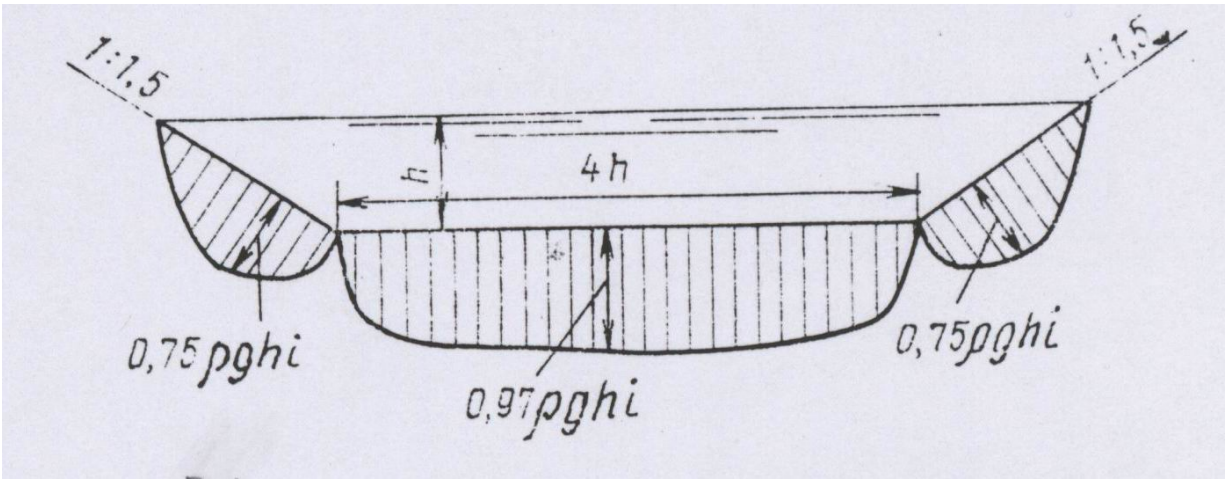


Рисунок 5.1 – Распределение удельной влекущей силы по периметру сечения (Бюро мелиорации США)

Для расчетов каналов методом влекущей силы были установлены значения допускаемых касательных напряжений $\tau_{доп}$(Рабкова, 1990; Чоу, 1969). Так, для крупнозернистых грунтов со средней крупностью более 5 мм получено выражение

$$(\tau_д)_{доп} = 80 d_{25}, \qquad (5.5)$$

где d_{25} - диаметр частиц с вероятностью 25% по кривой гранулометрического состава, м.

В мелкозернистых грунтах наличие фракций и взвеси существенно увеличивает допускаемые значения касательных напряжений, т.е. в них повышается сопротивляемость канала размыву. Для оценки допускаемых касательных напряжений в средне- и мелкозернистых грунтах Лейн составил таблицу значений допускаемых касательных напряжений на дне канала (таблица 5.1).

Таблица 5.1 – Допустимые касательные напряжения на дне канала для средне- и мелкозернистых грунтов

$d_{ср}$, мм	$(\tau_д)_{доп}$, кгс/см^2		
	Чистая вода	Небольшое содержание мелкой взвеси в потоке	Большое содержание малой взвеси в потоке
0,10	0,12	0,24	0,37
0,20	0,13	0,25	0,38
0,50	0,15	0,27	0,40
1,00	0,20	0,29	0,44
2,00	0,29	0,39	0,54
5,00	0,68	0,80	0,90

К большому содержанию мелкой взвеси относятся потоки с концентрацией илистых и глинистых частиц, достигающей 2% по весу.

Чтобы перейти от допускаемого напряжения на дне к допустимому напряжению на откосах используется следующая формула:

$$(\tau_{от})_{доп} = (\tau_д)_{доп} \cos\varphi \sqrt{1 - \frac{tg^2\varphi}{tg^2\theta}}\ , \qquad (5.6)$$

где $(\tau_{от})_{доп}$ - допускаемое напряжение на откосах канала;

φ – угол откоса канала с горизонтом;

θ – угол естественного откоса (угол внутреннего трения грунта).

После упрощения выражение (5.6) имеет вид

$$\left(\frac{\tau_{от}}{\tau_д}\right)_{доп} = к = \sqrt{1 - \frac{\sin^2\varphi}{\sin^2\theta}}\ . \qquad (5.7)$$

Коэффициент влекущей силы К рекомендуется учитывать только для несвязных грунтов, поскольку в связных грунтах силы сцепления значительно больше силы тяжести и угол внутреннего трения не определяет условия устойчивости частиц грунта на откосе.

Согласно допущению, что влекущая сила, действующая на поверхность ложа канала, равна компоненту веса воды над этой поверхностью, получается следующее уравнение (Чоу, 1969):

$$\left(\frac{dh}{dx}\right) + \left(\frac{h}{h_{ос}}\right)^2 tg\theta = tg^2\theta\ , \qquad (5.8)$$

где $h_{ос}$ - осевая (при координате x=0) глубина потока.

Решение дифференциального уравнения (5.8) имеет вид (Алтунин, 1979):

$$h = h_{oc} \cos\left(\frac{x}{h_{oc}} tg\theta\right). \qquad (5.9)$$

По этому уравнению форма устойчивого сечения описывается косинусоидой.

В.П. Троицкий (1976) в уравнение (5.9) вместо угла естественного откоса подставляет допустимое значение угла внутреннего трения $\varphi_{доп}$ и получает следующее выражение:

$$tg\varphi_{доп} = \frac{tg\theta}{k_{\varphi}}, \qquad (5.10)$$

где k_{φ} - коэффициент запаса.

При x=B/2 в уравнении (5.9) h=0, следовательно,

$$\frac{B}{h_{oc}} = \frac{\pi}{tg\varphi\theta},$$

а средняя глубина

$$h_{ср} = \frac{2h_{oc}}{\pi},$$

откуда $h_{oc}/h_{ср} = \pi/2 = 1{,}57$.

Итак, косинусоидальная кривая для устойчивого откоса приводит к постоянному соотношению между максимальной глубиной (по оси потока) и средней глубиной.

Часто для устойчивого сечения принимают параболическую форму, при которой отношение $h_{oc}/h_{ср}$ составляет 1,5 и менее с глубиной потока по осевой вертикали (Алтунин, 1979)

$$h_{oc} = \frac{\tau_{oc}}{0{,}97\gamma I}.$$

Ю.Г. Иваненко (1990) провел детальные исследования русел предельного статического и динамического равновесия. При этом под руслом предельного статического равновесия понимается такое русло, которому соответствует гидравлически наивыгоднейшее сечение, ограниченное равновесным предельно устойчивым профилем. На основании решения дифференциального уравнения в США под руководством Лейна была получена ширина канала по верху с равновесным устойчивым профилем:

$$B = \pi \frac{H_{max}}{tg\theta} = \pi m_0 \cdot H_{max}, \qquad (5.11)$$

где $m_0 = ctg\theta$.

Однако, для анализа морфометрических соотношений и гидравлического расчета каналов наиболее удобной представляется аппроксимация профилей сечения русел предельного статического равновесия параболой с параметром формы (Иваненко, 1990)

$$B = am_0H_{max}, \qquad (5.12)$$

где a - безразмерный коэффициент, который при a=4 соответствует квадратичной параболе.

Как впервые было установлено Ю.Г. Иваненко и Ю,П. Бурцевым, внесение в поток с руслом предельного статического равновесия постоянного малого возмущения вызывает самопроизвольное образование гряд, которые сами становятся источником постоянного возмущения. Такое русло предельного статического равновесия с грядами названо руслом предельного динамического равновесия.

Процесс трансформации русла предельного статического равновесия в русло предельного динамического равновесия проявляется в естественных условиях неизбежно. Этот процесс наблюдался также В.Н. Гончаровым и М.А. Михалевым. Граница возмущенной области русла предельного статического равновесия постепенно смещается вдоль потока вниз по течению, со временем охватывая всю поверхность ложа рассматриваемого участка русла. Все ложе русла постепенно покрывается неподвижными грядами. Этот процесс сопровождается существенным увеличением уклона дна водотока и коэффициента гидравлического трения. В опытах было зафиксировано двухкратное предельное увеличение этих характеристик русла при практически неизменном параметре формы русла.

В результате решения дифференциального уравнения третьего порядка получено следующее условие (Иваненко, 1990), при котором русло предельного равновесия трансформируется в русло предельного динамического равновесия с грядами:

$$\left(\frac{\beta}{\gamma}\right) = \sqrt{-\frac{q}{2} + \sqrt{W}} + \sqrt{-\frac{q}{2} - \sqrt{W}} + \frac{2}{3}u_0, \qquad (5.13)$$

где γ – удельный вес воды;

β=b/h – относительная ширина русла;

u_0 – средняя скорость;

$W = \left(\frac{p}{3}\right)^3 + \left(\frac{q}{2}\right)^2$ - дискриминант кубического уравнения;

p и q - постоянные уравнения.

Общий порядок расчета каналов по методу влекущей силы следующий (Рабкова, 1990):

- по заданному гранулометрическому составу грунта ложа канала, примерно приняв размеры поперечного сечения, находят допустимые значения касательного напряжения на дне и откосах;

- по допустимым значениям касательного напряжения устанавливают минимальные размеры сечения b и h, удовлетворяющие требованиям устойчивости;

- по размерам канала определяют наибольший допустимый уклон дна;

- по уравнению Шези проверяют полученные размеры на пропуск заданного расхода при принятом уклоне;

- при несоблюдении пропускной способности задаются повышенными размерами поперечного сечения или новым уклоном и далее расчет повторяют.

В основу метода режимной теории положена идея о проектировании наносоустойчивых, или режимных каналов. Под режимным каналом понимается такой канал в несвязных грунтах, ложе которого находится в состоянии равновесия, т.е. не заиляется и не размывается при транспортировании наносов (Рабкова, 1990).

При разработке метода режимной теории Р. Кеннеди предложил уравнение, характеризующее устойчивые соотношения между средней скоростью и глубиной в виде:

$$\upsilon_0 = 0{,}55H^{0{,}64}, \qquad (5.14)$$

где υ_0 - критическая, т.е. незаиляющая и неразмывающая, скорость, м/с;

H – глубина для расчетного расхода, м.

К концу каждого годового цикла сечение канала, удовлетворяющее уравнению (5.14), возвращается к своей постоянной форме. Поэтому такие каналы получили название наносоустойчивых или режимных.

Важную роль в исследовании наносоустойчивых каналов сыграл Дж. Лейси, формулы которого были рекомендованы МКИД (1972) для расчета каналов:

$$\chi = 4{,}84^{1/2}\ ;\ R = 0{,}47\left(\frac{Q}{f}\right)^{1/3};\ h = 0{,}64Q^{1/3};$$

$$\upsilon = 0{,}65(f \cdot R)^{1/2}\ ;\ \upsilon = 10{,}8\left(R^2 \cdot I\right)^{11/3};\ \upsilon = 0{,}44f^{1/3} \cdot Q^{1/6};$$

$$I = 0{,}0003f^{5/3}Q^{-1/6};\ f = 55d^{1/2}\ ;\ n = 0{,}022f^{1/4},$$

где f – наносный фактор (коэффициент наносов или коэффициент гидравлических сопротивлений);

d – средний диаметр донных наносов, мм;

n – коэффициент шероховатости;

Q – расчетный расход, $м^3/с$.

Однако данный метод практически не применяется в Европе, в том числе в России, а также в США, Южной Африке и Австралии. Это связано с тем, что до последнего времени в практике проектирования рассматривается подход к расчету каналов как систем статически устойчивых, в которых не должно быть транспорта наносов, а также с тем, что источники орошения (реки) чаще всего представляют собой потоки с малой насыщенностью донными наносами. В отличие от этого в Индии, где реки характеризуются высокой насыщенностью донными наносами, формулы Лейси нашли широкое применение и признаны нормативными. Кроме того, уравнения режимной теории нашли практическое применение также в Пакистане (Рабкова, 1990).

В СССР получили большое распространение исследования по оценке морфометрических характеристик устойчивых каналов А.А. Черкасова, Е.А. Замарина, Н.А. Ржаницына, В.С. Алтунина, Е.К. Рабковой, С.Х. Абальянца, Ю.А. Ибад-Заде и др.

Обобщая данные полевых исследований по Каракумскому каналу Г.В. Железняков и С.А. Аннаев (1967) предложили определять относительную ширину канала по верху по формуле

$$\frac{\sqrt{B}}{h_{ср}} = \frac{A}{\sqrt{Q}}, \qquad (5.15)$$

где A – переменный коэффициент, зависящий от характера грунтов;

Q – расход, $м^3/с$.

М.А. Великанов (1958), используя принцип размерности, составил безразмерный критерий, учитывающий ширину и глубину размываемого русла:

$$\frac{B}{h_{ср}} = f\left(\frac{Q}{d^2\sqrt{gdI}}\right), \qquad (5.16)$$

где d – диаметр русловых наносов;

I – уклон водной поверхности.

Г.В.Железняков (1981) на основании анализа результатов расчета отношений $B/h_{ср}$ по критерию Великанова (5.16) показал ограниченность данного способа. Так, например, в глинистых и суглинистых грунтах (при малых $d_{ср}$) по критерию (5.16) формируются более распластанные живые сечения русел, чем в супесчаных и песчаных, что не соответствует натурным данным.

В.С. Алтунин (1979) на основе разработанного им кинематико - морфологического метода предложил следующую формулу для определения отношения $B/h_{ср}$ для русел в несвязных грунтах:

$$\frac{B}{h_{cp}} = a_p \frac{Q^{\frac{2x_p}{2.5+3x_p}}}{(gI)^{\frac{x_p}{2.5+3x_p}} \left(d_{cp}\right)^{\frac{5x_p}{2.5+3x_p}}}, \qquad (5.17)$$

В этом выражении X_P – кинематический показатель руслового потока, определяемый по отношению

$$x_p = \frac{\upsilon_н - \upsilon}{\upsilon},$$

где $\upsilon_н$ – средняя поверхностная скорость,

υ – средняя скорость потока.

Из этого выражения видно, что отношение B/h_{cp} в большей степени характеризует диаметр грунта d_{cp}, чем расход воды Q и продольный уклон свободной поверхности I (Алтунин, 1979).

Введение кинематического показателя X_p в расчетную формулу (5.11) учитывает кинематическую структуру потока, а, следовательно, характеризует различные стадии воздействия потока на деформацию русла. В работе (Алтунин, 1979) состояние русел каналов определяется в зависимости от значений показателя X_p :

$\frac{1}{3} \geq x_p > \frac{1}{4}$ - заиление в случае движения взвешенных наносов;

$\frac{1}{4} \geq x_p > \frac{1}{6}$ - статическая устойчивость русла;

$\frac{1}{6} \geq x_p > \frac{1}{8}$ - динамическая устойчивость русла;

$\frac{1}{8} \geq x_p > \frac{1}{10}$ - предельная динамическая устойчивость.

Приведенные значения кинематического показателя X_p характеризуют различные стадии деформации русла на вертикале. При X_p=0,125-0,170 на этих вертикалях наблюдается движение гряд, а при X_p=0,170-0,250 это движение отсутствует. Это положение подтверждается натурными данными на ряде каналов (Каракумском, Саратовском, Палласовском и др.), проходящих в различных грунтовых условиях.

В частном случае при X_p=1/6 (для динамически устойчивого русла) степень при Q можно принять $\frac{2x_p}{2.5+3x_p} = \frac{1}{8}$ и тогда выражение (5.17) с достаточной для практических рачетов точностью можно записать в виде (Алтунин, 1979):

$$\frac{B}{h_{cp}} = a_f' \left(\frac{Q}{d_{cp}^2 \sqrt{g d_{cp}}} \right)^{1/8}, \qquad (5.18)$$

где $a_f' = \frac{G_т W_c}{Q(g\nu)^{1/3}}$ - гидроморфологический показатель устойчивого русла;

$G_т$ – твердый (объемный) расход наносов;

W_c - средняя гидравлическая крупность частиц;

ν - коэффициент кинематической вязкости.

Если в формуле (5.17) положить X_p=1/4 (для статически устойчивого русла), то получим зависимость, соответствующую одному из основных уравнений Иглиса-Ласея (Алтунин, 1979)

$$\frac{B}{h_{cp}} = a_f' \left(\frac{Q}{d_{cp}^2 \sqrt{g d_{cp}}} \right)^{1/6}. \qquad (5.19)$$

Исследования руслоформирования в наносотранспортирующих каналах С.Х. Абальянца (1981) позволили на основе анализа натурных данных получить следующие условия устойчивости русел каналов:

- скорость течения в канале должна быть ограничена пределами $1/0 \le \upsilon / \upsilon_0 \le 1.3 - 1.4$;

- скорость течения должна быть недостаточной для взвешивания и уноса руслового материала с откосов $\frac{\omega_0}{\omega_{cp}} \le 0.8 - 1.0$;

- заложение откосов канала m должно быть не больше угла естественного откоса для грунта ложа m_0 : $m \le m_0$.

В принятых условиях: υ – средняя скорость потока; υ_0 – неразмывающая средняя скорость для расчетной глубины и грунта ложа; ω_0 и ω_{cp} - соответственно наибольшая гидравлическая крупность частиц, взвешиваемых русловым потоком , и средняя гидравлическая крупность материала русла; $m_0 = \operatorname{ctg} \theta$ – заложение естественного откоса водонасыщенного грунта в потоке.

По исследованиям С.Х. Абальянца форма русла канала, в котором обеспечена гидравлическая устойчивость потока в увязке с прочностными свойствами материала русла, описывается следующей морфометрической зависимостью:

$$B = L\sqrt{Q}, \text{ м} \qquad (5.20)$$

в которой L определяется из опытных данных по эмпирической формуле:

$$L = 3.6 + 0.6 m_o.$$

Из формулы (5.14) после несложных преобразований модно получить (Рабкова, 1990)

$$\frac{B}{R} = \frac{\upsilon}{\upsilon_x},$$

где υ – средняя скорость потока; υ_x – некоторая скорость, введенная с целью нормирования. На основе ряда опытных данных установлено, что υ_x близка значениям динамической скорости $\upsilon_* = \sqrt{gRI}$, тогда значение коэффициента L в (5.14) будет

$$L = \frac{1}{\sqrt{\upsilon_*}}. \qquad (5.21)$$

После обработки натурных данных по устойчивым каналам, представленных в работах Кеннеди, Линдлея, Саймонса, Альбертсона и Смита, а также по каналам в бассейне Амударьи, С.Х. Абальянц (Рабкова, 1990) получил значение коэффициента L: L = 3,7 – 4,5 – для русел в среднезернистых песках, L= 5,2 – 6,0 – для русел в мелких песках, L = 4,5 – 5,7 – для каналов с отношением скоростей $\upsilon/\upsilon_{нр}$ = 1,34 – 1,63.

Исследования, выполненные Е.К. Рабковой и В.В. Петровым (Рабкова, 1990), были проведены для более широкого обобщения имеющихся натурных данных с учетом как можно большего числа факторов, влияющих на процесс формирования устойчивых каналов.

Вместе с тем, русловые процессы, происходящие в каналах, нельзя отождествлять с процессами, происходящими в реках. В каналах транспорт наносов осуществляется в условиях мало изменяющихся уровней и расходов, поэтому более часто наблюдаются малые русловые формы, происходит перемещение рифелей и гряд. В реках же транспорт наносов осуществляется в основном в период паводков, в условиях резко изменяющихся уровней и расходов. Поэтому здесь наблюдаются все русловые формы: происходит перемещение рифелей и гряд (в период межени), побочней, осередков и излучин (в период паводков). В силу указанных причин следует относиться более осторожно к гидроморфометрическим зависимостям, полученным на основе обобщения данных измерений в реках (Алтунин и др., 1980).

В работе Г.Л. Лобанова (1995) рассматривается методика расчета крупных земляных каналов с устойчивыми руслами. Используя предельное равновесие частицы грунта на откосе из условия опрокидывания и с учетом режима сопротивления в потоке при условии, что на дне канала частица обладает продольной устойчивостью, получено уравнение связи касательного напряжения на откосе и дне:

$$\tau_{от} = \tau_д \xi^2 \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin\theta}, \qquad (5.22)$$

где $\tau_{от}$ и $\tau_д$ - касательное напряжение на откосе и на дне;

θ – угол внутреннего трения грунта;

φ – угол откоса.

Сравнивая зависимость (5.22) и формулу Бюро мелиорации США (5.7), имеем соотношение

$$\xi^2 = \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin\varphi} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2\varphi}{\sin^2\theta}}. \qquad (5.23)$$

Расчеты для песчаных грунтов Терско – Кумского канала показали, что при малых углах φ коэффициент $\xi \approx 1$. С ростом φ коэффициент медленно возрастает и при самой неблагоприятной комбинации $\xi \approx 1{,}4$. Таким образом, частица на откосе, будучи устойчивой на сдвиг, может оказаться неустойчивой на опрокидывание. Дальнейшие теоретические выкладки позволили Г.М. Лобанову получить дифференциальное уравнение для профиля устойчивого откоса в несвязных грунтах:

$$dz = \frac{\xi^2 H_{max}}{tg\theta} \cdot \frac{dh}{\xi^2 H_{max} - h}, \qquad (5.24)$$

которое решается путем численного интегрирования при граничных условиях от 0 до H_{max}. На рисунке 5.2 приведены очертания натурных откосов ТКК и рассчитанных по уравнению (5.24), которые свидетельствуют о близком совпадении расчетного и натурного откосов.

Условия устойчивости окосов в связных грунтах существенным образом отличаются от условий устойчивости откосов из несвязных грунтов. Если устойчивость частицы несвязного грунта на откосе определяется составляющей как гравитационных сил, так и гидродинамических, то устойчивость откоса из связного грунта при условии обеспечения устойчивости грунта к размыву на дне канала, в основном определяется общим равновесием земляных масс в условиях насыщения водой и в меньшей мере зависит от гидродинамических сил, прилагаемых потоком к поверхности откоса. Форма откоса принимается в виде параболы

$$H = az^b, \qquad (5.25)$$

где коэффициент a и показатель степени b назначаются, исходя из расчета устойчивости откоса по физико – механическим прогностным характристикам грунта одним из известных методов, например, круглоцилиндрических поверхностей.

Для гидравлического расчета крупных каналов переброски стока, глубины в которых могут достигать 10 м и более, А.Д. Альтшулем и В.А. Лудовым (Альтшуль и др., 1985) на основе обработки опытных данных получена усовершенствованная формула показателя степени *y* в наиболее распространенной формуле для коэффициента Шези – Н.Н. Павловского:

$$y = 0{,}57 - 0{,}22 \lg C. \qquad (5.26)$$

или в безразмерном виде с учетом соотношения $C^2/8g = 1/\lambda$

$$y = 0{,}35 + 0{,}11 lg\ \lambda, \qquad (5.27)$$

где C – коэффициент Шези;

λ – коэффициент гидравлического трения.

Зависимости (5.26) и (5.27) справедливы только для тех значений коэффициента Шези, которые охвачены исследованными опытными данными: C<90 – 100 $м^{0,5}$/с. С учетом (5.26) или (5.27) расширяется диапазон использования формулы Н.Н. Павловского $C = 1/n\ R^y$ для случаев больших значений гидравлического радиуса R>3 м.

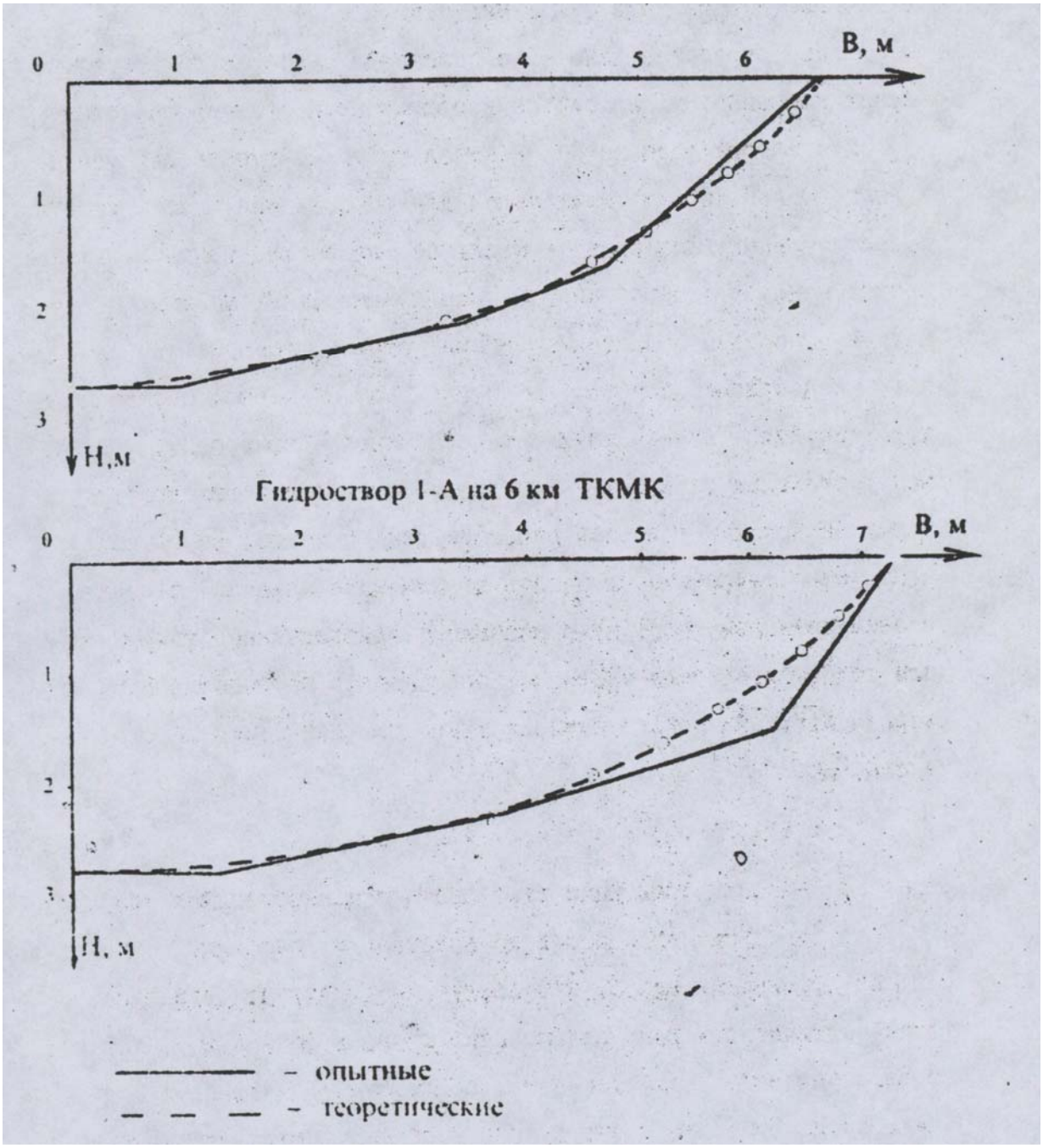


Рисунок 5.2 – Профили откосов Терско – Кумского канала

Г.В.Железняковым (1981) также предложена зависимость показателя степени к формуле Н.Н. Павловского, которая справедлива при большом диапазоне глубин потока и гидравлических радиусов:

$$y = \frac{1}{\lg R}\lg\left\{\left[\frac{1}{2} - \frac{n\sqrt{g}}{0.26}\left(1 - \lg R\right)\right] + \right.$$

$$\left. + n\sqrt{\frac{1}{4}\left[\frac{1}{n} - \frac{\sqrt{g}}{0.13}\left(1 - \lg R\right)\right]^2 + \frac{\sqrt{g}}{0.13}\left(\frac{1}{n} - \sqrt{g}\lg R\right)}\right. \qquad (5.28)$$

Д.В. Штеренлихтом (1991) в результате анализа натурных материалов, полученных на реках и крупных каналах в диапазоне изменения гидравлического радиуса от 2 до 20 м, получена уточненная формула для коэффициента Шези:

$$C = \frac{1}{n} + \frac{0.42 + 0.003R}{n}\lg R, \qquad (5.29)$$

или в среднем

$$C = \frac{1}{n} + \frac{0.45}{n}\lg R. \qquad (5.30)$$

Расчет каналов по методике ВОДГЕО (Латышенков и др., 1972) основывается на определении трапецеидального сечения, близкого к гидравлически наивыгоднейшему, для которого отклонение средней скорости υ от средней скорости гидравлически наивыгоднейшего сечения $\upsilon_{г.н.}$ при заданном расходе Q не превышает 2 – 3 %.

Искомое предельное соотношение $\beta_{макс} = b / h$ в канале трапецеидального сечения с заданным значением $A_\upsilon = \upsilon / \upsilon_{г.н.}$ выражается формулой

$$\beta_{макс} = \frac{\beta_{г.н.} + m}{A_\upsilon^2 A_h} - m, \qquad (5.31)$$

где $\beta_{г.н.} = 2\left(\sqrt{1 + m^2} - m\right)$ - относительная ширина канала по дну для гидравлически наивыгоднейшего сечения;

$A_h = h / h_{г.н.}$ – отношение глубины канала к глубине гидравлически наивыгоднейшего сечения.

На рисунке 5.3. приведены кривые $\beta_{макс} = f\left(A_\upsilon, m\right)$, а в таблице 5.2 – рекомендуемые значения $\beta_{макс}$ для различных заложений откоса m.

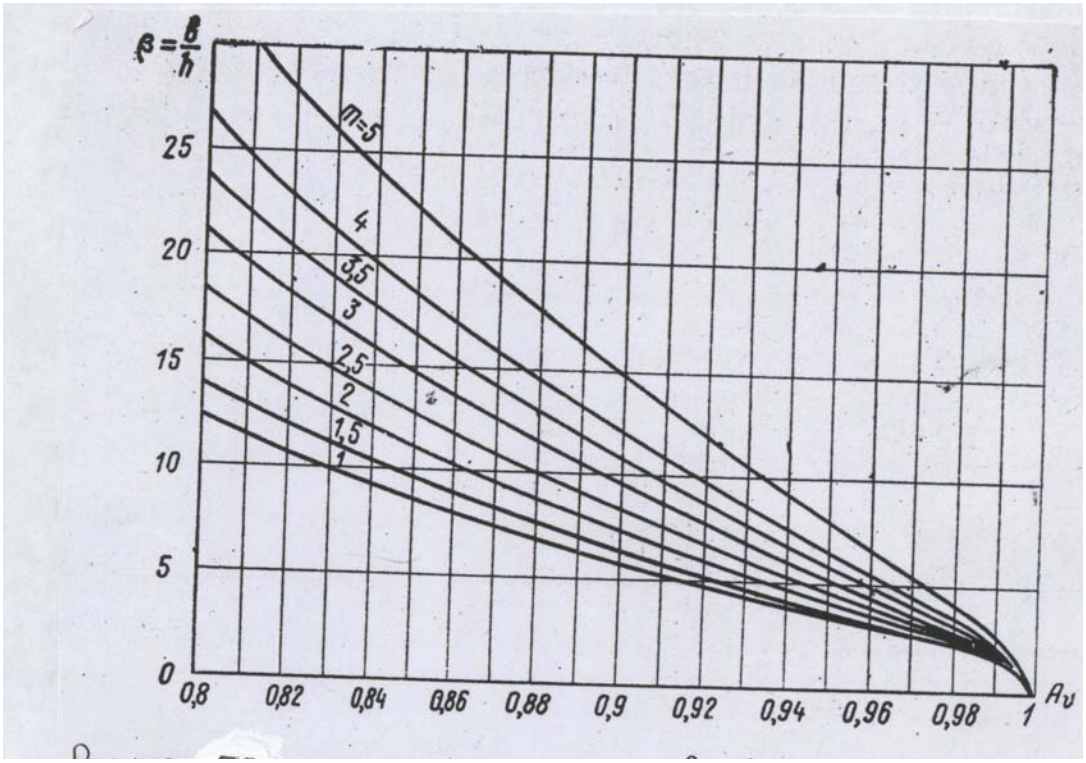


Рисунок 5.3 - График зависимости $\beta_{\text{макс}} = \dfrac{\beta_{\text{г.н.}} + m}{A_\upsilon A_h^2} - m$,

(при y=0,2)

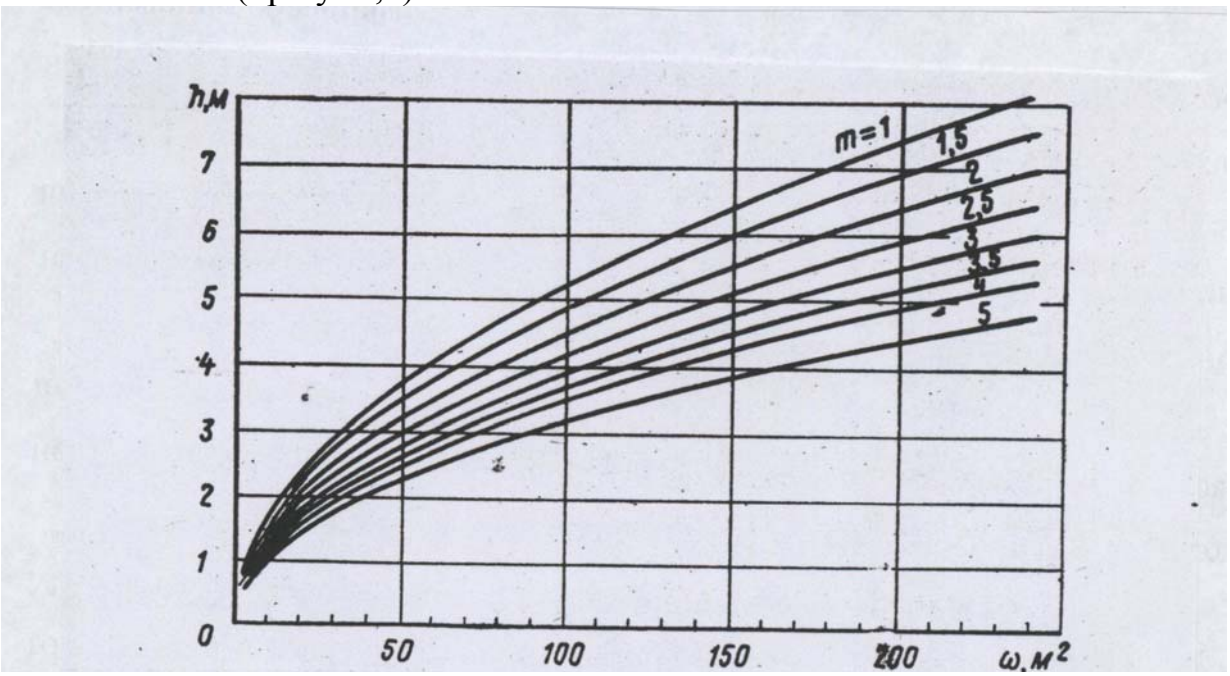


Рисунок 5.4 – График зависимости $h = \sqrt{\dfrac{\omega}{\beta + m}}$ в трапецеидальном сечении канала при A_υ=0,97 и y = 0,2

Проектируемое сечение канала должно выбираться исходя из параметра формы канала β, задаваемого для сечения близкого к гидравлически наивыгоднейшему профилю в пределах:

$$\beta_{г.н.} < \beta < \beta_{макс}.$$

Таблица 5.2 – Рекомендуемые значения $\beta_{макс}$ в каналах трапецеидальной формы

A_υ	Значения $\beta_{макс}$ при коэффициенте заложения откосов m						
	1	1,5	2	2,5	3	4	5
0,98	2,22	2,22	2,37	2,6	2,87	3,5	4,2
0,97	2,62	2,69	2,91	3,22	3,59	4,42	5,33

Применение этого метода позволяет переходить от неудобных и невыгодных с точки зрения производства работ узких и глубоких «абсолютно гидравлически наивыгоднейших» сечений с $\beta = b/h = 0.25 - 0.83$ (при m= 1-4) к более удобным «практическим» трапецеидальным сечениям с $\beta = 2{,}2 - 4{,}4$ при A_υ=0,97.

Гидравлический расчет каналов по данному способу заключается в следующем. Имея заданные Q, i, m, n,$d_{ср}$, определяют допускаемую неразмывающую скорость $\upsilon_{нр}$, затем находят по графику (рисунок 5.2) $\beta_{макс}$ и глубину канала h (рисунок 5.4) , ширину по дну как $b = \beta h$ и среднюю скорость $\upsilon = Q / \omega$. Если окажется, что $\upsilon > \upsilon_{нр}$, то уклон канала следует уменьшить до значения, определяемого по формуле

$$\upsilon = \frac{\upsilon_{нр}^2}{C^2 R}.$$

5.2. Расчет земляных русел каналов статической устойчивости

Земляные русла каналов статической устойчивости могут рассчитываться на расходы до 50 м^3/с и более (Рабкова. 1990).

При проектировании таких каналов могут быть два случая: 1) канал забирает из водохранилища осветленную воду и практически отсутствует транспорт наносов; 2) в канал поступает из реки некоторое количество донных и взвешенных наносов.

В первом случае каналы проектируются по допускаемой на размыв скорости путем последовательного приближения для удовлетворения двух условий:

- обеспечение в канале неразмывающей скорости в зависимости от состава грунта и его среднего диаметра, глубины потока и формы русла;
- распределение скорости по ширине русла должно таким, чтобы в каждой точке смоченного периметра фактическая скорость была бы не более максимально допустимой на размыв в зависимости от глубины потока на данной вертикали.

В соответствии с изложенными условиями рассмотрим методику расчета каналов, предложенную в работе Е.К. Рабковой (1990).

Первый этап расчета по методу допускаемой скорости заключается в выборе примерного сечения канала в соответствии с существующими нормами и рекомендациями. Допустимую неразмывающую скорость в зависимости от свойств грунта и расчетной глубины определяем по формулам Ц.Е. Мирцхулавы (Штеренлихт, 1991) или по таблицам в СНиП 2.06.03 – 85.

Наиболее опасной зоной размыва при фактическом распределении скоростей в трапецеидальных руслах является участок периметра русла на расстоянии (0,25 – 0,3)В от уреза воды. На этом участке средние скорости на вертикалях близки (а чаще выше) максимальной средней скорости на оси, а глубины меньше максимальной глубины на оси потока, что и определяет потенциальную зону размыва.

Для определения расчетной глубины (на вертикали 0,25 В), по которой принимается средняя для потока допускаемая неразмывающая скорость, используется график – номограмма определения относительной расчетной глубины $h_{0,25}/h$ трапецеидального русла канала (рисунок 5.5).

Из анализа графических зависимостей видно, что расчетная глубина в трапецеидальном русле во всех случаях всегда больше средней глубины потока и при увеличении относительной ширины русла β она все больше приближается к максимальной для заданного заложения откосов m.Представленные графические зависимости дают возможность, учитывая принятые относительную ширину русла β и заложение откоса m , определить расчетную глубину $h_{0,25}$, по которой оценивают неразмывающую скорость $\upsilon_{нр}$. Так как расчетная средняя скорость в русле должна быть неразмываемой для всего периметра сечения канала и учитывая закономерность распределения скорости по ширине русла, υ принимается несколько меньше $\upsilon_{нр}$:

$$\upsilon = \upsilon_{нр} / (1{,}05 \div 1{,}10).$$

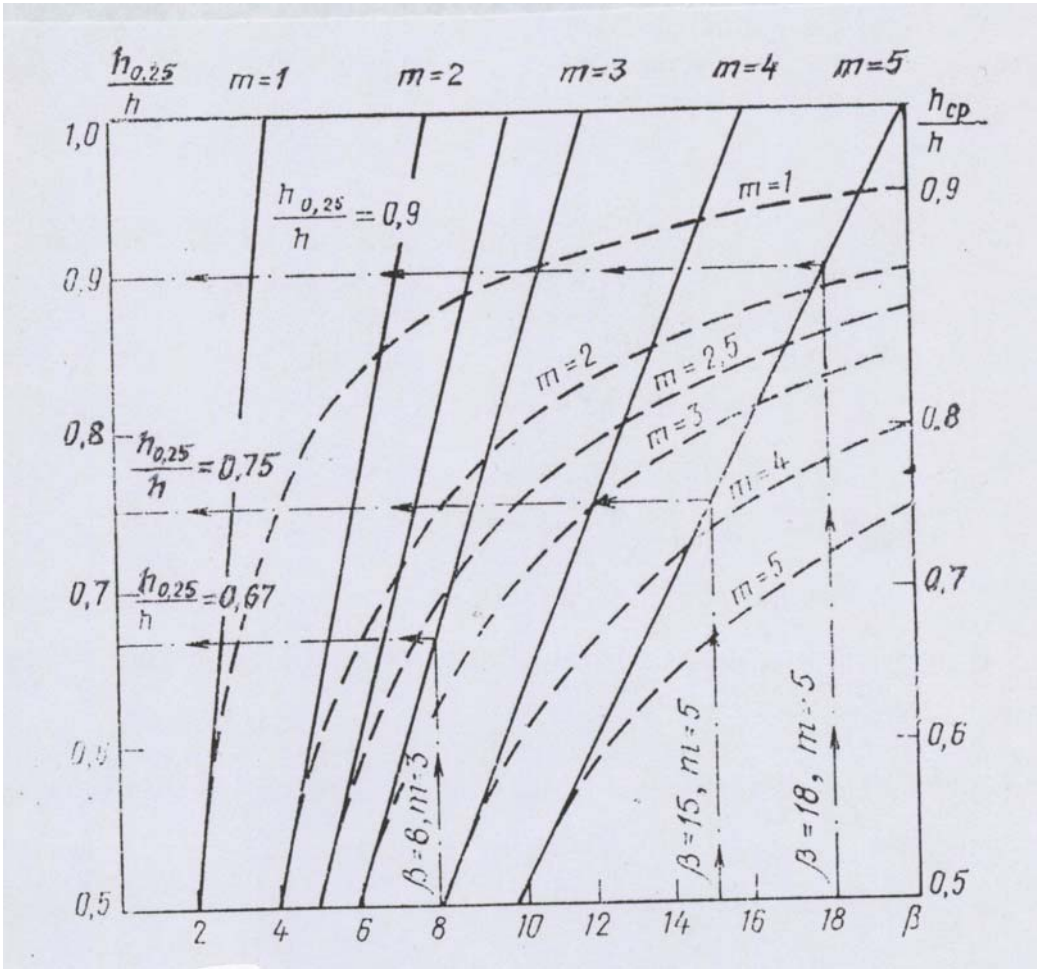


Рисунок 5.5-Номограмма для определения относительной расчетной глубины, по которой оценивается расчетная (допускаемая) скорость на размыв для трапецеидальных русл с $\beta_{уст} = 2...20$

На втором этапе по этой скорости окончательно проверяют форму и размеры живого сечения, а также обеспечение второго условия с учетом распределения средних скоростей на вертикалях русла по таблице 5.3. Эти скорости сравнивают с максимально допускаемой на размыв для глубины на каждой вертикали. Если на откосах фактические скорости окажутся больше допускаемых, русло необходимо расширить или, что более целесообразно, выполнить полигональное сечение с переменным заложением откосов по глубине русла. За счет более пологого заложения откоса в нижней части глубина на расчетной вертикали увеличится, что приведет к увеличению допускаемой скорости.

Рассчитанная по указанной схеме форма поперечного сечения каналов статической устойчивости на $\upsilon_{нр}$ обеспечивает по всему периметру на превышение средней скорости $\upsilon_{ср}$ допускаемой неразмывающей $\upsilon_{нр}$.

Таблица 5.3 – Значения распределения относительной скорости $\psi = \overline{u}_в / \upsilon$ по ширине русла

Относительное расстояние от уреза $\zeta = B_у / B$	0,1	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
Значения $\psi = \overline{u}_в / \upsilon$									
Параболические русла									
$\beta \le 10$	0,73	0,85	0,95	0,99	1,02	1,02	1,01	1,02	1,04
$\beta \ge 30$	0,83	0,94	1,02	1,07	1,10	1,11	1,12	1,12	1,13
Трапецеидальные русла									
$\beta \le 10$	0,76	0,9	0,94	1,05	1,06	1,04	1,03	1,04	1,04
$\beta \ge 20$	0,80	0,9	1,00	1,03	1,08	1,07	1,07	1,08	1,08

Результаты исследований натурных данных по земляным каналам (Алтунин, 1979; Рабкова, 1990) показали, что устойчивые геометрические характеристики любого по крупности канала для данных грунтовых условий зависят от величины расхода и количества транспортируемых взвешенных и донных наносов. При этом практически статическая устойчивость русла ($\alpha_у = \upsilon / \upsilon_{нр} \approx 1$) обеспечивается только при малой насыщенности потока взвешенными наносами и отсутствии транспорта донных наносов. Во всех других случаях средняя скорость потока в каналах для обеспечения транспорта взвешенных ($\rho > 3$ кг/м^3) и донных наносов будет всегда больше нормативной неразмывающей скорости ($\alpha_у > 1$) и тем больше, чем больше нагрузка потока наносами. Такие русла, как отмечалось выше, получили названия русел динамической устойчивости.

Отличительной особенностью крупных каналов является распластанность поперечного сечения русла и большие значения относительной ширины канала B/ $h_м$. При таком поперечном сечении в средней («активной») части трапецеидального русла поток имеет равные глубины (а при параболическом русле - почти равные), отвечающие наибольшей глубине $h_м$. В этих условиях распределение средних по вертикали скоростей по ширине средней части русла приобретает выровненный характер. Эту область водного потока следует рассматривать как поток, формирующийся при постоянной глубине $h_м$, шириной b и продольном уклоне, отвечающем этой глубине.

Отклонение средней скорости «активной» части $\upsilon_м$, определяемой по максимальной глубине $h_м$ и средней скорости для всего сечения, найденной по R или $h_{ср}$ принимается равным 1,13 – 1,15 (Рекомендации . 1988)

$$\upsilon = \frac{\upsilon_м}{1{,}13 - 1{,}15} = (0{,}87 - 0{,}89)\upsilon_м . \qquad (5.32)$$

Учет определяющего влияния средней части потока (зона $h_м$) на формирование поля скоростей (в том числе придонных) и их воздействия на грунтовое ложе канала приводит к необходимости некоторого изменения обычной схемы гидравлического расчета.

Рекомендуемая методика расчета крупных каналов, разработанная Союзпроводхозом (Рекомендации , 1988), основана на принятии для всех вертикалей средней части потока условия, что характеристики потока не будут превышать допускаемых величин.

При расчете по допускаемым скоростям средняя скорость на вертикали $\upsilon_м$ не должна превышать допускаемую (неразмывающую) скорость для данного грунта $\upsilon_{доп}$:

$$\upsilon \le \upsilon_{доп} .$$

При расчете по допускаемым касательным напряжениям касательное напряжение на вертикали τ_0 не должно превышать допускаемое касательное напряжение $\tau_{доп}$:

$$\tau_0 \le \tau_{доп} .$$

Общая схема гидравлического расчета крупного канала сводится к установлению для средней его зоны основных гидравлических характеристик (глубины $h_м$, средней на вертикали для всей этой зоны скорости $\upsilon_м$, продольного уклона $i_м$), которые связаны и определяют размеры и форму сечения канала (при расчете сечения параболической формы за характерную величину $h_м$ принимается глубина на оси канала). Основой для установления этих характеристик является уравнение равномерного движения или формула Шези, которые записываются в следующем виде:

$$\tau_0 = \tau_{доп} = \rho g h_м i_м , \qquad (5.33)$$

$$\upsilon_м = \upsilon_{доп} = C_м \sqrt{h_м i_м} . \qquad (5.34)$$

В этих уравнениях искомыми являются две величины ($h_м$ и $i_м$). Для решений этих уравнений дополнительно используется уравнение неразрывности

$$Q = B h_{ср} \upsilon , \qquad (5.35)$$

где $h = \eta h_м$, $\upsilon = \varphi \upsilon_м$, η и φ – коэффициенты соответственно уменьшения средней глубины и средней скорости.

За исходное значение средней допускаемой скорости принимается ее значение при глубине 1 м (таблица 5.4). При больших глубинах значение допускаемой скорости увеличивается согласно формуле:

$$\upsilon_{допh} = \upsilon_{допh=1м} \cdot h^{0,2} , \qquad (5.36)$$

где h – глубина канала в м.

Таблица 5.4 – Значение средних допускаемых (неразмывающих) скоростей $\upsilon_{доп}$ и касательных напряжений $\tau_{доп}$ для русла с h = 1,0 м (несвязные грунты)

$d_{ср}$, мм	К =0,5		К= 0,3		К =0,2	
	$\upsilon_{доп}$	$\tau_{доп}$ n=0,02	$\upsilon_{доп}$	$\tau_{доп}$ n=0,02	$\upsilon_{доп}$	$\tau_{доп}$ n=0,02
0,15	0,40	0,082	0,52	0,128	0,62	0,194
0,25	0,47	0,084	0,58	0,133	0,67	0,194
0,37	0,52	0,096	0,64	0,145	0,75	0,198
0,50	0,57	0,108	0,70	0,162	0,81	0,218
0,75	0,65	0,128	0,79	0,188	0,87	0,228
1,0	0,70	0,145	0,83	0,205	0,89	0,235

К – коэффициент неоднородности грунта, равный $\frac{d_{ср}}{d_{95}}$.

Таблица 5.5 – Учет влияния на значения $\upsilon_{доп}$ и $\tau_{доп}$ наличия в грунте частиц с d < 0,05 мм

% содержание d<0,05 мм	0	3	5	7-10	15-20
Коэффициент увеличения $\upsilon_{доп}$ и $\tau_{доп}$	1,0	1,04	1,06	1,12	1,24

Таблица 5.6 – Средние допускаемые скорости для связных грунтов $\upsilon_{доп}$ при глубине h = 1,0 м

Расчетное сцепление $C_р$ 10^5Па	0,005	0,010	0,020	0,030	0,040	0,050	0,075	0,100
Скорость $\upsilon_{доп}$, м/с	0,41	0,46	0,54	0,61	0,69	0,74	0,87	0,80
Расчетное сцепление $C_р$ 10^5Па	0,125	0,150	0,175	0,200				
Скорость $\upsilon_{доп}$, м/с	1,08	1,08	1,28	1,36				

Таблица 5.7 – Рекомендуемые значения $B/h_м$

Расход, $м^3/с$	Песчаные несвязные грунты $d_{ср}$=0,15-0,30 мм	Супеси и легкие суглинки	Глинистые грунты
50	15,0	10,0	6,0
100	16,0	10,5	6,5
250	17,0	11,3	7,0
400	18,0	12,0	7,5
500	19,0	13,0	8,0
750	19,5	13,7	8,7
1000	20,0	14,5	9,0

Примечание. Допустимые отклонения $\pm 10\%$.

Таблица 5.8 – Относительная ширина канала по дну $b/h_м$

Относительная ширина русла $B/h_м$	Коэффициент откоса канала				
	6	5	4	3	2
20	8	10	12	14	16
18	6	8	10	12	14
16	4	6	8	10	12
14	-	-	6	8	10
12	-	-	4	6	8
10	-	-	-	4	6

Таблица 5.9 – Рекомендуемые значения коэффициента С

Глубина, h, м	Коэффициент С			
	n = 0,02	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
4	62,3	51,4	47,0	44,0
5	64,2	53,2	48,8	45,8
6	65,6	54,7	50,2	47,3
7	67,0	56,0	51,4	48,3
8	68,1	57,2	52,5	49,4
9	69,2	58,2	53,4	50,4
10	70,1	59,0	54,4	51,1
11	71,0	60,0	55,2	51,9
12	71,8	60,8	55,9	52,7
13	72,5	61,5	56,5	53,4
14	73,2	62,1	57,0	53,8
15	73,8	62,8	57,4	54,3

Допустимые значения $\upsilon_{доп}$ и $\tau_{доп}$, а также рекомендуемая форма поперечного сечения в виде соотношения $B/h_м$ и $b/h_м$ принимаются по таблицам 5.4 – 5.8.

Порядок расчета принимается следующим:

- исходя из вероятного значения максимальной глубины $h_м$ для характеристик грунтов, в которых будет проходить данный канал определяется значение допускаемой скорости $\upsilon_{доп}$ или допускаемого касательного напряжения $\tau_{доп}$ в средней части потока;
- используя зависимости (5.33) и (5.34) , и, определяя значение коэффициента Шези $C_м$ по таблице 5.9, устанавливают отвечающий $h_м$ продольный уклон русла канала

$$i_м = \frac{\upsilon^2_{доп}}{C^2_м h_м}, \qquad (5.37)$$

или

$$i_м = \frac{\tau^2_{доп}}{\rho g h_м}. \qquad (5.38)$$

- по таблице 5.7 устанавливается соответствующее данному каналу значение $B/h_м=A$, с помощью которого определяется значение ширины русла по урезу B:

$$B = A \cdot h_м.$$

- по значениям $\upsilon_м$ и $h_м$ определяют средние $h_{ср}$ и скорость υ для всего живого сечения русла

$$h_{ср} = \eta \cdot h_м \; ; \; \upsilon = \psi \cdot \upsilon_м .$$

Значения коэффициентов принимаются равными η= 0,65 – 0,70; ψ = 0,87 – 0,89.

По зависимости (5.35) определяется расход Q.

Если полученное таким образом значение расхода не отвечает заданному значению Q, производится повторный расчет при уточненном значении принятой величины $h_м$ или соответственно изменяется ширина средней зоны потока за счет расширения ее или сужения.

Приведенная схема гидравлического расчета является общей как для несвязных, так и для связных грунтов. Однако в тех случаях, когда по длине трассы канала встречаются участки несвязных и связных грунтов, сменяющих друг друга, расчет канала проводится для участков несвязных грунтов. При этом накладываются ограничения на расчет канала для участков со связными грунтами. Эти ограничения обусловлены тем, что существенные различия в продольном уклоне потребуют создания переходных участков их сопрягающих, которые не всегда могут обеспечить транзит наносов при переходе от участка со связными грунтами к участку в песчаных грунтах.

При проектировании канала по очередям с последующим его расширением на большие расчетные расходы рекомендуется следующий порядок расчета:

1. Раздельно для каждого расхода, характеризующего первую и последующие очереди, проводится расчет сечения и продольного уклона применительно к характерным грунтовым условиям сопряжения участков между собой;
2. По технико – экономической оценке устанавливается расчетный продольный уклон канала, который сохраняется на всех очередях строительства; при малой длине канала возможна вариация уклонов водной поверхности при сохранении постоянства уклона дна;
3. С принятием единого продольного уклона дна канала i на все очереди строительства проводится расчет необходимого расширения русла по очередям (при сохранении постоянства отметок дна канала).

В качестве основной форы русла принимаются трапецеидальная и параболическая форма поперечного сечения канала. При этом трапецеидальная форма русла в ходе эксплуатации канала может трансформироваться в сглаженную параболическую форму (Рекомендации . 1988).

При проектировании трапецеидального профиля русла канала важным элементом является ширина горизонтального участка по дну b, которую рекомендуется определять по таблице 5.8.

Для трапецеидальных каналов отношение $h_{ср}/h_м$ определяется в зависимости от коэффициента откоса m и относительной ширины канала по дну $\beta = b/h_м$ по формуле

$$\frac{h_{ср}}{h_м} = \frac{\beta + m}{\beta + 2m}, \qquad (5.39)$$

Другими параметрами, характеризующими трапецеидальное русло, являются также следующие отношения:

$$\frac{B}{h_м} = \beta + 2m;$$

$$\frac{B}{h_{ср}} = \frac{(\beta + 2m)^2}{\beta + m}; \qquad (5.40)$$

$$\frac{\beta}{\chi} = \frac{(\beta + 2m)}{\beta} + 2\sqrt{1 + m^2}.$$

Для описания русла канала с поперечным сечением параболической формы могут использоваться единичные профили и уравнение параболы различных степеней.

В таблице 5.10 приведены единичные профили русел каналов, полученные на основе обработки большого фактического материала наблюдений. Здесь глубины русла выражены в долях от максимальной глубины $h_м$, а ширина – в долях от полной ширины по урезу В.

Таблица 5.10 – Координаты единичных профилей русла

Характеристика грунта	Вертикали по ширине русла от уреза воды					
	0	0,1В	0,2В	0,3В	0,4В	0,5В
Подвижные бархатные пески	0	0,46	0,70	0,84	0,97	1,0
Уплотненные пески	0	0,50	0,72	0,86	0,97	1,0
Супеси и легкие суглинки	0	0,54	0,78	0,90	0,97	1,0
Глинистые грунты	0	0,60	0,74	0,94	0,98	1,0

Форма русла канала также может устанавливаться по уравнению параболы при известных параметрах $h_м$ и В:

$$h_у = h_м\left[1-\left(\frac{1У}{В}\right)^p\right], \qquad (5.41)$$

где ось У перпендикулярна направлению потока, а показатель степени Р связан с грунтовыми условиями и находится по формуле

$$P = \frac{h_{ср}/h_м}{1-h_{ср}/h_м}. \qquad (5.42)$$

Отношение глубин $h_{ср}$ / $h_м$ для параболических каналов зависит от крупности частиц грунта (для несвязных грунтов) и принимаются по таблице 5.11.

Таблица 5.11 – Рекомендуемые значения отношения глубин $h_{ср}$ / $h_м$ для несвязных грунтов

Показатель	Крупность частиц песчаного грунта $d_{ср}$,мм			
	0,15	0,20	0,25	0,30
$h_{ср}$ / $h_м$	0,70	0,675	0,65	0,65

Показатель степени р в уравнении параболы (5.41) назначается в зависимости от различных грунтовых условий в следующих пределах:

подвижные (барханные) пески р= 2,1 – 2,3

уплотненные пески р = 2,4 – 2,6

супеси и легкие суглинки р = 2,7 – 2,9

глинистые грунты р = 3,4 – 3,6

Ниже рассмотрим пример гидравлического расчета канала в земляном русле статической устойчивости по вышеприведенной методике Союзгипроводхоза.

Пример 1. Дано: русло канала трапецеидальной формы из несвязного грунта – мелкий песок с крупностью частиц dcp =0,15 мм, расчетный расход Q = 60 м^{3}с, коэффициент шероховатости n = 0,025, коэффициент заложения откоса m = 3.

Расчет выполним по методу допускаемой скорости.

По таблице 5.4 принимаем допускаемую неразмывающую скорость потока при глубине h =1 м для песчаного грунта с $d_{ср}$ = 0,15 мм, $\upsilon_{допh=1м} = 0.40$ м/с. Задаваясь глубиной для средней части канала $h_м$ = 4,5 м, определяем допустимую скорость потока, соответствующую этой глубине по формуле ( ):

$$\upsilon_{доп} = \upsilon_{допh=1м} \cdot h_м^{0,2} = 0,4 \cdot 4,5^{0,2} = 0,54 \text{ м/с}.$$

Расчетной скоростью задаемся равной (Рабкова,1990)

$$\upsilon_{расч} = 0,9 \cdot \upsilon_{доп} = 0,9 \cdot 0,54 = 0,49 \text{ м/с}$$

По таблице 5.9 при n = 0,025 находим $C_м$=52,3 м^{0,5}/с.

По формуле (5.37) рассчитываем продольный уклон, отвечающий $h_м$ и $\upsilon_{расч}$:

$$i = \frac{\upsilon_{расч}^2}{C_м^2 h_м} = \frac{0,49^2}{52,3^2 \cdot 4,5} = 0,0000192.$$

Далее, по таблице 5.7 для песчаных несвязных грунтов находим:
$B/h_м$ =A =15, откуда определяем ширину канала по урезу

$$B = A \cdot h_м = 15 \cdot 4,5 = 67,5 \text{м}.$$

Принимая параметр ψ = 0,88, найдем среднюю скорость для всего сечения

$$\upsilon = \psi \cdot \upsilon_{доп} = 0,88 \cdot 0,486 = 0,428 \text{м/с}.$$

По таблице 5.11 определяем отношение глубин при $d_{ср}$ = 0,15 мм:
$h_{ср} / h$ = 0,70, и затем находим среднюю глубину в сечении

$$h_{ср} = 0.70 \cdot h_м = 0,70 \cdot 4,5 = 3,15 \text{м}$$

Выбирая $b / h_м$=9 (таблица 5.8), найдем ширину по дну.
b =9 $h_м$=$9 \cdot 4,5 = 40,5$ м.

По полученным данным B, $h_{ср}$ и υ определяем расчетный расход в русле канала

$$Q = B \cdot h_{ср} \cdot \upsilon = 67,5 \cdot 3,15 \cdot 0,428 = 91,0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Так как расчетный расход значительно отличается от заданного (60 м^3/с), проводится повторный расчет при меньшей относительной ширине русла канала, например, приняв $B / h_м$=10.

Тогда в результате уточнения получим следующие параметры русла канала:

$$B = 10 \cdot 4{,}5 = 45\text{м};$$

$$b = 4 \cdot 4.5 = 18\text{м};$$

$$Q = 45 \cdot 3.14 \cdot 0.428 = 60.5\text{м}^3/\text{с}.$$

Полученное значение расчетного расхода практически полностью соответствует заданному и поэтому найденные параметры канала можно считать как окончательные.

5.3. Расчет земляных русел каналов динамической устойчивости

Проектирование устойчивых к деформации каналов при средней скорости потока $\upsilon > \upsilon_{нр}$ (русел каналов динамической устойчивости) должно исходить из условий, что расчетная средняя скорость соответствует значению критической скорости, обеспечивающей транспорт поступающих в каналы наносов, размеры и форма поперечного сечения – состоянию одинаковой степени устойчивости для грунта ложа по всему параметру русла (Рабкова, 1990).

Тем самым в таких каналах допускается некоторое движение донных наносов и размыв русла с последующей стабилизацией поперечного сечения до устойчивой формы по всему периметру русла.

В качестве параметра оценки устойчивости русла принимается отношение средней скорости потока υ к допускаемой неразмывающей скорости для грунтов ложа канала: $\alpha_y = \upsilon / \upsilon_{нр}$. Для равноустойчивого русла величина $\alpha_y > 1$ должна соблюдаться на каждой вертикали по ширине русла

$$\alpha_y = \frac{\upsilon}{\upsilon_{нр}} = \frac{\overline{U}_в}{\left(\overline{U}_в\right)_{нр}},$$

где α_y - коэффициент динамической устойчивости русла;

υ и $\overline{U}$ - средняя скорость всего потока и средняя скорость на данной вертикали.

Коэффициент α_y принимается в зависимости от количества транспортируемых потоком взвешенных и донных наносов. Для осветленных потоков при мутности $\varepsilon \le 0{,}5$ кг /м^3 α_y принимается равным 1,0 – 1,05 ; для осветленных потоков с небольшим транспортом донных наносов – 1,05 – 1,15; для мутных потоков с ε = 3 – 4 кг /м^3 α_y=1,3 – 1,35; при средней крупности частиц грунта $d_{ср}$ = 0,15 мм α_y может возрастать до 1,75. Для

других значений крупности частиц и мутности потока коэффициент динамической устойчивости находится по графику (Рабкова, 1990).

Для оценки средних скоростей на вертикалях используется безразмерный параметр относительной скорости $\psi = \overline{U}_в / \upsilon$, отражающий закономерность распределения по ширине русла местных скоростей по сравнению со средней скоростью всего потока (таблица 5.12).

Таблица 5.12 – Параметр относительной скорости потока ψ на вертикалях

Характеристики	Номера вертикалей					
	1	2	4	6	8	10 ось
1	2	3	4	5	6	7
Относительное расстояние от уреза ξ	0,05	0,09	0,17	0,25	0,35	0,50
Относительная глубина на вертикали h_x/ h	0,33	0,56	0,88	0,94	1,0	1,0

Продолжение таблицы 5.12.

1	2	3	4	5	6	7
Средняя скорость на вертикали, $\overline{U}$ в, м/с	0,60	0,69	0,90	0,90	0,88	0,92
Относительная скорость ψ	0,70	0,80	1,05	1,05	1,02	1,06

Динамически устойчивые каналы проектируются с использованием вышеприведенных морфометрических зависимостей, параболической или трапецеидальной форм сечения. Кроме того, учитывается коэффициент формы русла $\sigma = h_{ср} / h$, который для динамически устойчивых русел принимается в пределах σ = 0,6 – 0,85 (Рабкова, 1990). При проектировании этой категории земляных каналов основные геометрические параметры русла (h. B, b, σ) определяются на основе натурных данных по устойчивым каналам. При известных параметрах параболическая форма русла рассчитывается по уравнению

$$h_x = h\left[1 - \left(\frac{x}{B/2}\right)^n\right], \qquad (5.44)$$

где $h_x = \frac{\sigma}{1-\sigma}$, $\sigma = h_x / h$, h_x – глубина на расстоянии x от уреза воды; n – показатель степени параболы, который по данным натурных исследований в среднем можно принять равным 3,0 – 4,0.

При проектировании трапецеидального сечения заложение откосов m и ширина по дну b определяются по следующим зависимостям:

$$m = \frac{B}{h}\left(1 - \frac{h_{ср}}{h}\right) = \frac{B}{h}(1-\sigma); \qquad (5.45)$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{h}(2\sigma - 1).$$

В динамически устойчивых руслах максимальная скорость в сечении потока формируется на осевой вертикали, поэтому в качестве расчетной вертикали для определения расчетной средней скорости потока υ при проектировании размеров и формы русла принимается осевая вертикаль с максимальной глубиной h,т.е.

$$\overline{U}_в = \psi_м \upsilon, \qquad (5.46)$$

где $\overline{U}_в$ - средняя скорость на осевой вертикали;

ψ – максимальная относительная скорость на вертикали.

Из соотношений (5.43) и (5.46) для осевой вертикали с максимальной глубиной определяется расчетная средняя скорость потока

$$\upsilon = \frac{\alpha_у}{\psi_м}(\overline{U}_в)_{пр}, \qquad (5.47)$$

где $\left(\overline{U}_в\right)_{пр}$ - допускаемая неразмывающая средняя скорость для вертикали с максимальной глубиной .

Гидравлический расчет динамически устойчивых каналов выполняется по следующей схеме (Рабкова, 1990):

- задаются вероятным значением максимальной глубины h по зависимости

$$h = K_h Q^{0.35}, \qquad (5.48)$$

где K_h – коэффициент глубины потока, который принимается в зависимости от $\upsilon / \upsilon_{пр}$: при $\upsilon/\upsilon_{пр}$ = 1,1- K_h = 0,83-0,86; при $\upsilon/\upsilon_{пр}$ =1,3 - K_h =0,75.

- для принятой глубины h и $d_{ср}$ определяют значение допускаемой скорости $\left(\overline{U}_{в}\right)_{пр}$ для осевой части русла по формуле:

$$\left(\overline{U}_{в}\right)_{пр} = \upsilon_{h=1} \cdot h^{m}, \qquad (5.49)$$

где $\upsilon_{h=1}$ - допускаемая скорость на размыв для глубины 1 м;

m – показатель степени, равный 0,20 – 0,24;

- по принятому значению коэффициента динамической устойчивости α_{y} и параметру относительной скорости для осевой вертикали ψ рассчитывают среднюю скорость потока :

$$\upsilon = \frac{\alpha_{y}}{\psi}\upsilon_{h=1} \cdot h^{m} \text{ или } \upsilon = \frac{\alpha_{y}}{\psi_{м}}\left(\overline{U}_{в}\right)_{пр}, \qquad (5.50)$$

- определяют площадь живого сечения

$$\omega = \frac{Q_{расч}}{\upsilon}; \qquad (5.51)$$

-задаются основными параметрами живого сечения: шириной и глубиной русла B и h по зависимостям, полученным из анализа натурных данных (Рабкова, 1990);

- из принятых значений h и B уточняют ширину канала по урезу воды или глубину;

- устанавливают связь между h и $h_{ср}$ с использованием коэффициента формы $\sigma = h_{ср} / h$;

- определяют площадь живого сечения ω, отвечающей принятым размерам русла

$$\omega' = hB\sigma, \qquad (5.52)$$

и сравнивают ω' с ω, рассчитанной по (5.51).

В случае, если $\omega' \neq \omega$, то несколько изменяют геометрические размеры русла (h и B) в пределах рекомендуемых морфометрических зави-

симостей при сохранении неизменной средней скорости υ в соответствии с (5.50). Равенство ω' с ω можно обеспечить некоторым изменением только ширины канала при принятой ранее h из выражения $B = \frac{\omega}{\sigma h}$;

- строят профиль поперечного сечения русла, принимая (предварительно) параболическую форму (типичную для каналов после нескольких лет эксплуатации); степень параболы находят по соотношению

$$n = \frac{\sigma}{1-\sigma};$$

- по закономерностям распределения скорости по ширине русла и глубин рассчитывают средние фактические скорости на каждой вертикали и соответствующие глубинам на этих вертикалях допускаемые неразмывающие средние скорости; оценивают значение α_y, которое на каждой вертикали должно быть не более принятого в расчете для средней скорости всего потока. Если на какой – либо вертикали по ширине русла не будет соблюдаться требование (5.43), то необходимо подправить очертание формы поперечного сечения до достижения формы, соответствующей форме русла равной динамической устойчивости. Далее в полученное параболическое русло с минимальными отклонениями вписывают полигональную форму поперечного сечения, определяют значения откосов береговой части русла и окончательно уточняют α_y :

- проверяют пропускную способность канала по зависимости

$$Q = \sum \overline{U}_в \cdot h_в \cdot \Delta b;$$

- определяют расчетный уклон канала с использованием формулы Шези

$$i = \frac{\upsilon^2}{C^2 R}.$$

При выполнении гидравлического расчета по предлагаемой схеме можно рассмотреть несколько вариантов, по которым производятся технико – экономические расчеты и оценивается оптимальный вариант.

5.4. Расчет бетонных русел каналов

В настоящее время расчет бетонных русел каналов проводится аналогично необлицованным каналам в земляном русле с учетом нормативного коэффициента шероховатости облицовки.

Проведенные НГМА натурные гидравлические исследования в бетонных руслах на целом ряде облицованных каналов (Косиченко, 1993; Косиченко, Турянская,Богомолов, 1991) свидетельствуют о значительной изменчивости коэффициента шероховатости (от 0,015 до 0,035) и особенностях их работы, недоучет которых приводит к существенной потере гидравлической эффективности каналов и, по-существу, превращает их в необлицованные русла с характерными процессами заиления и зарастания.

В облицованных каналах особенно остро стоит проблема очистки от наносов ввиду сложности производства работ традиционными строительными механизмами, как правило, нарушающими целостность покрытия, а также предотвращения развития водорослей из-за уменьшения самоочищающей способности твердых покрытий – облицовок.

В связи с этим при эксплуатации бетонных каналов должна исключаться вероятность заиления облицовки и создания благоприятных условий для развития водорослей в теплый период. Вместе с тем, материал облицовки должен сопротивляться размыву (вымыву заполнителя бетона) и истирающему действию наносов. Исходя из этого, средняя расчетная скорость υ в облицованных каналах должна назначаться в диапазоне между некоторой минимальной расчетной скоростью течения потока $\upsilon_{мин}\{P\}$, исключающей возможность заиления, и допускаемой неразмывающей скоростью $\upsilon_{нер}\{P\}$, найденными с достаточно высокой вероятностью P:

$$\upsilon_{мин}\{P\} \le \upsilon < \upsilon_{нер}\{P\}. \qquad (5.53)$$

Минимальную расчетную скорость течения потока, исключающую вероятность заиления с определенной вероятностью P, можно определить по формуле Ю.М. Косиченко (1993,1)

$$\upsilon_{мин}\{P\} = \upsilon_{нез}\left[1 + 0{,}0471\sqrt{2\ln\left(\frac{0.707\bar{\lambda}_0 T}{-\ln P}\right)}\right], \qquad (5.54)$$

где $\upsilon_{нез}$ - незаиляющая скорость течения в канале, определяемая по

формуле С.А. Гиршкана ($\upsilon_{нез}$=AQ$^{0.2}$);

$\overline{\lambda}_0$ – средняя интенсивность (число) выбросов скорости за нулевой уровень (значение незаиляющей скорости) в единицу времени ($\overline{\lambda}_0$ = 0,1 – 1,0 1/с);

T – продолжительность работы канала (или воздействия потока) (5-7 мес.);

P – вероятность незаиления канала (принимаем 0,95).

Допускаемые неразмывающие скорости для бетонных облицовок могут быть найдены по следующим зависимостям (Косиченко, 1993, 1):

Неразмывающая средняя скорость

$$\upsilon_{нер}\{P\} = \lg\left(\frac{6.16h}{\Delta}\right)\sqrt{\frac{m_y R^{н}_{ур}}{\rho\eta_н}}; \qquad (5.55)$$

неразмывающая донная скорость

$$U_{\Delta нер}\{P\} = 1{,}25\sqrt{\frac{m_y R^{н}_{ур}}{\rho\eta_н}}; \qquad (5.56)$$

где $$\eta_н = 1 + 0{,}471\sqrt{\ln\left(\frac{0.707\overline{n}_0 T}{-\ln P}\right)}; \qquad (5.57)$$

h – глубина потока;

Δ - высота выступов шероховатости;

d – средний диаметр крупного заполнителя бетона облицовки (d= 10 мм);

m_y – коэффициент условий работы (m_y = 1-1,2);

$R^{н}_{ур}$ - нормативная усталостная прочность бетона на разрыв (53 кН/м^2);

ρ - плотность воды;

$\eta_н$ - коэффициент надежности;

$\overline{n}_0$ - среднее количество выбросов за уровень удерживающих

напряжение R;

T – продолжительность воздействия потока;

P – вероятность неразмыва бетона облицовки.

Высоту выступов шероховатости поверхности облицовки Δ ориентировочно можно принимать в зависимости от коэффициента шероховатости (Железняков, 1981), как $\Delta = (25\ n_0)^6$, где n – коэффициент шероховатости; Δ - высота выступов, м.

Расчеты допускаемых скоростей по зависимостям (5.54) и (5.55) показывают, что с гарантией P = 95 % значения минимальный расчетных скоростей для каналов с расходом Q> 3м^3/с изменяются в пределах $\upsilon_{мин}\{P = 0{,}95\} = 0{,}50 - 1{,}20 м/с$, а значения неразмывающих скоростей в зависимости от марки бетона $\upsilon_{мин}\{P = 0{,}95\} = 10 - 15 м/с$. Полученные значения неразмывающих скоростей соответствуют данным СНиП 2.06.03 – 85

Однако верхний предел расчетных скоростей бетонных русел каналов ввиду значительных допускаемых неразмывающих скоростей для бетона, достигающих 15- 20 м/с, должен ограничиваться гораздо меньшими их значениями из условия обеспечения надежной работы облицовок (исключения вероятного разрушения швов и сдвига отдельных плит облицовки под воздействием водного потока). Учитывая эти соображения, Ю.М. Косиченко получена следующая зависимость для определения максимальной расчетной скорости потока в облицованных каналах:

$$\upsilon_{нер}\{P\} = 0{,}80 \lg\left(\frac{6.16h}{\Delta}\right)\sqrt{\frac{\gamma_б b_{пл} f}{\rho A' \eta_н}}\ ; \qquad (5.58)$$

$$\eta_н = 1 + 0{,}471\sqrt{2\ln\left(\frac{0.707\overline{v}_0 T}{-\ln P}\right)}, \qquad (5.59)$$

где $\gamma_б$ – удельный вес бетона облицовки;

$b_{пл}$ – характерный размер плиты облицовки вдоль потока;

f – коэффициент трения материала облицовки по грунту основания;

A’ – коэффициент лобового сопротивления плиты облицовки

(ориентировочно принимается равным 0,4 – 0,5) ;

$\bar{\nu}_0$ - среднее количество выбросов за уровень допускаемой скорости;

P – вероятность неразрушения облицовки (швов и плит).

Расчетами по зависимости (5.58) установлено, что скорость $\upsilon_{макс}\{P\}$, характеризующая устойчивую и надежную работа облицовок оросительных каналов в зависимости от глубины, будет составлять 4,0 – 7,0 м/с.

На основании вышеизложенного, расчетную скорость в облицованных каналах рекомендуется назначать в пределах от 0,50 до 7,0 м/с. При этом для средней скорости потока ниже 0,50 – 1,0 м/с существенно возрастает вероятность заиления и развития водорослей в облицованных каналах, что подтверждается данными натурных наблюдений (Оксиюк, 1973; Косиченко, Турянская, Богомолов, 1991; Полякова, 2000). При скорости потока, превышающей 4,0 – 7,0 м/с возможны разрушения швов и нарушение целостности облицовки канала.

В таблицах 5.13 и 5.14 приводятся значения минимальных и максимальных расчетных скоростей для различных расходов, коэффициентов шероховатостей облицовок и вероятностей, полученные расчетом на ПЭВМ по формулам (5.54) и (5.58).

При определении максимальной расчетной скорости в облицованном канале, соответствующей расчетной глубине h, пересчет скорости при глубине h = 1 м (см. таблицу 5.14) к скорости при глубине h осуществляется по формуле:

$$\upsilon_{макс}\{P\} = \upsilon_{макс}\{P\}_{h=1} + A_0 \lg h, \qquad (5.60)$$

где $\upsilon_{макс}\{P\}_{h=1}$ - максимальная расчетная скорость в облицованном

канале при глубине h = 1 м (таблица 5.14);

$$A_o = 0{,}80\sqrt{\frac{\rho_б b_{пл} fg}{\rho A' \eta_н}}.$$

Относительную ширину облицованного канала по дну для трапецеидального сечения β можно определять по зависимости, полученной исходя из условия незначительного (на 2 %) увеличения стоимости облицовки практического профиля (близкого к гидравлически наивыгоднейшему) по отношению к «абсолютному» гидравлически наивыгоднейшему сечению (Косиченко, 1993,2):

$$\beta = \frac{b}{h} = 2.04\sqrt{\frac{Q}{\upsilon h^2}\left(2\sqrt{1+m^2}-m\right)}-2\sqrt{1+m^2}\,. \qquad (5.61)$$

Расчет параметров β по зависимости (5.60) выполняется путем приближений, задаваясь в первом приближении, например h =1 м.

Для удобства практических расчетов из зависимости (5.60) получена приближенная формула в виде:

$$\beta \approx \beta_{г.н.} + 2\sqrt{1+m^2} - m\sqrt{1+m^2}\,, \qquad (5.62)$$

где $\beta_{г.н.} = 2\sqrt{1+m^2} - m$.

Расчеты по данным зависимостям показывают, что для облицованных каналов с расходами от 50 до 300 м^3/с параметр β будет изменяться в пределах β = 1,7 – 2,0 (Косиченко, 1993, 2)

Для определения коэффициента Шези бетонных русел А.Д. Альтшулем предложена следующая формула, справедливая как для переходной, так и квадратичной области сопротивления (Альтшуль и др., 1985):

$$C = 24\lg\frac{2R}{k_э + 0{,}036/\sqrt{Ri}}\,, \qquad (5{,}63)$$

где C – коэффициент Шези, м^{0,5}/с;

$k_э$ - эквивалентная шероховатость бетонной поверхности облицовки , мм;

R – гидравлический радиус, мм;

i – уклон дна канала.

Таблица 5.13 — Минимальные расчетные скорости в облицованных каналах $V_{мин}\{P\}$

Среднее количество выборов, 1/с	Расход в канале, $м^3/с$	Вероятность незаиления канала P			
		0,90	0,95	0,97	0,99
1	2	3	4	5	6
0,01	1,0	0,404	0,406	0,408	0,411
	2,0	0,464	0,467	0,469	0,473
	3,0	0,503	0,506	0,508	0,513
	5,0	0,558	0,561	0,563	0,568
	10,0	0,641	0,644	0,647	0,652
	30,0	0,798	0,802	0,806	0,812
	50,0	0,884	0,889	0,892	0,900
	100,0	1,015	1,021	1,025	1,033
	200,0	1,166	1,173	1,177	1,187
0,1	1,0	0,411	0,413	0,415	0,451
	2,0	0,472	0,475	0,477	0,480
	3,0	0,512	0,515	0,517	0,521
	5,0	0,567	0,570	0,572	0,577
	10,0	0,652	0,655	0,658	0,662
	30,0	0,812	0,816	0,819	0,825
	50,0	0,899	0,904	0,907	0,914
	100,0	1,033	1,038	1,042	1,050
	200,0	1,187	1,193	1,197	1,206
1,0	1,0	0,418	0,420	0,421	0,424
	2,0	0,480	0,482	0,484	0,487
	3,0	0,521	0,523	0,525	0,528
	5,0	0,577	0,579	0,581	0,585
	10,0	0,662	0,665	0,668	0,672
	30,0	0,825	0,829	0,832	0,837
	50,0	0,914	0,918	0,921	0,927
	100,0	1,050	1,055	1,058	1,065
	200,0	1,206	1,211	1,215	1,224

Таблица 5.14— Максимальные расчетные скорости в облицованных каналах $V_{макс}$ {P} при глубине h = l,0 м

Среднее количество выбросов, 1/с	Коэффициент шероховатости облицовки	Вероятность неразрушения облицовки P			
		0,90	0,95	0,97	0,99
1	2	3	4	5	*6*
0,01	0,012	5,982	5,919	5,875	5,778
	0,013	5,664	5,604	5,563	5,481
	0,014	5,370	5,313	5,274	5,196
	0,015	5,098	5,042	5,005	4,931
	0,016	4,840	4,789	4,754	4,683
	0,017	4,600	4,551	4,517	4,450
	0,018	4,373	4,326	4,312	4,294
0,1	0.012	5.792	5,739	5,703	5,627
	0,013	5,484	5,434	5,400	5,330
	0,014	5,199	5,152	5,119	5,053
	0,015	4,934	4,889	4,858	4,796
	0,016	4,686	4,643	4,614	4,554
	0,017	4,453	4,413	4,385	4,328
	0,018	4,234	4,195	4,168	4,114
1,0	0,012	5,632	5,587	5,556	5,492
	0,013	5,333	5,290	5,261	5,200
	0,014	5,056	5,015	4,987	4,930
	0,015	4,798	4,760	4,733	4,679
	0,016	4,557	4,520	4,495	4,444
	0,017	4,330	4,296	4,272	4,223
	0,018	4,117	4,084	4,061	4,014

При гидравлическом расчете бетонных русел каналов могут также использоваться эмпирические зависимости гидравлических сопротивлений, полученные на основе обработки натурных данных (Косиченко, 1993,1; 2000):

для спокойных потоков (Fr<1)

$$\lambda = 0{,}245 / \mathrm{Re}^{0.158}, \qquad (5.64)$$

для бурных потоков (Fr>1)

$$\lambda = 0.0187\,\mathrm{Re}^{0.0364}, \qquad (5.65)$$

для заросших русел водорослями в процессе эксплуатации каналов

$$\lambda = 66 / \mathrm{Re}^{0.48}. \qquad (5.66)$$

Для спокойных потоков (Fr<1) в открытых каналах с бетонной облицовкой также может использоваться уточненная формула О.М. Айвазяна в следующем виде (Косиченко. 2000):

$$\lambda = 0{,}010 + 6{,}91 \cdot \mathrm{I}^{0.729} \cdot \mathrm{R}^{-1}. \qquad (5.67)$$

При гидравлическом расчете бетонных русел каналов могут использоваться справочные таблицы по назначению коэффициентов шероховатости различных облицовок (таблица 5.15), коэффициентов заложения откосов (таблица 5.16), которые составлены с использованием СНиП 2.06.03 – 85, данных натурных наблюдений и опыта эксплуатации облицованных каналов (Косиченко, 2000). Кроме того, в таблице 5.17 представлены значения эквивалентной абсолютной шероховатости облицовок $k_э$, необходимых для расчета коэффициента Шези по формуле (5.63) (Альтшуль и др., 1985).

Таблица 5.15 – Значения коэффициентов шероховатости каналов с различными облицовками

Облицовка	Коэффициент шероховатости, n
Бетонная монолитная:	
- хорошо отделанная	0,013-0,015
- грубая	0,015-0,017
Железобетонная сборная из плит НПК	0,0165-0,0175
Бетонные и железобетонные облицовки после 5 лет эксплуатации:	
- без деформаций и зарастания водорослями	0,016-0,020
- с незначительными деформациями и зарастанием водорослями	0,020-0,030
- с деформациями и зарастанием водорослями	0,030-0,040
Покрытия из асфальто-битумных материалов	0,013-0,016

Таблица 5.16 – Коэффициенты заложения откосов облицованных каналов

Тип облицовки	Коэффициент заложения откосов, m
Железобетонные, бетонные	
сборные	1,0-2,2
монолитные	2,2-2,5
Бетонопленочные	
сборные	1,5-2,5
монолитные	2,5-3,0
Асфальтобетонные	1,5-2,5

Таблица 5.17 – Эквивалентная абсолютная шероховатость облицовок каналов

Характеристика поверхности облицовки	Эквивалентная абсолютная шероховатость, $k_э$, мм
Гладкая бетонная поверхность, выполненная с помощью хорошо строганной сплоченной деревянной опалубки, без выступов и впадин	0,20-2,00 / 1,00
Шероховатая бетонная поверхность, выполненная с помощью грубой деревянной опалубки, видны места стыков и впадин	2,00-15,0 / 6,00
Бетонные плиты заводского изготовления с гладкой поверхностью	0,04-3,00 / 1,50
Бетонные плиты заводского изготовления без затирки поверхности	8,00-20,00 / 12,00
Бетонная облицовка в неблагоприятных условиях эксплуатации (наличие коррозии, водорослей, мха, отложений песка, гравия)	1,00-30,00 / 10,00
Бетонная поверхность, покрытая мхом	10,00-50,00 / 25,0

Примечание. В числителе дроби указаны пределы изменения $k_э$ для данной группы шероховатости, в знаменателе – наиболее вероятные значения $k_э$.

Общая схема гидравлического расчета бетонных русел каналов трапецеидального сечения может быть принята следующей:

- в соответствии с существующими рекомендациями назначаются коэффициенты шероховатости n и заложения откосов m (см. таблицы 5.15 и 5.16);

- определяется минимальная расчетная скорость в облицованном канале $\upsilon_{мин}$ {P} по зависимости (5.54) или по таблице 5.13;

- принимается средняя расчетная скорость в облицованном канале, исходя из соблюдения условия: $\upsilon_{расч} \geq \upsilon_{мин}$ {P};

- вычисляется площадь живого сечения канала ω;

- определяется относительная ширина канала по дну β, используя формулы (5.61) или (5.62);

- рассчитывается глубина в облицованном канале при равномерном движении, как $h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}}$;

- устанавливается ширина канала по дну b, которая округляется в соответствии со стандартными значениями;

- уточняется нормальная глубина в канале при равномерном движении по формуле $h_0 = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4m\omega}}{2m}$;

- проверяется принятая средняя расчетная скорость по максимальной расчетной $\upsilon_{макс}$ {P} в соответствии с условием $\upsilon_{расч} \leq \upsilon_{мин}$ {P}; скорость $\upsilon_{макс}$ {P} рассчитывается по зависимости (5.58) или принимается по таблице 5.14 с учетом пересчета ее к действительной глубине по соотношению (5.60);

- по уточненным значениям параметров облицованного канала b и h_0 определяются гидравлические элементы – смоченный периметр χ и гидравлический радиус R ;

- по зависимостям (5.64) – (5.67) находятся гидравлические сопротивления в облицованном канале λ , а затем коэффициент Шези: $C = \sqrt{8g/\ \lambda}$. Использование формулы А.Д. Альтшуля для определения коэффициента Шези

(5.63) затрудняется, так как в нее входит неизвестный уклон дна канала (расчет по данной зависимости возможен только методом приближений);

- используя формулу Шези, находится уклон дна облицованного канала

$$i = \frac{\upsilon_{\text{расч}}^2}{C^2 R}.$$

В случае, если полученный уклон не будет удовлетворять технико – экономическим требованиям, когда канал имеет уклон значительно отличающийся от среднего уклона местности, что вызовет необходимость его прокладки либо в глубокой выемке, либо в насыпи, проводится изменение расчетной скорости в канале, но в пределах рекомендуемого условия (5.53) и расчет снова повторяется.

На основе вышеприведенной методики рассмотрим пример.

Пример 2. Выполнить гидравлический расчет облицованного канала трапецеидального сечения из сборных железобетонных плит НПК с расходом Q = 47, 17 м^3/с.

1. В соответствии с таблицами 5.15 и 5.16 назначаем коэффициент шероховатости n = 0,017 и коэффициент заложения откосов m = 2,1.

2. Рассчитываем минимальную расчетную скорость облицованного канала по формуле (5.54)

$$\upsilon_{\text{мин}}\{P\} = \upsilon_{\text{нез}}\left[1 + 0{,}0471\sqrt{2\ln\frac{0.707\bar{\lambda}_0 T}{-\ln P}}\right] =$$

$$= 0.713\left[1 + 0.0471\sqrt{2\ln\left(\frac{0.707 \cdot 0.01 \cdot 12.9 \cdot 10^6}{-\ln 0.95}\right)}\right] =$$

$$= 0.93 \text{м/с}$$

где $\upsilon_{\text{нез}} = A \cdot Q^{0.2} = 0.33 \cdot 47.17^{0.2} = 0.713$ м/с;

$$\bar{\lambda}_0 = 0.01 \text{с}^{-1}; P = 0{,}95; T = 5 \text{мес} = 12{,}9 \cdot 10^6 \text{с}.;$$

3. Назначаем среднюю расчетную скорость из условия $\upsilon_{\text{расч}} \geq \upsilon_{\text{мин}}\{P\}$: $\upsilon_{\text{расч}}$=1,37 м/с.

4. Определяем площадь живого сечения потока

$$\omega = \frac{Q}{\upsilon_{расч}} = \frac{14{,}17}{1{,}37} = 34{,}43 м^2.$$

5. Находим относительную ширину канала по дну по формуле (5.62)

$$\beta = \beta_{г.н.} + 2\sqrt{1 + m^2} - m\sqrt{1 + m^2} =$$

$$= 0.452 + 2\sqrt{1 + 2.1^2} - 2.1\sqrt{1 + 2.1^2} = 1.90$$

где $\beta_{г.н.} = 2\left(\sqrt{1 + m^2} - m\right) = 2\left(\sqrt{1 + 2.1^2} - 2.1\right) = 0.452.$

6. Вычисляем глубину в канале

$$h = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + m}} = \sqrt{\frac{34.43}{1.9 + 2.1}} = 2.93 м.$$

7. Устанавливаем ширину по дну

$b = \beta \cdot h = 1.90 \cdot 2.93 = 5.57 м,$ округляя полученную ширину до стандартного значения b = 6,0 м.

8. Уточняем нормальную глубину при равномерном движении

$$h_0 = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4m\omega}}{2m} = \frac{-6 + \sqrt{6^2 + 4 \cdot 2.1 \cdot 34.43}}{2 \cdot 2.1} =$$

$$= 2.87 м$$

9. Используя данные таблицы 5.14, определяем максимальную расчетную скорость в облицованном канале, соответствующую глубине h_o=2,87 м, по соотношению (5.60):

$$\upsilon_{макс}\{P\} = \upsilon_{макс}\{P\}_{h=1} + A_0 \cdot \lg h_0 =$$

$$= 4.41 + 1.368 \cdot \lg 2.87 = 5.04 м/с,$$

где $\upsilon_{макс}\{P\}_{h=1} = 4{,}41 м/с$ при $n = 0.017$, $\bar{\nu}_0 = 0{,}1 с^{-1}$ (таблица 5.14);

$$A_0 = 0{,}80\sqrt{\frac{\rho_б \cdot b_{пл} \cdot f \cdot g}{\rho \cdot A' \cdot \eta_н}} =$$

$$= 0{,}80\sqrt{\frac{2{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}3 \cdot 9{,}81}{1{,}0 \cdot 0{,}4 \cdot 5{,}0}} = 1{,}368.$$

Проверяем среднюю расчетную скорость по условию непревышения максимальной скорости : $\upsilon_{расч} \leq \upsilon_{макс}$ {P}, 1,37 < 5,04 м/с.

10. Находим гидравлические параметры сечения канала:

смоченный периметр

$\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2} = 6 + 2 \cdot 2.87\sqrt{1+2.1^2} = 19.35$м гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{34.43}{19.35} = 1.78\text{м}.$$

11. Определяем коэффициент гидравлического сопротивления по формуле (5.64)

$$\lambda = \frac{0{,}245}{Re^{0.158}} = \frac{0.245}{\left(9.75 \cdot 10^6\right)^{0.158}} = 0.0193,$$

где $Re = \frac{4\upsilon R}{\nu} = \frac{4 \cdot 1.37 \cdot 1.78}{1.0 \cdot 10^{-6}} = 9.75 \cdot 10^6$,

$\nu = 1{,}0 \cdot 10^{-6}$ м^2/с – кинематическая вязкость воды.

Тогда коэффициент Шези будет равен

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 9.81}{0.0193}} = 63.8 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

12. Найдем уклон по формуле Шези

$$i = \frac{\upsilon_{расч}^2}{C^2 \cdot R} = \frac{1.37^2}{63.8^2 \cdot 1.78} = 0.000259$$

Таким образом, в результате гидравлического расчета облицованного канала получены все основные его параметры : b, h, i, υ, β, ω.

5.5. Расчет каналов с неоднородной шероховатостью по периметру

В практике встречаются случаи, когда по длине смоченного периметра канала коэффициент шероховатости n различен. Это характерно для частично облицованных каналов с укрепленными откосами и грунтовым дном (рис. 2.6,а) или при эксплуатации каналов в зимних условиях, когда образуется ледяной покров (рис. 2.6,б). К ним можно также отнести каналы с частичным зарастанием русла, например, откосы частично заросшие, дно и часть откосов незаросшие.

Расчет таких каналов выполняется для условий равномерного движения с введением в формулы для определения коэффициента Шези так называемого приведенного коэффициента шероховатости (Штеренлихт, 1991).

Понятие приведенного коэффициента шероховатости рассмотрим вывод приведенного коэффициента шероховатости применительно к расчетной схеме, представленной на рисунке 5.6,а, который впервые был получен Н.Н. Павловским (1937, 1955).

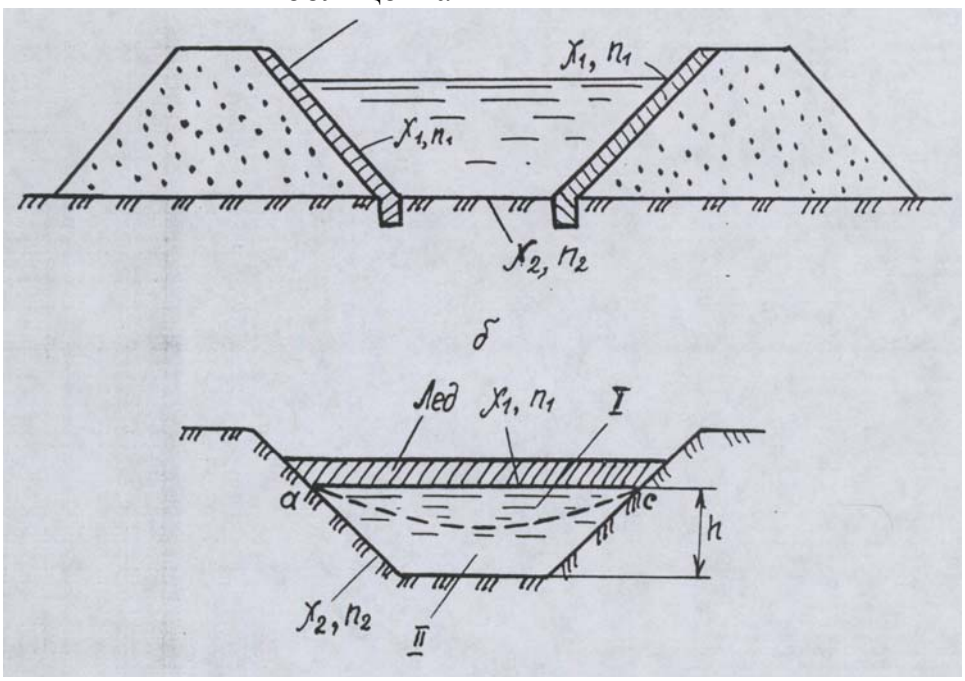


Рисунок 5.6 – Расчетные схемы каналов с неоднородной шероховатостью
а- с частичной облицовкой бетоном; б – с ледовым покрытием

Принимая, что напряжение трения на границах всего потока, равно среднему взвешенному напряжению трения, запишем

$$\rho g R J = \frac{\tau_1 \chi_1 + \tau_2 \chi_2}{\chi_1 + \chi_2}, \tag{5.68}$$

где R – гидравлический радиус для всего живого сечения.

Обозначая по Павловскому $\chi_1 / \chi_2 = a_2$, тогда формулу (5.68) перепишем в виде

$$\rho g R J = \frac{\tau_1 + a_2 \tau_2}{1 + a_2}, \tag{5.69}$$

или

$$R J = \frac{1}{1 + a_2}\left(\frac{\tau_1}{\rho g} + a_2 \frac{\tau_2}{\rho g}\right). \tag{5.70}$$

Учитывая, что

$$\frac{\tau_1}{\rho g} = \frac{V_1^2}{C_1^2}, \qquad \frac{\tau_2}{\rho g} = \frac{V_2^2}{C_2^2}, \tag{5.71}$$

из выражения (2.132) имеем

$$R J = \frac{1}{1 + a_2}\left(\frac{V_1^2}{C_1^2} + a_2 \frac{V_2^2}{C_2^2}\right). \tag{5.72}$$

Используя допущение о том, что $V_1 = V_2 = V$ (5.72) получит вид

$$R J = \frac{V^2}{1 + a_2}\left(\frac{1}{C_1^2} + \frac{a_2}{C_2^2}\right), \tag{5.73}$$

откуда

$$V = C_1 C_2 \sqrt{\frac{1 + a_2}{a_2 C_1^2 + C_2^2}} \cdot \sqrt{R J}. \tag{5.74}$$

Величину, стоящую перед $\sqrt{RJ}$, назовем приведенным коэффициентом Шези и обозначим через $C_{пр}$

$$C_{пр} = C_1 C_2 \sqrt{\frac{1 + a_2}{a_2 C_1^2 + C_2^2}}. \tag{5.75}$$

Тогда, принимая $R_1 = R_2 = R_{пр} = R$ и

$$C_{пр} = \frac{1}{n_{пр}} R^{y}; \quad C_1 = \frac{1}{n_1} R^{y}; \quad C_2 = \frac{1}{n_2} R^{y},$$

из (5.75) получим формулу Н.Н. Павловского для приведенного коэффициента шероховатости

$$n_{пр} = \sqrt{\frac{n_1^2 + a_2 n_2^2}{1 + a_2}}. \qquad (5.76)$$

Откуда имеем

$$n_{пр} = \sqrt{\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2}}. \qquad (5.77)$$

Более общую формулу для определения приведенного коэффициента шероховатости получил И.Д. Денисенко (1966)

$$n_{пр} = \left(\frac{\chi_1 n_1^{\frac{1}{0,5+y}} + \chi_2 n_2^{\frac{1}{0,5+y}}}{\chi_1 + \chi_2} \right)^{0,5+y}. \qquad (5.78)$$

Для ряда частных случаев из этой формулы получим следующие зависимости

при $y = 0$ $$n_{пр} = \left(\frac{\chi_1 n_1^2 + \chi_2 n_2^2}{\chi_1 + \chi_2} \right)^{0,5}; \qquad (5.79)$$

при $y = \frac{1}{6}$ $$n_{пр} = \left(\frac{\chi_1}{\chi} n_1^{3/2} + \frac{\chi_2}{\chi} n_2^{3/2} \right); \qquad (5.80)$$

при $y = \frac{1}{2}$ $$n_{пр} = \frac{\chi_1 n_1 + \chi_2 n_2}{\chi_1 + \chi_2}. \qquad (5.81)$$

Полученная зависимость (5.79) соответствует формуле Н.Н. Павловского в виде (5.77), а зависимость (5.81) представляет собой среднее взвешенное значение.

При расчете русел с неоднородной шероховатостью дна и стенок с множеством участков m приведенный коэффициент шероховатости рекомендуется определять по зависимостям (Большаков и др., 1984)

при $\frac{n_{max}}{n_{min}} > 1,5 - 2$

$$n_{пр} = \left(\frac{\chi_1}{\chi} n_1^{3/2} + \frac{\chi_2}{\chi} n_2^{3/2} + \ldots + \frac{\chi_m}{\chi} n_m^{3/2} \right)^{2/3}; \qquad (5.82)$$

при $\frac{n_{max}}{n_{min}} < 1{,}5 - 2$

$$n_{пр} = \frac{\chi_1 n_1 + \chi_2 n_2 + \ldots + \chi_m n_m}{\chi}. \qquad (5.83)$$

Для случая когда поток со всех сторон окружен твердыми стенками (рис. 2.6,б), намечаем линию abc, проходящую по точкам живого сечения, отвечающим максимальным скоростям. Эта линия расчленяет живое сечение потока на две части: часть первая, внутри которой скорости в основном зависят от коэффициента шероховатости n_1, и часть вторая, внутри которой скорости в основном зависят от n_2. Вводя допущение $V_1 = V_2 = V$, и учитывая, что $R = (\omega_1 + \omega_2)/(\chi_1 + \chi_2)$, можно написать систему трех уравнений (Чугаев, 1982)

$$\left.\begin{aligned} C_1\sqrt{R_1 J} &= C\sqrt{RJ} \\ C_2\sqrt{R_2 J} &= C\sqrt{RJ} \\ R &= \frac{\chi_1 R_1 + \chi_2 R_2}{\chi_1 + \chi_2} \end{aligned}\right\}. \qquad (5.84)$$

В результате решения системы уравнений (5.84) А.Л. Можевитинов получил окончательно формулу для осредненного коэффициента шероховатости в виде

$$n_{пр} = \sqrt[3]{\left(\frac{\sqrt{n_1^3} + a\sqrt{n_2^3}}{1+a}\right)^2}, \qquad (5.85)$$

где $a = \chi_2/\chi_1$.

Формула (5.85) была получена также П.Н. Белоконем и после преобразований имеет вид идентичный зависимости (5.80) при $y = 1/6$.

5.6. Расчет каналов с неоднородной шероховатостью по длине

Для крупных каналов встречаются случаи, когда коэффициент шероховатости неоднороден по длине канала. Это характерно для тех случаев, когда канал облицован частично. Применение бетонных облицовок позволяет существенно снизить потери на фильтрацию и исключить размывы русла. Однако в большинстве случаев бетонные облицовки в крупных каналах, устраивают не по всей их длине, а на самых опасных участках. В результате образуется ка-

нал с неоднородным по длине коэффициентом шероховатости, так как бетонные и железобетонные облицовки имеют иной коэффициент шероховатости, чем канал в земляном русле.

В связи с этим необходимо определить коэффициент шероховатости для всего канала с неоднородным покрытием по длине.

Такие каналы с неоднородным руслом по длине встречаются в основном среди больших каналов, как, например, I-ая очередь Большого Ставропольского канала. Головной участок БСК — длиной 34 км, проходит в сложных геологических и гидрогеологических условиях по сильно пересеченной местности. На пикетах 3 – 4, 5 – 7, 17 – 18 и др., устроены различные противофильтрационные облицовки (бетонно-пленочные облицовки, глиняные экраны с гравийно-галечниковым защитным слоем).

Естественно, гидравлические расчеты таких каналов по отдельным участкам не позволяют найти достаточно точные гидравлические характеристики. В этом случае целесообразно определить приведенный по длине коэффициент шероховатости (Косиченко, Гурин, 1997).

Рассмотрим расчетную схему канала с неоднородной шероховатостью по длине (рис. 5.7).

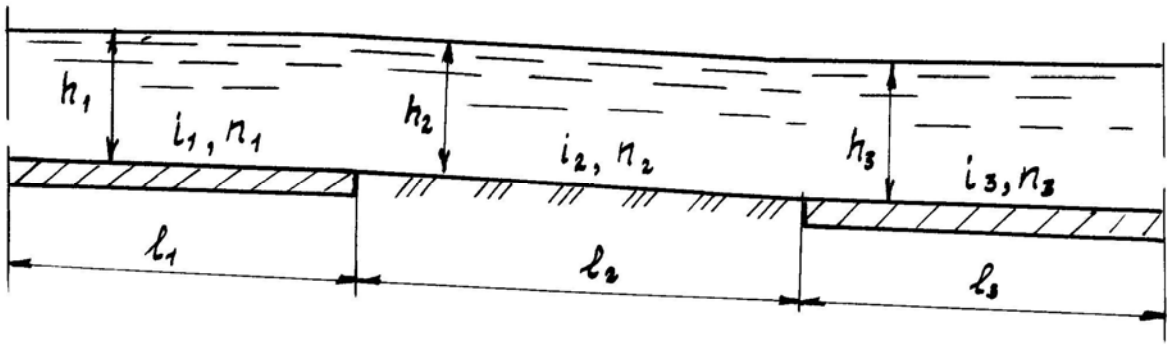


Рисунок 5.7 — Расчетная схема с неоднородной шероховатостью по длине

Для вывода формулы приведенного по длине коэффициента шероховатости примем следующие допущения:

1) в пределах участков с однородной шероховатостью и постоянным уклоном дна движение считаем равномерным или близким к равномерному;

2) протяженность участков с однородной шероховатостью и постоянным уклоном принимаем значительной ($\ell > 100$ м)

Запишем уравнение равномерного движения жидкости в виде

$$\tau = \rho g R I, \qquad (5.86)$$

где τ - касательное напряжение трения;

R – гидравлический радиус;

g – ускорение свободного падения;

I – гидравлический уклон;

ρ – плотность жидкости.

Тогда для всех участков канала с разной шероховатостью, будем иметь

$$\tau_1\ell_1 + \tau_2\ell_2 + \tau_3\ell_3 = \rho g R_1 I_1 \ell_1 + \rho g R_2 I_2 \ell_2 + \\ + \rho g R_3 I_3 \ell_3 \qquad (5.86)$$

Полагая на всех участках канала гидравлический радиус близким друг другу $R_1 \approx R_2 \approx R_3 = R$, а величины $I_1\ell_1 = h_{\ell 1}$, $I_2\ell_2 = h_{\ell 2}$, $I_3\ell_3 = h_{\ell 3}$, уравнение (5.87) запишем, как

$$\tau_1\ell_1 + \tau_2\ell_2 + \tau_3\ell_3 = \rho g R\left(h_{\ell 1} + h_{\ell 2} + h_{\ell 3}\right), \qquad (5.88)$$

где $h_{\ell 1}, h_{\ell 2}, h_{\ell 3}$ - потери напора по длине отдельных участков.

Запишем теперь сумму потерь на участках через общие потери по всей длине канала L:

$$\Sigma h_\ell = h_{\ell 1} + h_{\ell 2} + h_{\ell 3} = h_L = \lambda_{пр} \frac{L}{4R} \cdot \frac{\overline{\upsilon}^2}{2g}, \qquad (5.89)$$

где $\lambda_{пр}$ – приведенный коэффициент гидравлического трения;

$\overline{\upsilon}$ - осредненная скорость по всей длине канала.

Подставляя в уравнение (5.88) соотношение $\frac{\tau_i}{\rho g} = \frac{\lambda_i}{4} \cdot \frac{\upsilon_i^2}{2g}$, с учетом зависимости (5.89), получим

$$\lambda_{пр} L \overline{\upsilon}^2 = \lambda_1\ell_1\upsilon_1^2 + \lambda_2\ell_2\upsilon_2^2 + \lambda_3\ell_3\upsilon_3^2, \qquad (5.90)$$

Откуда при $\lambda_i = \frac{8gn_i^2}{R^{1/3}}$, $\lambda_{пр} = \frac{8gn_{пр}^2}{R^{1/3}}$

получим формулу для приведенного коэффициента шероховатости

$$n_{пр} = \sqrt{\frac{n_1^2 \ell_1 \left(\frac{\upsilon_1}{\overline{\upsilon}}\right)^2 + n_2^2 \ell_2 \left(\frac{\upsilon_2}{\overline{\upsilon}}\right)^2 + n_3^2 \ell_3 \left(\frac{\upsilon_3}{\overline{\upsilon}}\right)^2}{\ell_1 + \ell_2 + \ell_3}} \quad , (5.91)$$

где $$\overline{\upsilon} = \frac{\upsilon_1 \ell_1 + \upsilon_2 \ell_2 + \upsilon_3 \ell_3}{\ell_1 + \ell_2 + \ell_3} \quad , \qquad (5.92)$$

υ_1, υ_2, υ_3 – средние скорости на участках .
В случае, когда можно принять $\upsilon_1 = \upsilon_2 = \upsilon_3 = \overline{\upsilon}$, расчетная формула (5.91) получает вид аналогичный формуле Н.Н. Павловского (5.77).

Для коротких участков каналов при определении приведенного коэффициента шероховатости целесообразно учитывать неравномерное движение потока. Используя способ В.И. Чарномского (Штеренлихт, 1991) для расчета неравномерного движения, можно получить расчетную зависимость для определения приведенного среднего коэффициента шероховатости русла на каждом рассматриваемом участке канала (Косиченко, Гурин, 2000)

$$n_{пр_{ср}} = \sqrt{\frac{(i\Delta l + Э_1 - Э_2) R_{ср}^{2y+1}}{V_{ср} \Delta l}}, \qquad (5.93)$$

где $$Э_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2q}; \quad Э_2 = h_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2q},$$

$Э_1, Э_2$ – удельные энергии рассматриваемых сечений;

h_1, h_2 – глубины в сечениях;

Δl – длина участка канала между выбранными сечениями;

$V_{ср}, R_{ср}$ – средние значения скоростей и гидравлического радиуса на участке.

Для подтверждения теоретической зависимости (5.91) были проведены экспериментальные исследования с целью определения опытного коэффициента шероховатости для русла с неоднородным покрытием (таблица 5.18).

Таблица 5.18 — Определение приведенного коэффициента шероховатости по опытам и расчетной формуле (5.91)

Q, $м^3/с$	Уклон дна лотка	h_0, м	ω, $м^2$	$C_{оп}$, $м^{0,5}/с$	$n_{оп}$	$n_{пр}$	Отклонение Δ, %
0,0098	0,0025	0,068	0,017	54,96	0,0127	0,0125	+1,57
0,0098	0,050	0,056	0,014	50,13	0,0133	0,0127	+4,50
0,0098	0,0075	0,051	0,013	44,33	0,0144	0,0131	+9,02
0,0098	0,0100	0,040	0,010	56,58	0,0120	0,0123	– 2,53
0,0098	0,0125	0,038	0,0095	54,18	0,0125	0,0123	+1,60
0,0098	0,0150	0,033	0,0081	58,58	0,0120	0,0130	– 8,30

Опыты проводились на безнапорной модели, при различных расходах и уклонах, аналогично опытам А.П. Зегжда (1957), с учетом условий моделирования.

Результаты исследований, представленные в таблице 5.18, подтверждают справедливость теоретической зависимости для определения приведенного коэффициента шероховатости неоднородного русла канала по длине. Относительная погрешность составила от 1,5 до 9,0 %, что находится в пределах точности проведения замеров в гидравлическом лотке.

Пример 3. Определить приведенный коэффициент шероховатости русла Головного участка Ставропольского канала, если по длине канала общей протяженность L = 34300 м имеются 11 участков различной шероховатости с железобетонными, гравийными и щебеночными покрытиями. Данные по типам покрытия, коэффициентам их шероховатости и длине участков приведены в таблице 5.19. Канал полигонального профиля с гидравлическим радиусом R = 3,2 м, постоянным уклоном дна на всех участках i = 0,00015.

Таблица 5.19 – Результаты расчетов к определению приведенного коэффициента шероховатости

№ участков	Тип покрытия	Коэффициент шероховатости, n	Длина участка, ℓ, м	C, $м^{0,5}/с$	υ, м/с
1	Железобетонное	0,0174	1100	74,84	1,72
2	Гравийное	0,0241	1600	51,87	1,24
3	Гравийное	0,0235	800	53,19	1,27
4	Бетонопленочное	0,0179	2900	69,83	1,67
5	Железобетонное	0,0179	700	69,83	1,67
6	Гравийное	0,0233	8900	53,58	1,26
7	Гравийное	0,0238	2000	52,52	1,26
8	Железобетонное	0,018	700	69,44	1,66
9	Щебеночное	0,024	2300	52,08	1,25
10	Железобетонное	0,0175	300	71,44	1,71
11	Гравийное	0,0204	13000	61,27	1,47

Коэффициент Шези С средняя скорость на каждом участке вычислялись по зависимостям:

$$C_i = \frac{1}{n_i} R^{1/6};$$

$$\upsilon_i = C_i \sqrt{Ri}.$$

Найдем осредненную скорость на всем протяжении Головного участка БСК по зависимости (5.92): $\overline{\upsilon}$ =1,475 м/с.

Тогда приведенный коэффициент шероховатости будет равен

$$n_{пр} = \sqrt{\frac{n_1^2 \ell_1 \upsilon_1^2 + n_2^2 \ell_2 \upsilon_2^2 + ... + n_{11}^2 \ell_{11} \upsilon_{11}^2}{\overline{\upsilon}^2 L}} =$$

$$= \sqrt{\frac{0{,}0174^2 \cdot 1100 \cdot 1{,}72^2 + 0{,}0241^2 \cdot 1600 \cdot 1{,}24^2 + ... + 0{,}0204^2 \cdot 13000 \cdot 1{,}47^2}{1{,}475^2 \cdot 34300}} =$$

$$= \sqrt{0{,}000408} = 0{,}0202.$$

Сопоставляя с натурными данными для участка БСК на 1-17 км при максимальном расходе (таблица 2.6) $n_{нат}$= 0,0226, убеждаемся в достаточно близком совпадении расчетного приведенного коэффициента шероховатости на этом же участке канала $n_{пр}$= 0,0202. Расхождение полученных результатов составляет 10,6%, что можно считать приемлемым для приближенных расчетов.

5.7. Гидравлический расчет каналов при наличии ледяного покрова

При наличии ледяного покрова в зимний период работы каналов различают безнапорное и напорное движение. При безнапорном движении ледяной покров следует изменениям уровня воды, а уровень воды в лунках льда находится на расстоянии $0{,}92h_л$ от нижней поверхности льда, где $h_л$ – толщина льда (Железняков, 1981). Следовательно, при безнапорном движении лед рассматривается как плавающее тело, создающее дополнительное сопротивление движению воды. Если лед прочно смерзается с откосами и не следует за изменением уровней воды, может наступить напорное движение.

Основной задачей гидравлического расчета подледных потоков является определение пропускной способности канала после наступления ледостава.

Обычно напорный поток под ледяным покровом расчленяют на два слоя, в которых принимается различное распределение скоростей на вертикали. На рисунке 5.8 приведены поперечные сечения канала при различных соотношениях шероховатости русла и ледяного покрова.

В.С. Алтунин (1979) на основе анализа кинематической структуры потока, стесненного ледяным покровом, выделяет три наиболее типичные расчетные схемы. Первая относится к водотокам, покрытым льдом небольшой толщины ($h_л$ = 0,2-0,5 м) с гладкой поверхностью нижней кромки. Высота выступов шероховатости на нижней поверхности $\Delta_л$ настолько незначительна, что при наличии только неподвижных рифелей или небольших гряд в русле $\Delta_д > \Delta_л$ и, следовательно, коэффициент шероховатости русла $n_р > n_л$. Для каналов значение $n_р$ = 0,015 – 0,035. Меньшие значения характерны для устойчивых каналов с глубиной потока свыше 5 м, а большие – для каналов с интенсивным русловым процессом, заросших и заиленных с глубиной до 5 м. Следовательно, первая расчетная схема справедлива для тех напорных потоков под ледяным покровом, у которых $n_л < 0,015 – 0,020$ (для больших каналов) и $n_л < 0,020 – 0,035$ (для средних каналов).

Вторая и третья расчетные схемы будут наблюдаться во второй и третий период ледостава, когда $\Delta_д \approx \Delta_л$ или $\Delta_д > \Delta_л$. Второй случай характерен для периода появления волновых образований на нижней поверхности ледяного покрова, а третья схема представляет наиболее сложный случай образования ледяного покрова с повышенной шероховатостью нижней кромки, когда $n_л > n_д$ и $\Delta_л > \Delta_д$, причем это различие может быть очень большим и коэффициент $n_л$ в несколько раз выше $n_р$. Последний случай в основном наблюдается для речных потоков, а в каналах – лишь при определенных условиях.

Во всех расчетных схемах напорный поток разделен на два слоя – верхний толщиной $h_л$, прилегающий к ледяному покрову, и нижний толщиной $h_д$, прилегающий к ложу канала. На границе, разделяющей эти слои в зоне максимальных скоростей, наблюдается изгиб в эпюре распределения продольных скоростей на вертикали.

Если принять степенную форму распределения продольных скоростей, то можно предложить следующие зависимости, характеризующие это распределение в зависимости от шероховатости русла и ледяного покрова (Алтунин, 1979).

Для первого слоя, примыкающего ко дну, распределение скоростей можно записать в виде:

$$\frac{u_1}{u_{д.1}} = \left(\frac{z_1}{h_д}\right)^{x_1}, \qquad (5.94)$$

где u_1 – местная скорость на расстоянии z_1, отсчитываемом от дна водотока;

$u_{д.1}$ – максимальная скорость в первом слое на расстоянии $h_д$, отсчитываемом от дна.

Для верхнего (второго) слоя , примыкающего к ледяному покрову

$$\frac{u_2}{u_{л.2}} = \left(\frac{z_2}{h_л^1}\right)^{x2}, \qquad (5.95)$$

где u_2 – местная скорость на расстоянии z_1, отсчитываемом от нижней поверхности ледяного покрова;

$u_{л.2}$ – максимальная скорость во втором слое на расстоянии $h_л^1$ от нижней поверхности ледяного покрова.

Кинематический показатель x характеризует распределение продольных скоростей на вертикали и равен соответственно $x_1 = \frac{\delta_1}{h_д - \delta_1}$ и $x_2 = \frac{\delta_2}{h_л^1 - \delta_2}$, где δ_1 и δ_2 – толщины придонного слоя у нижней и верхней границ подледного потока.

Гидравлический расчет каналов при наличии ледяного покрова может выполняться по формуле Шези с учетом приведенного коэффициента Шези:

$$Q = C_{пр}\omega\sqrt{RI}, \qquad (5.96)$$

где $C_{пр} = \frac{1}{n_{пр}} R^y$ - приведенный коэффициент Шези;

$n_{пр}$ – приведенный коэффициент шероховатости русла.

Для определения приведенного коэффициента шероховатости русла с ледяным покровом могут использоваться следующие формулы:

Н.Н. Павловского

$$n_{пр} = \sqrt{\frac{n_р^2\chi_р + n_л^2\chi_л}{\chi_р + \chi_л}}; \qquad (5.97)$$

П.Н. Белоконя

$$n_{пр} = n_р\left[1 + \frac{\chi_л}{\chi_р}\left(\frac{n_л}{n_р}\right)^{1,5}\right]^{2/3}; \qquad (5.98)$$

В.С. Алтунина

$$n_{пр} = h_{ср}^{x}\sqrt{\frac{n_р^2}{h_д^{2x_1}} + \frac{n_л^2}{h_л^{' 2x_2}}} \quad ; \qquad (5.99)$$

где $n_р$, $n_л$ – соответственно коэффициенты шероховатости русла и нижней поверхности ледяного покрова;

$\chi_р$, $\chi_л$ – соответственно смоченные периметры русла и поверхности ледяного покрова.

М.А. Михалев (Гришанин, 1992) предложил следующую формулу для приведенного коэффициента трения

$$\lambda_{пр}/\lambda = (0{,}5\lambda_1/\lambda)\left[1 + (\, d_{e2}/d_{e1}\,)^{0.314}\right] \quad , \qquad (5.100$$

где $\lambda_{пр}$ – приведенный коэффициент трения;

λ – коэффициент трения открытого русла при таком же его наполнении, как после ледосостава;

λ_1 – коэффициент трения закрытого русла;

d_{e1}, d_{e2} – высоты эквивалентной шероховатости русла и нижней поверхности льда.

Рассмотрим методику гидравлического расчета крупных каналов в зимних условиях, изложенную в работе (Рекомендации , 1988).

1. При расчете зимнего режима канала необходимо соблюдение следующего условия: запроектированное на пропуск заданного расхода поперечное сечение русла канала должно обеспечить пропускную способность в зимний период, не нарушая его стабильности и не вызывая необратимых деформаций.

2. Гарантированная минимальная пропускная способность каналов под ледяным покровом определяется в зависимости от максимальной толщины льда в суровую зиму, а также от зашугованности русла определяется по формуле

$$Q_з = \omega_з \upsilon_з, \qquad (5.101)$$

где $Q_з$ – минимальная пропускная способность русла канала под ледяным покровом с учетом зашугованности русла;

$\upsilon_з$ - средняя скорость течения при наличии ледяного покрова:

$$\upsilon_з = R_з^{2/3} \cdot i^{1/2} / n_{пр}, \qquad (5.102)$$

$R_з$ – гидравлический радиус русла под ледяным покровом:

$$R_з = \omega_з / (\chi_р + \chi_л). \qquad (5.103)$$

$n_{пр}$ – приведенный коэффициент шероховатости;

$\chi_р$, $\chi_л$ – смоченные периметры по линии дна и нижней поверхности ледяного покрова.

Значение $n_{пр}$ для ледосостава при $\chi_л = B \approx \chi_р$ и $i_з = i$ определяется по формуле

$$n_{пр} = 0{,}7\sqrt{n_л^2 + n_р^2}\,. \qquad (5.104)$$

3. Для повышения точности определения скорости течения в зимний период можно также применить двухслойную схему, по которой поток делится на две зоны по линии максимальной продольной скорости русловую и ледовую:

$$\upsilon_р = R_р^{2/3} \cdot i_з^{1/2} / n_р; \qquad (5.105)$$

$$\upsilon_л = R_л^{2/3} \cdot i_з^{1/2} / n_л\,.$$

По соотношению $n_л / n_р$ из формулы

$$\frac{R_р}{R_л} = 1 \Big/ \left[1 + 1{,}01\left(\frac{n_л}{n_р} - 0{,}04\right)\right] \qquad (5.106)$$

находятся значения гидравлических радиусов ледовой и русловой зоны. Вычисляются средние скорости каждой зоны. Если не соблюдаются условия $\upsilon_л = \upsilon_р = \upsilon_з$, то уточняются значения $R_л$, $R_р$ и расчет повторяется.

4. При предварительных расчетах для незашугованного русла скорость может определяться по зависимости

$$\upsilon_з = k\left(\frac{R_з}{d_{ср}}\right)^{0{,}25} \sqrt{R_з i_з}\,, \qquad (5.107)$$

где k – коэффициент, зависящий от характерных скоростей в поперечном сечении канала $\upsilon_з$ и υ, для каналов в хорошем состоянии k = 5,5;

$R_з$ – зимний гидравлический радиус;

$i_з$ - уклон водной поверхности;

$d_{ср}$ – средний диаметр грунтов, слагающих ложе канала.

5. Для определения толщины льда на каналах применяются эмпирические региональные формулы, имеющие вид

$$h_л = (a + b)\sqrt{\left|\sum(-t)\right|}\,, \qquad (5.108)$$

где a – региональный коэффициент для условий средних по метеоусловиям зим;

b – поправка к коэффициенту на суровость зимы;

$\sum(-t)$ – сумма отрицательных суточных температур воздуха.

6. Для начального периода ледостава (15-20 дней) коэффициент шероховатости ледяного покрова определяется средними значениями:

Образование заберегов, ледяного покрова толщиной 1-3 см при скорости потока 0,2 м/с	0,010 – 0,012
Образование заберегов, ледяного покрова толщиной 2 -4 см при скорости потока 0,4 м/с	0,015 – 0,020
Образование ледяного покрова с толщиной до 10 – 15 см	0,020 – 0,025
Образование ледяного покрова с толщиной 12-15 см при скорости потока 0,50 – 0,55 м/с	0,027 – 0,030
Временный ледостав с начальной толщиной около 20 – 30 см	0,040 – 0,045

7. Коэффициент шероховатости ледяного покрова для последующих расчетов в период ледостава при температуре замерзания минус 15^0C определяется по формуле:

$$n_л = 0{,}87\, n_р - 0{,}002\ . \qquad (5.109)$$

8. Начальная толщина льда зависит от скоростного режима и метеорологических условий в момент установления ледостава и может быть определена по зависимости

$$h_л = \left(\upsilon^2 + 0{,}2\right)/ 0{,}5t\,, \qquad (5.110)$$

где υ – средняя скорость течения;

t – средняя температура воздуха в день установления ледостава ($в^0$ C).

Возможные изменения $h_л$ от 0,10 до 0,20 м в зависимости от температуры воздуха при средней скорости потока $\upsilon \le 0{,}4$ м/с. На каналах с невысокими скоростями $\upsilon \le 0{,}4$ м/с1й и наличии ветра в период замерзания ($W \ge 5$ м/с) начальная толщина льда может быть определена по зависимости

$$h_л = 1{,}39A_т\ , \qquad (5.111)$$

где $A_т$ – коэффициент турбулентного перемешивания

$$A_т = 0{,}028\, h_\lambda / T_2;$$

h_λ, T_2 – соответственно высота (см) и период волны (с).

Элементы волн определяются по СНиП 2.06.04 – 82.

Следует отметить, что в период ледостава и вскрытия в режиме канала должны предусматриваться определенные ограничения:

- скорость течения в крупных каналах не должна превышать 0,4 м/с;
- суточные колебания уровней в бьефах сооружений на канале не должны превышать значений, соответствующих толщине погруженного льда;
- смена режимов попусков в канале возможна только после достижения достаточной толщины ледяного покрова $h_л$ = 15 – 30 см;
- смена режимов попусков не производится в период оттепелей при температурах воздуха свыше 0^0С.

ГЛАВА 6. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ СОПРОТИВЛЕНИЙ РУСЕЛ КАНАЛОВ

6.1. Теоретические обобщения в области исследований гидравлических сопротивлений

Теоретическими и экспериментальными исследованиями гидравлических сопротивлений занимались Л. Прандтль (1936), Т. Карман (1936), И Никурадзе (1936), Н.Н. Павловский (1925), В.Н. Гончаров (1931, 1960), А.П. Зегжда (1957), И.И. Агроскин (1949), А.Д. Альтшуль (1963, 1985), С. Х. Абальянц (1969), Г.В.Железняков (1981), К.В. Гришанин (1992), Д.В. Штеренлихт (1991), Колбрук и Уайт (1939) и другие.

Классические исследования гидравлических сопротивлений применительно к напорным трубопроводам проведены Л. Прандтлем и И. Никурадзе еще в 1932 – 1933 гг. На основе разработанной теории, использующей логарифмический закон распределения скоростей при турбулентном движении, получены зависимости гидравлических сопротивлений как для гидравлически гладких, так и шероховатых поверхностей стенок труб.

Рассмотрим определение гидравлических сопротивлений в шероховатых трубах, принимая за исходную зависимость распределения скорости в турбулентном потоке по логарифмическому закону (Прандтль, 1936; Зегжда, 1957):

$$\frac{U}{\upsilon_*} = \frac{1}{ж}\ln y + C, \qquad (6.1)$$

где U – осредненная скорость;

υ_* - динамическая скорость потока:

$$\upsilon_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}};$$

y – расстояние от стены;

ж – постоянная Кармана;

τ_0 - касательное напряжение на стенке;

ρ - плотность жидкости;

C – постоянная интегрирования.

Для определения постоянной интегрирования С, следуя Л.Г. Лойцянскому (Зегжда. 1957) и обозначая через k среднюю высоту выступов шероховатости, будем исходить из граничных условий:

при y=k , $U = U_k$,

тогда $$C = \frac{U_k}{\upsilon_*} - \frac{1}{ж}\ln k. \qquad (6.2)$$

Подставляя выражение (6.2) в (6.1) получим

$$\frac{U}{\upsilon_*} = \frac{1}{ж}\ln\frac{y}{k} + \frac{U_k}{\upsilon_*}, \qquad (6.3)$$

Для определения отношения $\frac{U_k}{\upsilon_*}$ будем исходить из уравнения:

$$\tau_0 \cdot 2\pi r_0 L = nW,$$

где $\tau_0 \cdot 2\pi r_0 L$ - сила сопротивления на участке трубы длиной L;

n – общее число выступов шероховатости;

W – сопротивление одного выступа шероховатости.

Подсчитывая сопротивление выступа шероховатости по известной формуле

$$W = c_0 S\frac{\rho U_k^2}{2},$$

где c_0 - коэффициент сопротивления выступа,

S – характерная для выступа площадь (например площадь миделева сечения),

имеем $\tau_0 \cdot 2\pi r_0 L = nc_0 S\frac{\rho U_k^2}{2}$,

или $$\frac{U_k}{\upsilon_*} = \frac{1}{\sqrt{c_0}}\sqrt{\frac{4\pi r_0 L}{nS}}. \qquad (6.4)$$

Для заданных конкретных условий $\sqrt{\frac{4\pi r_0 L}{nS}} = \text{const}$. Коэффициент же сопротивления выступа C_0 будет зависеть от числа Рейнольдса:

$$c_0 = f\left(\frac{U_k \cdot k}{\nu}\right) = f\left(\frac{U_k}{\upsilon_*} \cdot \frac{\upsilon_* k}{\nu}\right),$$

следовательно,

$$\frac{U_k}{\upsilon_*} = f\left(\frac{U_k}{\upsilon_*} \cdot \frac{\upsilon_* k}{\nu}\right),$$

где ν - коэффициент кинематической вязкости жидкости.

Таким образом, отношение $\frac{U_k}{\upsilon_*}$ представляет собой некоторую функцию от безразмерного числа $\frac{\upsilon_* k}{\nu}$, и формула (6.3) для распределения скоростей получает вид:

$$\frac{U}{\upsilon_*} = \frac{1}{ж}\ln\frac{y}{k} + \Phi\left(\frac{\upsilon_* k}{\nu}\right). \qquad (6.5)$$

Переходя от натуральных логарифмов к десятичным и вводя обозначения 2,3 / x = b , получаем окончательно:

$$\frac{U}{\upsilon_*} = a + b \cdot \lg\frac{y}{k}, \qquad (6.6)$$

где $$a = \Phi\left(\frac{\upsilon_* k}{\nu}\right).$$

Формула для гидравлического сопротивления может быть получена из (6.6) путем вычисления средней скорости. Произведя соответствующие преобразования, имеем:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = A + B \cdot \lg\frac{r_0}{k}, \qquad (6.7)$$

где $$A = \frac{1}{\sqrt{8}}\left(a - \frac{3}{4.6}b\right) = F\left(\frac{\upsilon_* k}{\nu}\right),$$

$$B = \frac{b}{\sqrt{8}}.$$

Полученная зависимость для определения гидравлических сопротивлений вполне удовлетворительно согласуется с данными экспериментальных исследований Никурадзе.

С учетом результатов экспериментов Никурадзе для шероховатых поверхностей труб (с равнозернистой шероховатостью) в области квадратичного сопротивления при $\lg\frac{\upsilon_* k}{\nu} > 1.83$, формула (6.7) получила вид:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\lg\frac{r_0}{k} + 1.74. \qquad (6.8)$$

Для переходной области:

а) при 0,55< $\lg\frac{\upsilon_* k}{\nu}$ < 0,85

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1.18 + 2\lg\frac{r_0}{k} + 1.13\lg\frac{\upsilon_* k}{\nu}\ , \qquad (6.9)$$

б) при $0{,}85 < \lg\frac{\upsilon_* k}{\nu} < 1.15$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\lg\frac{r_0}{k} + 2{,}14, \qquad (6.10)$$

в) при $1{,}15 < \lg\frac{\upsilon_* k}{\nu} < 1.83$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\lg\frac{r_0}{k} + 2{,}81 - 0{,}588\lg\frac{\upsilon_* k}{\nu}. \qquad (6.11)$$

Для области гидравлически гладких поверхностей:

при $\lg\frac{\upsilon_* k}{\nu} < 0.55$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\lg\left(\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}\right) - 0.80. \qquad (6.12)$$

Расчетные формулы после замены в них радиуса трубы гидравлическим радиусом принимают вид (Зегжда, 1957):

Для гидравлически гладких поверхностей

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 4\lg\left(\mathrm{Re}_R\sqrt{\lambda_R}\right) + 2.0, \qquad (6.13)$$

для переходной области

а) $$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 4\lg\frac{R}{k} + 5.48, \qquad (6.14)$$

б) $$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 4\lg\frac{R}{k} + 6.82 - 1.17\lg\frac{\upsilon_* k}{\nu}, \qquad (6.15)$$

для области квадратичного сопротивления

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 4\lg\frac{R}{k} + 4.68. \qquad (6.16)$$

Рассматривая задачу определения сопротивления плоского открытого потока с шероховатым дном, В.Н. Горчаров (1962) получил следующую зависимость для касательного напряжения трения:

$$\tau_0 = \gamma\lambda\frac{\upsilon^2}{2g} = \gamma hi = \frac{\gamma}{\left(4\lg\frac{6.15}{\Delta}\right)^2}\cdot\frac{\upsilon^2}{2g}, \qquad (6.17)$$

где h – глубина потока;

Δ - высота выступов шероховатости дна.

Из (6.17) безразмерный коэффициент гидравлического сопротивления будет равен

$$\lambda = \frac{1}{\left(4\lg\frac{6.15h}{\Delta}\right)^2}\ . \qquad (6.18)$$

А.П. Зегжда (1957) в результате обширных экспериментальных исследований гидравлических сопротивлений на основе общей теоретической зависимости Прандтля – Никурадзе (6.7) и частных зависимостей для всех областей сопротивления при турбулентном режиме (6.13) – (6.16) получил соответствующие расчетные формулы для открытых русел. Для области квадратичного сопротивления формула А.П. Зегжда имеет вид:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 4\lg\frac{R}{k} + 4.25\,, \qquad (6.19)$$

которая отличается от зависимости Прандтля – Никурадзе (6.16) только значением свободного члена.

Используя уравнение (6.19) как теоретически обоснованное, И.И. Агроскин (1949) нашел полуэмпирическую зависимость для определения коэффициента Шези С.

Записав уравнение (6.19) в общей форме и учитывая соотношение $C = \sqrt{\frac{2g}{\lambda_R}}$, будем иметь

$$C = \sqrt{2g}\left(A + B\lg\frac{R}{k}\right) = B\sqrt{2g}\left[\left(\frac{A}{B} - \lg k\right) + \lg R\right]. \qquad (6.20)$$

Величина, заключенная в квадратных скобках $k = \frac{A}{B} - \lg k$ является исчерпывающей характеристикой шероховатости русла.

Тогда можно записать

$$C = B\sqrt{2g}\left(K + \lg R\right). \qquad (6.21)$$

Для установления связи с коэффициентом шероховатости используется положение, согласно которому при гидравлическом радиусе, равном одному метру, скоростной множитель есть величина, обратная коэффициенту шероховатости, т.е.

$$C_0 = \frac{1}{n} = B\sqrt{2g}K\,. \qquad (6.22)$$

Подставив в (6.21) , найдем

$$C = \frac{1}{n} + B\sqrt{2g}\cdot\lg R\,. \qquad (6.23)$$

Если в уравнении (6.20) принять, согласно А.П. Зегжда, B=4,0, то получим окончательно формулу И.И. Агроскина:

$$C = \frac{1}{n} + 17{,}72 \lg R. \qquad (6.24)$$

Формула (6.23) дает результаты, близкие к эмпирической формуле Н.Н. Павловского в широком диапазоне коэффициентов шероховатости и гидравлических радиусов

Анализ натурных данных, полученных на реках и крупных каналах при изменении гидравлического радиуса от 2 до 20 м. позволил Д.В. Штеренлихту (1991) в дополнение к (6.24) предложить уточненную формулу для коэффициента Шези:

$$C = \frac{1}{n} + \frac{0.42 + 0.003R}{n} \lg R. \qquad (6.25)$$

Универсальная зависимость для определения коэффициента гидравлического сопротивление получена И.К. Никитиным (1963) для всех режимов проявления шероховатости от гидравлически гладкой до квадратичной области :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_R}} = 4.6 \lg \frac{R}{\delta} + 4.0, \qquad (6.26)$$

где δ - толщина пристенного слоя.

Данная формула И.К. Никитина также имеет сходный вид с зависимостью Прандтля – Никурадзе (6.16) , за исключением постоянных коэффициентов и вместо высоты выступа шероховатости **к** используется толщина вязкого подслоя δ .

6.2. Новые теоретические зависимости для определения гидравлических сопротивлений в гидравлически гладких и шероховатых руслах

Рассмотрим теоретическую задачу для установившегося равномерного турбулентного течения в канале значительной ширины, решение которой получено в работе (Косиченко, Полякова, 1997).

Для исследования плоского установившегося равномерного течения в каналах воспользуемся исследованиями Г.А. Распопина (1980, 1990) для течения жидкости между параллельными поверхностями с различной шероховатостью. Применительно к течению в руслах каналов имеется одна шероховатая поверхность по дну, а на свободной поверхности влияние ветра отсутствует или тангенциальное напряжение трения будет равно нулю. Распределение трения по глубине потока соответствует линейному закону (рис. 6.1.).

Вязкость реальной жидкости распределяется по криволинейному закону и в случае турбулентного движения будет складываться как из молекулярной, зависящей только от свойств жидкости, так и турбулентной вязкости, обусловленной вихревым движением и беспорядочным перемешиванием более крупных образований (молей), т.е. динамикой потока. Указанное соотношение для вязкости можно записать в виде

$$\nu_э = \nu + \nu_т, \qquad (6.27)$$

где $\nu_э$ – коэффициент эквивалентной или общей вязкости;

ν, $\nu_т$ – коэффициент молекулярной и турбулентной вязкости.

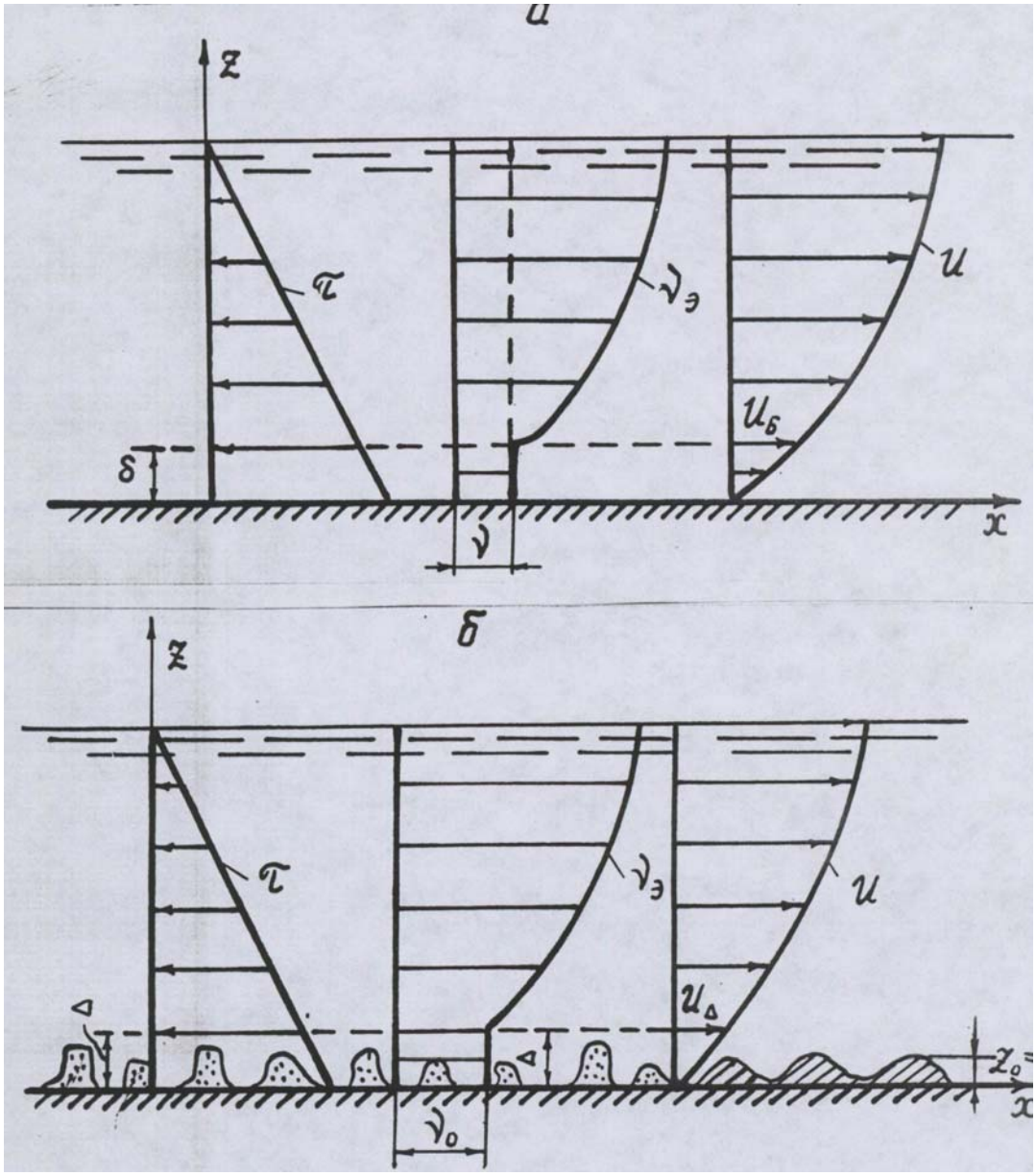


Рисунок 6.1 — Распределение по глубине потока трения, вязкости и скорости
а – для гидравлически гладких поверхностей;
б – для шероховатых поверхностей;

Данные исследований ряда авторов (Распопин, 1980) показывают, что у дна $\nu_т \to 0$, затем турбулентная вязкость резко увеличивается достигая максимума у свободной поверхности (рис. 6.1) или при наличии спутного ветра вблизи этой поверхности.

Для описания изменения эквивалентной вязкости по вертикали в гидравлически гладких руслах (рис. 6.1) Г.А. Распопиным (1990) предложена зависимость в виде квадратного полинома

$$\nu_э = \nu + æ U_* h\left(a\,\eta_1 - b\,\eta_1^2\right), \qquad (6.28)$$

где $æ = 0{,}4$; $a = 0{,}88$; b – изменяется от 0 до 0,88; $\eta_1 = z_1/h$; $z_1 = z - \delta$; $U_* = \sqrt{\tau_д/\rho}$ – динамическая скорость; δ – толщина вязкого пристепного слоя, где турбулентное перемешивание исчезающе мало и $\nu_э = \nu$. Для потоков со свободной поверхностью без ветра $b = 0{,}8$.

В шероховатых руслах принимается, что существует пристепный слой (рис. 6.1,б), в котором вязкость $\nu_э = \nu_o$ несколько выше молекулярной и описывается выражением

$$\nu_0 = a\,æ\,U_*\,z_0. \qquad (6.29)$$

Толщина слоя Δ в шероховатых руслах вычисляется по зависимости

$$\Delta = a\,æ\,N\,z_0 \approx 2{,}32 z_0, \qquad (6.30)$$

где z_0 – высота выступов эквивалентной шероховатости; N – коэффициент, принимаемый по исследованиям Г.А. Распопина, равный 6,6.

В турбулентном ядре эквивалентная вязкость описывается подобно (6.31), но вместо ν подставляется значение ν_0. Отсюда видно, что во всей пристепной области шероховатых русел, эквивалентная вязкость превосходит значения $\nu_э$ для гидравлически гладких русел. В остальной области эти различия не существенны.

Для исследования плоского течения в канале применим гипотезу Буссинеска, связывающую трение, вязкость и скорости течения:

$$\frac{\tau}{\rho} = \left(\nu + \nu_т\right)\frac{dU}{dz} = \nu_э \frac{dU}{dz}. \qquad (6.31)$$

Для плавноизменяющегося равномерного движения касательное напряжение изменяется по линейному закону согласно зависимости

$$\tau = \rho g I(h - z) + \tau_0 = \tau_д - \rho g z I. \qquad (6.32)$$

На дне $z = 0$, тогда из (6.32) имеем

$$\tau_д = \rho g h I + \tau_0, \qquad (6.33)$$

где $\tau_д$ – касательное напряжение трения по дну русла; τ_0 – трение по верхней границе потока $(z = h)$ при воздействии ветра, льда на поток; I – гидравлический уклон; h – глубина потока.

Подставляя выражения (6.28) и (6.32) в (6.31), получим дифференциальное уравнение, описывающее распределение скорости в турбулентном ядре (Распопин, 1990)

$$\frac{dU}{dz} = \frac{\tau_д - \rho g z I}{\nu + æU_* \left(a\eta_1 - b\eta_1^2\right)}. \qquad (6.34)$$

Решение данного уравнения (6.34) для потока, на свободной поверхности которого $\tau_0 = 0$, имеет вид

$$U = U_Δ + \frac{\sqrt{ghI}}{æ}\left(\frac{1}{a} - \frac{1}{2b}\right) ln \frac{1 + \tilde{z}\eta_1}{1 + \frac{b}{a\tilde{z}} - \frac{b}{a}\eta_1} +$$

$$+ \frac{\sqrt{2gh}}{2æb} ln\left(1 + \tilde{z}\eta_1 - \frac{b\tilde{z}}{a}\eta_1^2\right), \qquad (6.35)$$

где $\tilde{z} = h/z_0$ – для шероховатых русел;

$\tilde{z} = a\, æU_* h/\nu$ – для гидравлически гладких русел;

$U_Δ = NU_*$; $N = 6{,}6$; $U_* = \sqrt{\tau_д/\rho} = \sqrt{g\,hI}$.

Удельный расход в турбулентном ядре найдем как интеграл

$$q = h\int_0^1 U d\eta_1 . \qquad (6.36)$$

Подставляя (6.35) в (6.36), найдем

$$q = 6{,}6h\sqrt{ghI} + \frac{h}{æ}\sqrt{ghI}\left(\frac{1}{a} - \frac{1}{2b}\right)\cdot\left[\left(\frac{1}{\tilde{z}} + 1\right)\times\right.$$

$$\times ln(1 + \tilde{z}) + \left(\frac{a}{b} + \frac{1}{\tilde{z}} - 1\right) ln\left(1 + \frac{b}{a\tilde{z}} - \frac{b}{a}\right) - \left(\frac{a}{b} + \frac{1}{\tilde{z}}\right)\times$$

$$\left.\times ln\left(1 + \frac{b}{a\tilde{z}}\right)\right] + \frac{h}{2æb}\sqrt{ghI}\cdot\left[\left(1 - \frac{a}{2b}\right) ln\left(1 + \tilde{z} - \frac{b\tilde{z}}{a}\right) -\right.$$

$$-2+\frac{a}{2b}\sqrt{1+\frac{4b}{a\tilde{z}}}\cdot\cdot ln\frac{1+\frac{2}{\tilde{z}}+\sqrt{1+\frac{4b}{a\tilde{z}}}}{1+\frac{2}{\tilde{z}}-\sqrt{\frac{4b}{a\tilde{z}}}}\Bigg]. \qquad (6.37)$$

При $z_0 << h$ запишем

$$q=\frac{h}{æ}\sqrt{g\,h\,I}\left\{0{,}66æ+\left(\frac{1}{a}-\frac{1}{2b}\right)\left[\ ln(1+\tilde{z})+\left(\frac{a}{b}-1\right)\times\right.\right.$$

$$\left.\left.\times ln\left(1-\frac{b}{a}\right)\right]+\frac{1}{2b}\left[ln\tilde{z}+\left(1-\frac{a}{2b}\right)\cdot ln\left(1-\frac{b}{a}\right)-2\right]\right\}. \qquad (6.38)$$

Учитывая, что $\tilde{z} >> 1$ из (6.38) получим приближенную формулу удельного расхода

$$q=\frac{h}{ж}\sqrt{g\,h\,I}\left\{0{,}66ж+\frac{1}{a}ln\,\tilde{z}+\left(\frac{2}{b}-\frac{1}{a}-\frac{3a}{4b^2}\right)\cdot\times\right.$$

$$\left.\times ln\left(1-\frac{b}{a}\right)-\frac{1}{b}\right\}. \qquad (6.39)$$

Используя данное уравнение (6.39), найдем теоретическую зависимость для определения коэффициента гидравлического трения любых русел из общего выражения

$$\lambda = 8g\,h^3\,I/q^2\,.$$

Для гидравлически гладких русел $(\delta > z_0)$

$$\lambda=\frac{8æ^2}{\left[N\,æ+\frac{1}{a}ln(a\,æ\,Re_*)+c\right]^2}. \qquad (6.40)$$

Для шероховатых русел $(\delta < z_0)$

$$\lambda=\frac{8æ^2}{\left[Næ+\frac{1}{a}ln\left(\frac{h}{z_0}\right)+c\right]^2}. \qquad (6.41)$$

где $c=\left(\frac{2}{b}-\frac{1}{a}-\frac{3a}{4b^2}\right)\cdot ln\left(1-\frac{b}{a}\right)-\frac{1}{b}$;

$Re_* = U_*\,h/\nu$ – число Рейнольдса по динамической скорости потока.

Представленные зависимости (6.40) и (6.41) с учетом коэффициентов по Г.А. Распопину $N = 6{,}6$; $ж = 0{,}4$; $a = 0{,}88$; $b = 0{,}8$ получат вид:
при $\delta > z_0$

$$\lambda = \frac{1{,}28}{\left[0{,}60 + 1{,}14 ln\left(0{,}35\,\mathrm{Re}_*\right)\right]^2}, \tag{6.42}$$

при $\delta < z_0$

$$\lambda = \frac{1{,}28}{\left[0{,}60 + 1{,}14 ln\left(\frac{h}{z_0}\right)\right]^2}. \tag{6.43}$$

Расчетные зависимости (6.42) и (6.43) после замены натурального логарифма на десятичный получат вид:

при $\delta > z_0$

$$\lambda = \frac{1.28}{\left[2.62 \lg\left(0.35\,\mathrm{Re}_*\right) + 0.60\right]^2}, \tag{6.44}$$

при $\delta < z_0$

$$\lambda = \frac{1.28}{\left[2.62 \lg \frac{h}{z_0} + 0.60\right]^2}, \tag{6.45}$$

Полученные зависимости являются логарифмическими и по структуре соответствуют общепринятым функциональным зависимостям гидравлических сопротивлений: для гидравлически гладких поверхностей – от числа Рейнольдса, для шероховатых поверхностей – от высоты выступов шероховатости (см.п.6.1) (Зегжда, 1957; Альтшуль и др.. 1985).

Рассмотрим теперь определение высоты выступов эквивалентной шероховатости z_0 с учетом статистической неоднородности шероховатости русел как земляных, так и бетонных.

Если предположить, что процесс изменчивости высоты выступов шероховатости соответствует нормальному закону, среднее число выбросов от предела Δ (толщины слоя где $\nu = \nu_0$) найдем по зависимости (Мирцхулава, 1974)

$$n_0 = \bar{n}\, exp\left[-\frac{\left(\Delta - \Delta_э\right)^2}{2\sigma_\Delta^2}\right], \tag{6.46}$$

где n_0 – число выбросов за уровень слоя Δ; $\overline{n}$ – среднее число выбросов;

$\Delta_э = z_0$ – высота выступов эквивалентной шероховатости; σ_Δ – среднеквадратичное отклонение выступов шероховатости.

Полагая вероятность появления выброса достаточно малой, а закон распределения числа выбросов асимптотически приближающимся к закону Пуассона

$$P = \frac{n_0^m}{m!} e^{-n_o F}$$

где F – площадь русла канала, на которой устанавливается число выбросов шероховатости за средний уровень, выбросов при отсутствии $m = 0$ имеем

$$P = e^{-n_o F} \quad \text{или} \quad n_0 = \frac{(-ln P)}{F}. \tag{6.47}$$

Подставляя выражение (6.47) в (6.46), найдем зависимость для высоты эквивалентной шероховатости, учитывающей случайный характер расположения каждого выступа шероховатости на определенной площади русла

$$\Delta_э = \Delta \pm \sigma_\Delta \sqrt{-2ln\left(\frac{-lnP}{F \cdot n_0}\right)}, \tag{6.48}$$

$$\Delta_э = \Delta \pm \sigma_\Delta \sqrt{2ln\left(\frac{F \cdot n_0}{-lnP}\right)}. \tag{6.49}$$

Таким образом, полученные зависимости (6.44), (6.45), (6.48) и (6.49) позволяют определить гидравлические сопротивления для любых русел (гладких и шероховатых) с учетом случайного характера расположения выступов шероховатости. Очевидно, учет случайного характера необходим лишь для гидравлически шероховатых русел, к которым могут быть отнесены земляные русла и большая часть бетонных русел. В случае гидравлически гладких русел шероховатость не влияет на гидродинамические характеристики течения, что также видно из зависимости для определения $\tilde{z}$.

Полученные зависимости для определения гидравлических сопротивлений являются теоретическими и поэтому для оценки достоверности проведем сопоставление результатов расчета с данными натурных наблюдений.

Для сопоставления используем данные натурных наблюдений на двух оросительных каналах в бетонной облицовке: Бг-Р-7 на Багаевско-Садковской оросительной системе Ростовской области и БСК-3 (III-я очередь Большого Ставропольского канала) и и канале в земляном русле - Головном участке БСК – 1 (Косиченко, 2000).

Данные Бг-Р-7: глубина h = 1,38 м; уклон i = 0,000105; коэффици-

ент шероховатости $n = 0{,}0157$; $\lambda = 0{,}209$;

БСК-3: $h = 2{,}87$ м; $i = 0{,}00025$; $n = 0{,}0172$, $\lambda = 0{,}0192$;

БСК – 1: $h = 5{,}50$ м, $\mathbf{i} = 0{,}00015$, $\mathbf{n} = 0{,}0238$, $\lambda = 0{,}0275$

Найдем высоту выступов эквивалентной шероховатости, исходя из соотношения (Железняков, 1981).

$$z_0 = k_э = (25n)^6,$$

для Бг-Р-7 $z_0 = 0{,}00365$ м,

для БСК-3 $z_0 = 0{,}00632$ м,

для БСК – 1 $z_0 = 0{,}0443$ м.

Тогда величина $\tilde{z}$ будет равна

для Бг-Р-7 $$\tilde{z} = \frac{h}{z_0} = \frac{1{,}38}{0{,}00365} = 378,$$

для БСК-3 $$\tilde{z} = \frac{h}{z_0} = \frac{2{,}87}{0{,}00632} = 454,$$

для БСК-1 $$\tilde{z} = \frac{h}{z_0} = \frac{5{,}50}{0{,}0443} = 124.$$

Для учета статистической неоднородности шероховатости определяем величину выступов эквивалентной шероховатости по формуле

$$\Delta_э = \Delta - \sigma_\Delta \sqrt{2ln\left(\frac{F \cdot n_0}{-lnP}\right)},$$

где примем $\Delta = z_0$, $\sigma_\Delta = 0{,}10\Delta$, $F = 1$ м^2,

$n_0 = 1$ 1/м^2, $P = 0{,}95$.

Тогда получим:

для Бг-Р-7 $\Delta_э = 0{,}00276$ м, $\tilde{z} = \frac{h}{\Delta_э} = 500,$

для БСК-3 $\Delta_э = 0{,}00478$ м, $\tilde{z} = 600,$

для БСК- 1 $\Delta_э = 0{,}0312$ м.

Результаты расчета гидравлических сопротивлений по зависимости (6,45) с учетом случайного характера расположения шероховатости приведены в таблице 6.1. Для сопоставления также приведены результаты по формулам А.П. Зегжда, И.К. Никитина и В.Н. Гончарова (п. 2.1).

Гидравлические сопротивления каналов в облицовке также определялись по известной полуэмпирической зависимости А.Д. Альтшуля, полученной на основе обработки данных по бетонным руслам

Таблица 6.1 – Сопоставление расчетных и натурных значений коэффициента гидравлических сопротивлений

Канал	Расчетные данные										Натурные данные λ
	По формуле А.П. Зегжда		По формуле И.К. Никитина		По формуле В.Н. Гончарова		По формуле А.Д. Альтшуля		По формуле Ю.М. Косиченко-Н.Ю. Поляковой		
	λ	δ_λ%	λ	δ_λ%	λ	δ_λ%	λ	δ_λ%	λ	δ_λ%	
Межхозяйственный распределитель Багаевско-Садковской ОС Бг-Р-7 (в облицовке)	0,0216	+3,3	0,0183	-12,4	0,0220	+5,3	0,0198	-5,3	0,0218	+4,3	0,0209
Третья очередь Большого Ставропольского канала БСК – 3 (в облицовке)	0,0202	+5,2	0,0172	-10,4	0,0210	+9,4	0,0181	-5,7	0,0202	+5,2	0,0192
Головной участок БСК – 1 (в земляном русле)	0,0293	+6,5	0,0254	-7,6	0,0301	+9,4	-	-	0,0312	+13,4	0,0275

$$C = 24lq\frac{2R}{k_э + \frac{0{,}036}{\sqrt{R\,i}}}, \qquad (6.50)$$

$$\lambda = 8g/C^2,$$

где C – коэффициент Шези;

R – гидравлический радиус, мм;

$k_э$ – абсолютная эквивалентная шероховатость;

i – уклон дна канала.

Анализ данных, представленных в таблице 6.1 показывает, что наиболее близкие значения коэффициента гидравлических сопротивлений λ с натурными данными для каналов в бетонной облицовке (Бг-Р -7 и БСК - 3) получены по формулам А.П. Зегжда, Ю.М. Косиченко и Н.Ю. Поляковой, А.Д. Альтшуля. Расхождение δ_λ не превышает 4 – 6 %. При этом для расчета λ по формуле (6.45) учитывался случайный характер распределения выступов шероховатости поверхности, а по формулам А.П. Зегжда, И.К. Никитина и В.Н. Гончарова – проводился пересчет значений λ_R к их фактическим значениям λ.

В случае земляного русла канала (БСК - 1) близкие значения расчетного коэффициента гидравлического трения с натурными получены по формулам А.П. Зегжда и И.К. Никитина (расхождение 6,5-7,6 %). Большее расхождение дают формулы В.Н. Гончарова и Ю.М. Косиченко, Н.Ю. Поляковой, что обусловлено в последней принятием $z_0 = \Delta_э$ по зависимости (6.49), где величины n_0 и σ_Δ заданы, не вполне отвечающими земляным руслам крупных каналов. Поэтому в дальнейшем нуждаются в специальной оценке и уточнении статистические параметры неоднородной шероховатости в натурных условиях эксплуатации как земляных русел, так и бетонных русел каналов.

6.3. Математическая модель течения и определение гидравлических сопротивлений в трапецеидальном русле*

Ранее в п. 6.2 рассмотрена теоретическая задача определения гидравлических сопротивлений для течения в условиях неограниченной ширины русла, когда $b \to \infty$. В действительности же русла каналов имеют ограниченную ширину, а форма их поперечного сечения, в основном, соответствует трапецеидальной. Только наиболее крупные каналы переброски стока (например, БСК - 1) имеют полигональное сечение.

Полученные выше расчетные формулы гидравлических сопротивлений (6.44) и (6.45) дают некоторое расхождение с натурными данными, что можно объяснить рассмотрением в теоретической модели русла неограниченной ширины, в то время, как в реальных условиях в каналах будет ограниченная ширина и формируется течение, обусловленное тормозящим влиянием откосов.

Ввиду сложности решения задачи для течения в трапецеидальном русле с учетом тормозящего влияния откосов используем численный метод конечных элементов, основанный на методе Галеркина (Калиткин, 1978). Расчетная схема трапецеидального русла приведена на рисунке 6.2.

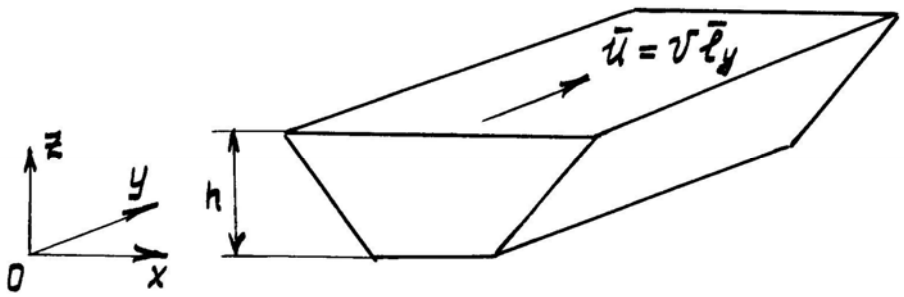


Рисунок 6.2 - Расчетная схема трапецеидального призматического русла

Уравнение одномерного движения жидкости применительно к расчетной схеме на рисунке 6.2, полагая $\bar{u} = u_y \bar{\ell}_y = v \bar{\ell}_y$, можно записать в виде (Емцев, 1978):

$$\frac{\partial v}{\partial t} = F_y + \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial P_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial P_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial P_{zy}}{\partial z}\right), \qquad (6.51)$$

* Решение получено М.Ю. Косиченко

где υ - средняя скорость потока;

F_y - массовая проекция силы на ось OY;

P_{xy}, P_{yy}, P_{zy} - компоненты тензора напряжений;

ρ - плотность жидкости.

Из уравнения неразрывности

$$\operatorname{div}\overline{U} = \frac{\partial \upsilon}{\partial y} = \frac{\partial U_x}{\partial x} + \frac{\partial U_y}{\partial y} + \frac{\partial U_z}{\partial z} = 0, \qquad (6.52)$$

следует

$$\upsilon = \upsilon(x, z).$$

Будем рассматривать установившееся равномерное движение, для которого поле скоростей не зависит от y, т.е.

$$\frac{\partial \upsilon}{\partial y} = 0 \qquad \text{и} \qquad \frac{\partial \upsilon}{\partial t} = 0.$$

Так как для несжимаемой жидкости можно записать (Емцев. 1978):

$$P_{yy} = -p + 2\mu \frac{\partial U_y}{\partial y} = -p + 2\mu \frac{\partial \upsilon}{\partial y}$$

и по уравнению гидростатики

$$p = p_a + \rho g(h + \xi - z),$$

то

$$\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P_{yy}}{\partial y} = \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial}{\partial y}\left[-p + 2\mu \frac{\partial \upsilon}{\partial y}\right] =$$

$$= \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial}{\partial y}\left[-p_a - \rho g(h + \xi - z) + 2\mu \frac{\partial \upsilon}{\partial y}\right] =$$

$$= \frac{1}{\rho}\left[-\frac{\partial P_a}{\partial y} - \rho g \frac{\partial \xi}{\partial y} + 2\frac{\partial}{\partial y}\left(\mu \frac{\partial \upsilon}{\partial y}\right)\right] = \qquad (6.53)$$

$$= -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P_a}{\partial y} - g\frac{\partial \xi}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P_a}{\partial y} + I_y g$$

В уравнении (6.53) принято:

$$\frac{\partial h}{\partial y} = 0, \ \frac{\partial z}{\partial y} = 0, \ \frac{\partial \upsilon}{\partial y} = 0 \ , \ I_y = \frac{\partial \xi}{\partial y}.$$

Тогда исходное уравнение (6.51) с учетом соотношения (6.53) и $\frac{\partial \upsilon}{\partial t} = 0$ получит вид:

$$F_y - \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p_a}{\partial y} + gI_y + \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y}\right) = 0,$$

где τ_{xy} , τ_{zy} - компоненты напряжения трения, которые будут равны

$$\tau_{xy} = p_{xy} = \mu\left(\frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x}\right) = \mu\frac{\partial \upsilon}{\partial x}, \qquad (6.55)$$

$$\tau_{zy} = p_{zy} = \mu\left(\frac{\partial U_y}{\partial z} + \frac{\partial U_z}{\partial y}\right) = \mu\frac{\partial \upsilon}{\partial z}\ .$$

Подставляя выражение (6.55) в уравнение (6.54), запишем

$$F_y - \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p_a}{\partial y} + gI_y + \frac{1}{\rho}\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\mu\frac{\partial \upsilon}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\mu\frac{\partial \upsilon}{\partial z}\right)\right] = 0,$$

или

$$\frac{1}{\rho}\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\mu\frac{\partial \upsilon}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\mu\frac{\partial \upsilon}{\partial z}\right)\right] = -gI_y + \frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p_a}{\partial y} - F_y. \qquad (6.56)$$

Обозначим:

$$I_г = I_y - \frac{1}{g}\left(\frac{1}{\rho}\cdot\frac{\partial p_a}{\partial y} - F_y\right),$$

тогда (6.56) перепишем в виде

$$\frac{1}{\rho}\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\mu\frac{\partial \upsilon}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\mu\frac{\partial \upsilon}{\partial z}\right)\right] = -gI_г\ . \qquad (6.57)$$

Принимая при невозмущенном (F = 0) установившемся ($\frac{\partial \upsilon}{\partial t} = 0$) изобарном ($\frac{\partial p_a}{\partial t} y = 0$) движении: $I_г = I_y = i_0$ (где i_0 – уклон дна русла), последнее уравнение будет

$$\frac{1}{\rho}\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(\mu\frac{\partial \upsilon}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\mu\frac{\partial \upsilon}{\partial z}\right)\right] = -gi_0. \qquad (6.58)$$

Учитывая, что динамическая вязкость **μ** и кинематическая вязкость ***ν*** связаны между собой соотношением **μ** = **ρν** , то уравнение (6.58) записывается так:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\nu\frac{\partial \upsilon}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\nu\frac{\partial \upsilon}{\partial z}\right) = -gi_0\ . \qquad (6.59)$$

или в векторном виде

$$\mathrm{div}(\nu\,\mathrm{grad}\,\upsilon) = -gi_0\ . \qquad (6.60)$$

Так как

$$\operatorname{div}(\nu \operatorname{grad} \upsilon) = \frac{\partial(\nu \operatorname{grad}_x \upsilon)}{\partial x} + \frac{\partial(\nu \operatorname{grad}_y \upsilon)}{\partial y}$$

$$\operatorname{grad}\upsilon = \bar{e}_x \operatorname{grad}_x \upsilon + \bar{e}_y \operatorname{grad}_y \upsilon + \bar{e}_z \operatorname{grad}_z \upsilon =$$

$$= \bar{e}_x \frac{\partial \upsilon}{\partial x} + \bar{e}_z \frac{\partial \upsilon}{\partial z}$$

окончательно краевая задача (рисунок 6.3) записывается в виде:

$$\begin{aligned} &\operatorname{div}[\nu(M)\operatorname{grad}\upsilon(M)] = -gi_0 \text{ , } M \in S \\ &\upsilon(M) = 0 \text{ , } M \in L_л \cup L_u \cup L_п \\ &\frac{\partial \upsilon(M)}{\partial n} = \frac{\partial \upsilon(M)}{\partial z} = 0 \text{ , } M \in L_B \\ &\upsilon_м = \upsilon(x_м, z_м). \end{aligned} \qquad (6.61)$$

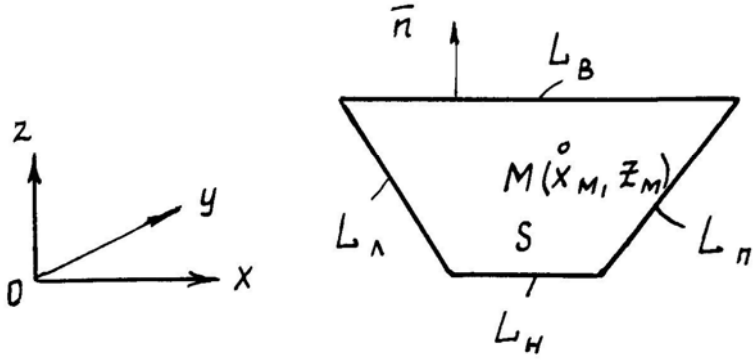


Рисунок 6.3 – Расчетная схема к краевой задаче

Сформулируем данную краевую задачу следующим образом: найти функцию υ в каждой точке M, принадлежащей области S или ее границе L, и удовлетворяющей выше приведенным уравнениям в области S и на участках границы L.

Далее для решения краевой задачи (6.61) перейдем к обобщенной ее постановке методом Галеркина (Калиткин, 1978).

Метод Галеркина заключается в минимизации невязки (погрешность решения) путем задания ее ортогональности по всем базисным функциям, иными словами, скалярное произведение невязки на любую базисную функцию должно быть равно нулю в некотором пространстве функций (в данном случае это L_2 – пространство квадратично интегрированных функций).

Скалярное произведение в L_2 имеет вид:

$(\varphi, \psi)_{L_2} = \int\int \varphi\psi dS$, где φ, ψ - это любые функции из L_2.

Перепишем первое уравнение системы (6.61) в виде:

$$\operatorname{div}\left[\nu(M)\operatorname{grad}\upsilon(M)\right] + gi_0 = 0 \ . \qquad (6.62)$$

Так как решение должно искаться приближенное, то в правой части уравнения (6.62) будет стоять не ноль, а некоторая погрешность решения (невязка) ε , которая должна быть минимальной (по модулю):

$$\operatorname{div}\left[\nu\operatorname{grad}\upsilon\right] + gi_0 = \varepsilon \to \min .$$

По методу Галеркина для минимума невязки необходимо обеспечить ее ортогональность к любой базисной функции φ:

$$(\varphi, \varepsilon) = \iint\limits_S \varphi\varepsilon dS = 0 \ .$$

Умножим уравнение (6.62) на произвольную функцию φ и проинтегрируем полученное соотношение по области S:

$$\iint\limits_S \varphi\left[\operatorname{div}(\nu\operatorname{grad}\upsilon) + gi_0\right]dS = 0 . \qquad (6.63)$$

Так как $U\operatorname{div}\overline{V} = \operatorname{div}(U\overline{V}) - \overline{V}\operatorname{grad}U$ (Бронштейн, Семендяев, 1980) и по формуле Грина для плоской области

$$\iint\limits_S \operatorname{div}\overline{V}dS = \int\limits_L V_n \partial\ell .$$

то

$$\iint\limits_S \varphi\operatorname{div}(\nu\operatorname{grad}\upsilon)dS = \iint\limits_S \operatorname{div}(\varphi\nu\operatorname{grad}\upsilon)dS -$$

$$- \iint\limits_S \nu\operatorname{grad}\upsilon\operatorname{grad}\varphi dS = \int\limits_г \varphi\nu(\operatorname{grad}\upsilon)_n \, d\ell -$$

$$- \iint\limits_S \nu\operatorname{grad}\upsilon\operatorname{grad}\varphi dS = \int\limits_г \varphi\nu \frac{\partial\upsilon}{\partial n} d\ell -$$

$$- \iint\limits_S \nu\operatorname{grad}\upsilon\operatorname{grad}\varphi dS.$$

Здесь $\dfrac{\partial\upsilon}{\partial n} = \overline{n} \cdot \operatorname{grad}\upsilon = (\operatorname{grad}\upsilon)_n$.

Отсюда уравнение (6.63) получается в виде:

$$\iint\limits_S \left(\nu\operatorname{grad}\varphi\operatorname{grad}\upsilon - \varphi gi_0\right)dS = \int\limits_г \varphi\nu \frac{\partial\upsilon}{\partial n} \partial\ell \ . \qquad (6.64)$$

Для численного решения краевой задачи предлагается математическая модель течения в трапецеидальном русле на основе метода конечных элементов с применением финитных функций (Зенкевич, 1975; Шайдуров, 1989).

Функция называется финитной, если она отличается от нуля на небольшой части своей области определения, а на остальной части равна нулю. Базисные функции – это такой набор функций в данном функциональном пространстве, что все остальные функции из этого пространства можно выразить в виде суммы базисных функций, умноженных на числовые коэффициенты.

Если $\{\varphi_i,\ i=1\ ,\ \overline{N}\}_н = \{\varphi_1,\ \varphi_2,\ldots\ \varphi_N\}_н$ – набор базисных функций, то любую функцию ψ из пространства H можно выразить , как

$$\psi = \alpha_1\varphi_1 + \alpha_2\varphi_2 + \ldots + \alpha_N\varphi_N = \sum_{i=1}^{N}\alpha_i\varphi_i\ ,$$

где $\alpha_1,\ \alpha_2,\ldots\alpha_N$ - числовые коэффициенты.

Разобьем область S на узлы U_m , m=1, $\overline{N}_m$,
где N_m - количество узлов. Построим область S сеткой из треугольных конечных элементов $S^{(r)}$, r=1, $\overline{N}_r$, где $\overline{N}_r$ - число элементов. Вершинами являются узлы. Стороны треугольников, лежащие на границе, образуют сетку граничных элементов $L^{(t)}$, t=1, $\overline{N}_t$.

$$\begin{cases}\varphi_i^{(r)}(i)=1\\ \varphi_i^{(r)}(j)=0\\ \varphi_i^{(r)}(k)=0\end{cases}\qquad\begin{cases}\varphi_j^{(r)}(i)=0\\ \varphi_j^{(r)}(j)=1\\ \varphi_j^{(r)}(k)=0\end{cases}\qquad\begin{cases}\varphi_k^{(r)}(i)=0\\ \varphi_k^{(r)}(j)=0\\ \varphi_k^{(r)}(k)=1\end{cases}\qquad(6.66)$$

Рассмотрим 1-ю систему в (6.66) и найдем из нее значения коэффициентов для функции

$$\varphi_i^{(r)}(Q)=\varphi_i^{(r)}(X_Q,Z_Q)=\alpha_i^{(r)}X_Q+b_i^{(r)}Z_Q+c_i^{(r)},\ Q\in S^{(r)}.$$

Запишем эту систему подробнее

$$\left.\begin{aligned}&\alpha_i^{(r)}X_i^{(r)}+b_i^{(r)}Z_i^{(r)}+c_i^{(r)}=1;\\ &\alpha_i^{(r)}X_j^{(r)}+b_i^{(r)}Z_j^{(r)}+c_j^{(r)}=0;\\ &\alpha_i^{(r)}X_k^{(r)}+b_i^{(r)}Z_k^{(r)}+c_i^{(r)}=0.\end{aligned}\right\}\qquad(6.67)$$

где X_i , Z_i , X_j , Z_j , X_k , Z_k - координаты узлов i , j , k (предполагаются известными). В матричном виде система (6.67) будет:

$$\begin{bmatrix}X_i^{(r)}Z_i^{(r)}1\\ X_j^{(r)}Z_j^{(r)}1\\ X_k^{(r)}Z_k^{(r)}1\end{bmatrix}\quad\begin{bmatrix}a_i^{(r)}\\ b_j^{(r)}\\ c_k^{(r)}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}1\\0\\0\end{bmatrix}\qquad(6.68)$$

или $A \cdot X = B$ (6.68')

По правилу Крамера $a_i^{(r)} = \frac{D_1}{D}, b_i^{(r)} = \frac{D_2}{D}, c_i^{(r)} = \frac{D_3}{D}$, где $D = \det A$ определитель матрицы, получающийся из матрицы A заменой s – го столбца столбцом свободных членов B. Тогда имеем:

$$D = \begin{bmatrix} X_i^{(r)} Z_i^{(r)} 1 \\ X_j^{(r)} Z_j^{(r)} 1 \\ X_k^{(r)} Z_k^{(r)} 1 \end{bmatrix}, D_1 = \begin{bmatrix} 1 Z_i^{(r)} 1 \\ 0 Z_j^{(r)} 1 \\ 0 Z_k^{(r)} 1 \end{bmatrix} = Z_j^{(r)} - Z_k^{(r)},$$

$$D_2 = \begin{bmatrix} X_i^{(r)} 11 \\ X_j^{(r)} 01 \\ X_k^{(r)} 01 \end{bmatrix} = X_k^{(r)} - X_j^{(r)},$$

$$D_3 = \begin{bmatrix} X_i^{(r)} y_i^{(r)} 1 \\ X_j^{(r)} y_j^{(r)} 1 \\ X_k^{(r)} y_k^{(r)} 1 \end{bmatrix} = X_j^{(r)} Z_k^{(r)} - X_k^{(r)} Z_j^{(r)}.$$

Отсюда

$$a_i^{(r)} = \frac{Z_j^{(r)} - Z_k^{(r)}}{2\Delta S^{(r)}}; \; b_i^{(r)} = \frac{X_k^{(r)} - X_j^{(r)}}{2\Delta S^{(r)}};$$

$$c_i^{(r)} = \frac{X_j^{(r)} Z_k^{(r)} - X_k^{(r)} Z_j^{(r)}}{2\Delta S^{(r)}}, \qquad (6.69)$$

где $\Delta S^{(r)} = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} X_i^{(r)} Z_i^{(r)} 1 \\ X_j^{(r)} Z_j^{(r)} 1 \\ X_k^{(r)} Z_k^{(r)} 1 \end{bmatrix}$ - площадь r – го треугольника.

Аналогично находятся и другие коэффициенты $a_j^{(r)}, b_j^{(r)}, c_i^{(r)}, a_k^{(r)}, b_k^{(r)}, c_k^{(r)}$ из 2- ой и 3-ей систем уравнений (6.66).

Используя формулы для коэффициентов (6.69), базисные функции Г – го элемента, соответствующие узлам $i^{(r)}$, $j^{(r)}$, $k^{(r)}$, имеют вид:

$$\varphi_i^{(r)}(x_Q, z_Q) =$$

$$= \frac{1}{2\Delta S^{(r)}}\left[\left(x_Q - x_k^{(r)}\right)\left(z^{(r)}{}_j - z_k^{(r)}\right) - \left(z_Q - z_k^{(r)}\right)\left(x_j^{(r)} - x_k^{(r)}\right)\right]$$

$$\varphi_j^{(r)}(x_Q, z_Q) =$$

$$= \frac{1}{2\Delta S^{(r)}}\left[\left(x_Q - x_i^{(r)}\right)\left(z^{(r)}{}_k - z_i^{(r)}\right) - \left(z_Q - z_i^{(r)}\right)\left(x_k^{(r)} - x_i^{(r)}\right)\right]$$

$$\varphi_k^{(r)}(x_Q, z_Q) =$$

$$= \frac{1}{2\Delta S^{(r)}}\left[\left(x_Q - x_j^{(r)}\right)\left(z^{(r)}{}_i - z_j^{(r)}\right) - \left(z_Q - z_j^{(r)}\right)\left(x_i^{(r)} - x_j^{(r)}\right)\right] \qquad (6.70)$$

где

$$\Delta S^{(r)} = \begin{bmatrix} X_i^{(r)} Z_i^{(r)} 1 \\ X_j^{(r)} Z_j^{(r)} 1 \\ X_k^{(r)} Z_k^{(r)} 1 \end{bmatrix} = X_i^{(r)}\left(Z_i^{(r)} - Z_k^{(r)}\right) + X_j^{(r)}\left(Z_k^{(r)} - Z_i^{(r)}\right) +$$

$$+ X_k^{(r)}\left(Z_i^{(r)} - Z_j^{(r)}\right).$$

Значение скорости $\upsilon(Q) = \upsilon\left(X_Q, Z_Q\right)$ в области ξ аппроксимируем двумерным полиномом 1 – й степени по базисным функциям:

$$\upsilon(Q) = \sum_{m=1}^{N_m} \upsilon_m \varphi_m(Q), \qquad (6.71)$$

где υ_m - численные коэффициенты.

Скорость получается объединением линейных сплайн – функций по элементам:

$$\upsilon(Q) = \left\{\upsilon^{(r)}(Q), Q \in S^{(r)}, r = \overline{1, N_r}\right\}, \qquad (6.72)$$

которые в каждом элементе с узлами $i^{(r)}$, $j^{(r)}$, $k^{(r)}$ представлены в виде:

$$\upsilon(Q) = \sum_{m=1}^{N_m} \upsilon_m \varphi_m^{(r)}(Q) = \upsilon_i \varphi_i^{(r)}(Q) + \upsilon_j \varphi_j^{(r)}(Q) + \qquad (6.73)$$

$$+ \upsilon_k \varphi_k^{(r)}(Q), Q \in S,$$

так как базисные функции не принадлежащих r – му треугольнику узлов дают нулевой вклад:

$$\varphi_m^{(r)}(Q) = 0, Q \notin S^{(r)}.$$

В пределах граничных элементов $L^{(t)}$ с узлами i, j , пронумерованными против часовой стрелки, скорость записывается аналогично

$$\upsilon(Q)=\left\{\upsilon^{(t)}(Q), Q\in L^{(t)}, t=1,\overline{N}_t\right\}, \tag{6.74}$$

где $\upsilon^{(t)}(Q)=\sum_{m=1}^{N_m}\upsilon_m\varphi_m^{(r)}(Q)=\upsilon_i\varphi_i^{(r)}(Q)+\upsilon_j\varphi_j^{(r)}(Q), Q\in L^{(r)}.$

Координаты υ_m неизвестны и являются значениями искомой функции скорости в узлах сетки:

$$\upsilon_m=\upsilon(X_m,Z_m)=\upsilon_m, m\in U,$$

где $U=\left\{U_n, n=1,\overline{N}_m\right\}=\left\{U_1, U_2,..., U_{N_m}\right\}$ - множество узлов сетки.

Нормальную производную скорости на каждом граничном элементе примем постоянной:

$$\frac{\partial A}{\partial n}(Q)=\left\{\left(\frac{\partial A}{\partial n}\right)^{(t)}(Q), Q\in L^{(t)}, t=1,\overline{N}_t\right\},$$

где $\left[\frac{\partial A}{\partial n}\right]^{(t)}(Q)=A'^{(t)}(Q)=A'^{(t)}, Q\in L^{(t)}.$

Кинематическую вязкость в пределах каждого конечного элемента тоже будем считать постоянной:

$$\nu(Q)=\left\{\nu^{(r)}(Q), Q\in S^{(r)}, r=1,\overline{N}_r\right\},$$

где $\nu^{(r)}(Q)=\nu^{(r)}=\text{const}, Q\in\Gamma^{(t)}.$

Перейдем к преобразованию уравнения (6.64) к виду, удобному для численной реализации. Полагая функцию φ равной базисным функциям в узлах сетки:

$$\varphi(Q)=\left\{\varphi_i(Q), i=1,\overline{N}_m\right\},$$

получаем систему уравнений для области S , число уравнений в которых определяется числом узлов в области (N_m)

$$\begin{aligned}&\iint_S\left\{\nu(Q)\text{grad}\varphi_i(Q)\text{grad}\upsilon(Q)-\varphi_i(Q)gi_0\right\}dS_Q=\\&=\int_L\varphi_i(Q)\nu(Q)\frac{\partial\upsilon}{\partial n}(Q)d\ell_Q, Q\in S, i=1,\overline{N}_m.\end{aligned} \tag{6.75}$$

Преобразуем каждое слагаемое уравнения (6.75) в отдельности. Начнем с первого слагаемого. Так как область S является объединением конечных элементов $S^{(r)}$:

$$S = \bigcup_{r=1}^{Nr} S^{(r)},$$

то $\iint\limits_{s} W(Q)dS_Q = \sum\limits_{r=1}^{Nr} \iint\limits_{S^{(r)}} W(Q)dS_Q$, т.е. интеграл от функции по области S равен сумме интегралов по элементам.

Используя представления скорости для каждого элемента (6.73), преобразуем первое слагаемое в левой части уравнения (6.75) :

$$\iint\limits_{s} \nu(Q)\mathrm{grad}\varphi_i(Q)\mathrm{grad}\upsilon(Q)dS_Q =$$

$$= \sum_{r=1}^{Nr} \iint\limits_{S^{(r)}} \nu^{(r)}(Q)\mathrm{grad}\varphi_i^{(r)}(Q)\mathrm{grad}\upsilon^{(r)}(Q)dS_Q =$$

$$= \sum_{r=1}^{Nr} \iint\limits_{S^{(r)}} \nu^{(r)}(Q)\mathrm{grad}\varphi_i^{(r)}(Q)\mathrm{grad}\left[\sum_{j=1}^{Nm} A_j\varphi_j^{(r)}(Q)\right]dS_Q =$$

$$= \sum_{r=1}^{Nr} \nu^{(r)} \sum_{j=1}^{Nm} \upsilon_j \iint\limits_{S^{(r)}} \mathrm{grad}\varphi_i^{(r)}(Q)\mathrm{grad}\varphi_i^{(r)}(Q)dS_Q =$$

$$= \sum_{r=1}^{Nr} \nu^{(r)} \sum_{j=1}^{Nm} \upsilon_i\beta_{ij}^{(r)} = \sum_{j=1}^{Nm} \left(\sum_{r=1}^{Nr} \nu^{(r)}\beta_{ij}^{(r)}\right)\upsilon_j \qquad (6.76)$$

где, используя формулы (6.70) для узлов $i^{(r)}$, $j^{(r)}$, принадлежащих элементу с номером (r), выводим:

$$\beta_{ij}^{(r)} = \iint\limits_{S^{(r)}} \mathrm{grad}\varphi_i^{(r)}(Q)\mathrm{grad}\varphi_i^{(r)}(Q)dS_Q =$$

$$= \iint\limits_{S^{(r)}} \left\{\frac{\partial\varphi_i^{(r)}}{\partial x_Q}\cdot\frac{\partial\varphi_j^{(r)}}{\partial x_Q} + \frac{\partial\varphi_i^{(r)}}{\partial z_Q}\cdot\frac{\partial\varphi_j^{(r)}}{\partial z_Q}\right\} =$$

$$= \iint\limits_{S^{(r)}} \left\{a_i^{(r)}a_j^{(r)} + b_i^{(r)}b_j^{(r)}\right\}dS_Q = \qquad (6.77)$$

$$= \left[a_i^{(r)}a_j^{(r)} + b_i^{(r)}b_j^{(r)}\right]\iint\limits_{S^{(r)}} dS_Q =$$

$$= \left[a_i^{(r)}a_j^{(r)} + b_i^{(r)}b_j^{(r)}\right]\Delta S^{(r)}$$

По формулам (6.69) и (6.70) имеем:

$$a_i^{(r)} = \frac{z_j^{(r)} - z_k^{(r)}}{2\Delta S^{(r)}}; b_i^{(r)} = \frac{x_k^{(r)} - x_j^{(r)}}{2\Delta S^{(r)}};$$

$$a_j^{(r)} = \frac{z_k^{(r)} - z_i^{(r)}}{2\Delta S^{(r)}}; b_j^{(r)} = \frac{x_i^{(r)} - x_k^{(r)}}{2\Delta S^{(r)}},$$

откуда

$$\beta_{ij}^{(r)} = \frac{1}{4\Delta S}\left\{\left(z_i^{(r)} - z_k^{(r)}\right)\left(z_k^{(r)} - z_i^{(r)}\right) + \left(x_j^{(r)} - x_k^{(r)}\right)\left(x_k^{(r)} - x_i^{(r)}\right)\right\} i, j \in S^{(r)}$$

$$\beta_{ij}^{(r)} = \frac{1}{4\Delta S}\left\{\left(z_i^{(r)} - z_k^{(r)}\right)^2 + \left(x_j^{(r)} - x_k^{(r)}\right)^2\right\},, i \in S^{(r)}$$

$$\beta_{ij}^{(r)} = 0, i \notin S^{(r)} \text{ или } j \notin S^{(r)}.$$

Циклической перестановкой индексов i, j, k можно получить также формулы для других пар узлов элемента (r).

Преобразуем второе слагаемое в левой части уравнения (6.75):

$$\iint_S \varphi_i(Q) gi_0 dS_Q = gi_0 \iint_S \varphi_i(Q) dS_Q = gi_0 \sum_{r=1}^{Nr} \iint_{S^{(r)}} \varphi_i^{(r)}(Q) dS_Q =$$

$$= gi_0 \sum_{r=1}^{Nr} \xi_i^{(r)}. \qquad (6.78)$$

где

$$\xi_i^{(r)} = \iint_{S^{(r)}} \varphi_i(Q) dS_Q = V_{ijkF} = S_{осн} \cdot h / 3 = \Delta S^{(r)} \cdot 1 / 3 =$$

$$= \Delta S^{(r)} / 3,$$

V_{ijkF} - объем пирамиды $ijkF$, равный трети произведения площади основания на высоту пирамиды (Бронштейн, Семендяев, 1980).

Далее преобразуем правую часть уравнения (6.75):

$$\int_L \varphi_i(Q) \nu(Q) \frac{\partial \nu}{\partial n} d\ell_Q = \sum_{t=1}^{Nt} \int_{L^{(t)}} \varphi_i^{(t)}(Q) \nu^{(t)}(Q) \upsilon^{(t)}(Q) d\ell_Q =$$

$$= \sum_{t=1}^{Nt} \nu^{(t)} \upsilon^{(t)} \int_{L^{(t)}} \varphi_i^{(t)}(Q) d\ell_Q = \sum_{t=1}^{Nt} \nu^{(t)} \upsilon^{(t)} \eta_i^{(t)}, (6.79)$$

где для узла i , принадлежащего элементу (t)

$$\eta_i^{(t)} = \int\limits_{L^{(t)}} \varphi_i^{(t)}(Q)d\ell_Q = S_{ijF} = L_{осн} \cdot h/2 = \Delta L^{(t)} \cdot 1/2 =$$

$$= \Delta L^{(t)}/2,$$

S_{ijF} - площадь фигуры ijF , являющейся прямоугольным треугольником,

$\Delta L^{(t)} = \sqrt{\left(x_i^{(t)} - x_j^{(t)}\right)^2 + \left(z_i^{(t)} - z_j^{(t)}\right)^2}$ - длина t- го граничного элемента.

Отсюда

$$\eta_i^{(t)} = \begin{cases} \dfrac{\Delta L^{(t)}}{2}, i \in L^{(t)} \\ 0, i \notin L^{(t)} \end{cases}.$$

Объединяя полученные ранее выражения (6.76) – (6.79) для систем (6.75) в области S , определенной границей L, получим :

$$\sum_{j=1}^{Nm}\sum_{r=1}^{Nr} \nu^{(r)}\beta_{ij}^{(r)}\upsilon_j = \sum_{t=1}^{Nt} \nu^{(t)}\upsilon'^{(t)}\eta_i^{(t)} + gi_0 \sum_{r=1}^{Nr} \xi_i^{(r)}. \qquad (6.80)$$

Система алгебраических уравнений (6.80) относительно неизвестных коэффициентов υ_{ij}, являющихся значениями скорости в узлах сетки, окончательно записывается в виде:

$$\sum_{j=1}^{Nm} B_{ij}\upsilon_j = F_i, \quad i = 1, \overline{N}_m \qquad (6.81)$$

или в матричном виде:

$$\left[B_{ij}\right] \cdot \left\{\vec{\upsilon}_j\right\} = \left\{\vec{F}_j\right\}, \qquad (6.81')$$

$$b_{ij} = \sum_{r=1}^{Nr} \nu^{(r)}\beta_{ij}^{(r)}, F_i = \sum_{r=1}^{Nr} \nu^{(t)}\upsilon'^{(t)}\eta_i^{(t)} + gi_0 \sum_{r=1}^{Nr} \xi_i^{(r)}, \qquad (6.82)$$

$$\beta_{ij}^{(r)} = \begin{cases} \left(x_1^2 + z_1^2\right)/(4\Delta S^{(r)}), i = j = i^{(r)} \\ \left(x_1^2 + z_2^2\right)/(4\Delta S^{(r)}), i = j = j^{(r)} \\ \left(x_3^2 + z_3^2\right)/(4\Delta S^{(r)}), i = j = k^{(r)} \\ \left(x_1 x_2 + z_1 z_2\right)/(4\Delta S^{(r)}), i = i^{(r)}, j = j^{(r)} \\ \text{или} i = j^{(r)}, j = i^{(r)} \\ \left(x_1 x_3 + z_1 z_3\right)/(4\Delta S^{(r)}), i = i^{(r)}, j = k^{(r)} \\ \text{или} i = k^{(r)}, j = i^{(r)} \\ \left(x_2 x_3 + z_2 z_3\right)/(4\Delta S^{(r)}), i = j^{(r)}, j = k^{(r)} \\ \text{или} i = k^{(r)}, j = j^{(r)} \\ 0, i \neq i^{(r)}, j^{(r)}, k^{(r)} \text{или} j = i^{(r)}, j^{(r)}, k^{(r)} \end{cases} \quad (6.83)$$

$$\xi_i^{(r)} = \begin{cases} \dfrac{\Delta S^{(r)}}{3}, i = i^{(r)} \text{ или } i = k^{(r)} \\ 0, i \neq i^{(r)}, j^{(r)}, k^{(r)} \end{cases} \quad (6.84)$$

$$\eta_i^{(r)} = \begin{cases} \dfrac{\Delta L^{(r)}}{2}, i = i^{(r)} \text{ или } i = j^{(r)} \\ 0, i \neq i^{(t)}, j^{(t)} \end{cases} \quad (6.85)$$

$$\Delta S^{(r)} = \begin{vmatrix} x_i^{(r)} & z_i^{(r)} & 1 \\ x_j^{(r)} & z_j^{(r)} & 1 \\ x_k^{(r)} & z_k^{(r)} & 1 \end{vmatrix} = x_i^{(r)} z_1 + x_j^{(r)} z_2 + x_k^{(r)} z_3 \, x_i^{(r)} z_1$$

$$\Delta L = \sqrt{\left[x_i^{(t)} - x_j^{(t)}\right]^2 + \left[z_i^{(t)} - z_j^{(t)}\right]^2}$$

$$X_1 = x_j^{(r)} - x_k^{(r)}; X_2 = x_k^{(r)} - x_i^{(r)}; X_3 = x_i^{(r)} - x_j^{(r)}$$

$$Z_1 = z_j^{(r)} - z_k^{(r)}; Z_2 = z_k^{(r)} - z_i^{(r)}; Z_3 = z_i^{(r)} - z_j^{(r)}.$$

Преобразуем систему уравнений (6.81) к виду:

$$\sum_{j=1}^{N_{вв}} b_{ij}\upsilon_j + \sum_{j=1}^{N_{гр}^{(1)}} b_{ij}\upsilon_j + \sum_{j=1}^{N_{гр}^{(2)}} b_{ij}\upsilon_j = F_i,\ i = \overline{1, N}_{вн}$$

$$\sum_{j=1}^{N_{вв}} b_{ij}\upsilon_j + \sum_{j=1}^{N_{гр}^{(1)}} b_{ij}\upsilon_j + \sum_{j=1}^{N_{гр}^{(2)}} b_{ij}\upsilon_j = F_i,\ i = 1, N_{гр}^{(1)} \qquad (6.86)$$

$$\sum_{j=1}^{N_{вв}} b_{ij}\upsilon_j + \sum_{j=1}^{N_{гр}^{(1)}} b_{ij}\upsilon_j + \sum_{j=1}^{N_{гр}^{(2)}} b_{ij}\upsilon_j = F_i,\ i = 1, N_{гр}^{(2)}$$

где $N_{вн}$ – число внутренних узлов, $N_{гр}^{(1)}$ и $N_{гр}^{(2)}$ - количество граничных узлов соответственно на участках границы L_B и $L_л \cup L_H \cup L_п$, причем

$$N_m = N_{вн} + N_{гр}^{(1)} + N_{гр}^{(2)},$$

Для краевой задачи (6.61) значения скорости υ_j известны на левом ($L_л$), нижнем (L_H) и правом ($L_п$) участках границы и равны нулю:

$$\upsilon_j = 0,\ j = 1, N_{гр}^2.$$

Поэтому в системе уравнений (6.86) третью группу уравнений можно отбросить, а в левых частях 1-ой и 2-ой группы уравнений третьи слагаемые обнулить. Получится система вида:

$$\sum_{j=1}^{N_{вв}} b_{ij}\upsilon_j + \sum_{j=1}^{N_{гр}^{(1)}} b_{ij}\upsilon_j = \sum_{t=1}^{N_{гр}^2} \nu^{(t)}\upsilon'^{(t)}\,\eta_i^{(t)} + gi_0 \sum_{r=1}^{Nr} \xi_i^{(r)},\ \xi = \overline{1, N}_{вн}$$

$$\sum_{j=1}^{N_{вв}} b_{ij}\upsilon_j + \sum_{j=1}^{N_{гр}^{(1)}} b_{ij}\upsilon_j = \sum_{t=1}^{N_{гр}^2} \nu^{(t)}\upsilon'^{(t)}\,\eta_i^{(t)} + gi_0 \sum_{r=1}^{Nr} \xi_i^{(r)},\ \xi = 1, N_{гр}^2, \qquad (6.87)$$

где вместо F_i записано их представление (6.82).

Значения коэффициентов $\eta_i^{(t)}$ отличны от нуля только для граничных узлов, а для внутренних – равны нулю. Поэтому в правой части 1 – ой группы уравнений (6.87) первое слагаемое равно нулю.

Для краевой задачи (6.61) нормальная производная скорости на верхнем участке границы $L_в$ равна нулю:

$$\upsilon'^{(t)} = 0,\ t = 1, N_{гр}^{(1)}$$

Поэтому во второй группе уравнений (6.87) первое слагаемое правой части равно нулю.

Отсюда система уравнений (6.87) преобразуется к виду:

$$\sum_{j=1}^{Nвв+N_{гр}^{(1)}} \sum_{r=1}^{Nr} \beta_{ij}^{(r)} \nu^{(r)} \upsilon_j = gi_0 \sum_{r=1}^{Nr} \xi_i^{(r)},\ i = \overline{1, Nвн + N_{гр}^{(1)}} \qquad (6.88)$$

или $$\sum_{j=1}^{Nвв+N_{гр}^{(1)}} b_{ij}\upsilon_j = F_i,\ i = \overline{1, Nвн + N_{гр}^{(1)}},$$

где $$b_{ij} = \sum_{r=1}^{Nr} \nu^{(r)} \beta_{ij}^{(r)},\ F_i = gi_0 \sum_{r=1}^{Nr} \xi_i^{(r)}$$

Коэффициенты $\beta_{ij}^{(r)}$, $\xi_i^{(r)}$ вычисляются по формулам (6.83) и (6.84) , а $\nu^{(r)}$ предполагаются известными.

Значения скорости ищутся в узлах, которые находятся в пределах заштрихованной области на рисунке 6.4.

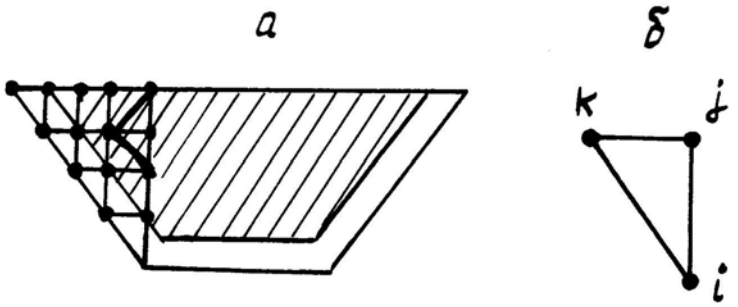


Рисунок 6.4 – Расчетная схема разбивки сечения канала на конечные элементы

Расход через трапецеидальное сечение русла канала рассчитываем по формуле:

$$Q = \iint_S \upsilon \cdot dS = \sum_{k=1}^{Nr} \iint_{S^{(k)}} \upsilon \cdot dS = \sum_{k=1}^{Nr} \upsilon_{cp}^{(k)} \cdot \Delta S^{(k)}, \qquad (6.89)$$

где $\upsilon_{cp}^{(k)}$ - средняя скорость каждого элемента :

$$\upsilon_{cp}^{(к)} = \left(\upsilon_i + \upsilon_j + \upsilon_k\right)/3$$

Учитывая зависимость коэффициента гидравлического трения (Косиченко, 2000)

$$\lambda = 8gIR\omega^2 / Q^2,$$

где I - гидравлический уклон;

R – гидравлический радиус;

ω - площадь живого сечения русла;

Q – расход через заданное сечение канала,

окончательно расчетная формула для определения гидравлического сопротивления трапецеидального русла канала получит вид:

$$\lambda = 8gIR\frac{\left[\sum_{k}^{Nr}\Delta S^{(k)}\right]^2}{\left[\sum_{k}^{Nr}\upsilon_{cp}^{(k)}\Delta S^{(k)}\right]^2} \quad . \qquad (6.90)$$

Проиллюстрируем теперь применение указанной методики на примере 3 – ей очереди Большого Ставропольского канала (БСК – 3) (п.6.2): b= 6 м, h = 2,87 м, m = 2,1, i_0 = 0,000250.

Находим гидравлический радиус:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b+mh)h}{b+2h\sqrt{1+m^2}} = \frac{(6+2.1\cdot 2.87)2.87}{6+2\cdot 2.87\sqrt{1+2.1^2}} = 1.78 \text{ м}$$

Принимаем гидравлический уклон при равномерном движении равным уклону дна $I = i_0 = 0.000250$.

Разбивая трапецеидальное сечение канала на Nr конечных треугольных элементов, найдем расход:

$$Q = \sum_{k=1}^{Nr}\upsilon_{cp}^{(к)}\Delta S^{(k)} = 45.63 \text{ м}^3/\text{с}$$

и коэффициент гидравлического трения

$$\lambda = 8gI_0R\frac{\left[\sum_{k=1}^{Nr}\Delta S^{(k)}\right]^2}{\left[\sum_{k=1}^{Nr}\upsilon_{cp}^{(k)}\Delta S^{(k)}\right]^2} = 0.0199$$

Сопоставляя с натурными данными на БСК – 3 $Q_{нат}$ = 46,7 м^3/с и

$\lambda_{нат}$ = 0,0192 (п.6.2), можно сделать вывод о том, что полученные расчетные значения близко совпадают с натурными. Отклонение в расходе составило 1,87 %, а коэффициента λ - 3,64 %.

6.4. Влияние водной растительности на гидравлические сопротивления и шероховатость русел каналов

Многие оросительные каналы в процессе эксплуатации зарастают растительностью. Особенно сильно зарастают каналы в земляном русле периодического действия. Зарастание русла отмечается и в крупных каналах переброски стока. В бетонных руслах каналов при относительно малых скоростях часто развиваются водоросли. Все это непосредственно оказывает влияние на гидравлические сопротивления русел и, в конечном итоге, на их гидравлическую эффективность и эксплуатационную надежность.

Гидравлическими исследованиями заросших русел занимались В.Т. Чоу (1969), И.А. Долгушев (1975), Г.П. Жук и др. (1984), В.М. Лятхер и И.Н. Гурин (1978), А.Д. Альтшуль и Н. Тай, В.С. Боровков (1989), Э.Л. Беновицкий (1988, 1991), В.Ю. Ляпин (1994), А.Д. Асанова (1987) и др.

В работах Э.Л. Беновицкого (1988, 1991) предложены расчетные зависимости для определения шероховатости заросших русел. Однако они не учитывают случайный характер распределения растительности вдоль откосов, влияние водорослей в средней части потока.

Рассмотрим определение гидравлических сопротивлений и шероховатости заросших русел каналов для общего случая с учетом береговой растительности и водорослей, а также случайного характера их распределения (Косиченко, 1997). Расчетная схема приведена на рисунке 6.5. Русло канала считаем призматическим, движение — равномерным.

Выделим в русле канала отсек жидкости, ограниченный двумя произвольными сечениями 1–1 и 2–2 на расстоянии l и площадью ω (заштрихованная область). На выделенный отсек действуют следующие силы: силы гидродинамического давления R, силы трения по боковой поверхности отсека T, касательная составляющая веса отсека G_s, сила лобового сопротивления от растительности $F_{лоб}$, сила сопротивления от водорослей $F_{вод}$, дополнительная сила сопротивления на границе зарослей растительности и свободного потока $F_{гр}$.

Запишем уравнение равновесия всех внешних сил, действующих на жидкость в выделенном отсеке, на направление движения (ось S)

$$P_1 - P_2 + G_s - T - F_{лоб} - F_{гр} - F_{вод} = 0. \qquad (6.91)$$

Силы гидродинамического давления P_1 и P_2, действующие на живое сечение потока в выделенном отсеке 1–2 , находим как

$$P_1 = p_1\omega, \qquad P_2 = p_2\omega. \qquad (6.92)$$

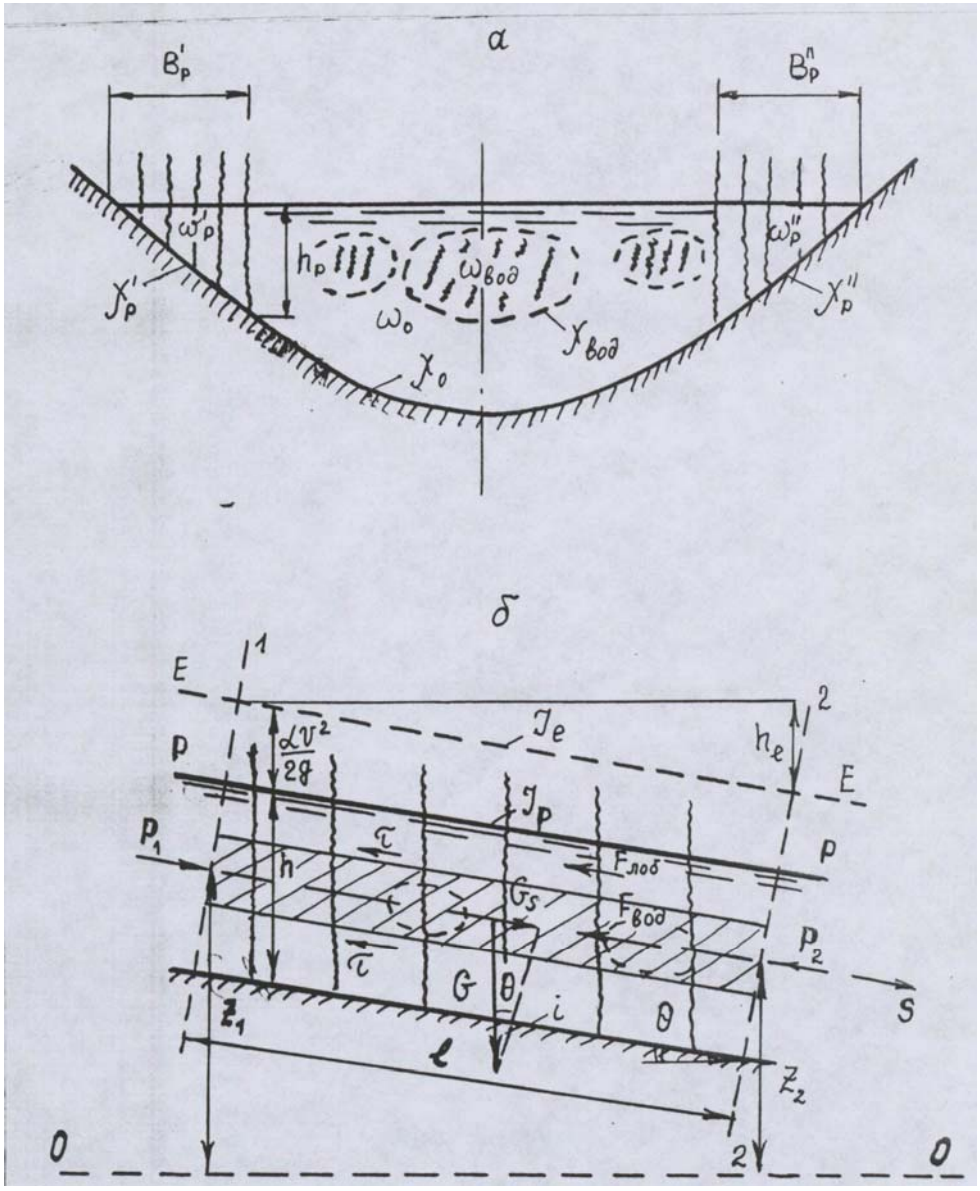


Рисунок 6.5 — Расчетная схема заросшего русла

а – поперечное сечение заросшего русла;

б – схема действия сил на выделенный отсек заросшего русла.

Сила веса отсека на ось S будет равна

$$G_s = \rho g R \omega \sin\theta = \rho g \omega (z_1 - z_2),$$

где z_1, z_2 – расстояние от плоскости сравнения 0–0 до центра тяжести рассматриваемых сечений 1–1 и 2–2.

Суммарная сила трения T складывается из силы трения по дну свободного потока T_0, силы трения в пределах зоны растительности $T_р$ и силы трения $T_{вод}$, возникающей по боковой поверхности зон водорослей

$$T = T_0 + T_р + T_{вод}, \qquad (6.93)$$

где $T_0 = \tau_0 \chi_0 l$;

$$T_р = T'_р + T''_р = \tau_р \chi'_р l + \tau_р \chi''_р l = \tau_р \chi_р l ;$$

$$T_{вод} = \tau_{вод} \cdot \chi_{вод} \cdot l ;$$

$\tau_0 , \tau_р , \tau_{вод}$ – касательное напряжение трения, соответственно свободной части русла, для зоны с растительностью и для зоны водорослей.

Сила лобового сопротивления отдельного растения определяется по формуле (Беновицкой, 1988)

$$F'_{лоб} = \rho g C_д S_р \frac{V_р^2}{2g}, \qquad (6.94)$$

где $C_д$ – коэффициент лобового сопротивления растений;

$S_р = \bar{d} \cdot \bar{h}_р$ – площадь миделевого сечения; $\bar{d}$ – средний диаметр тела растения; $\bar{h}_р$ – средняя высота смоченной части растения; $V_р$ – средняя скорость потока в пределах зоны растительности.

Общая сила лобового сопротивления береговой растительности вычисляется по формуле

$$F_{лоб} = F'_{лоб} \cdot N \cdot B_р \cdot l \quad \text{при} \quad \nu = N/F_0 , \qquad (6.95)$$

или $$F_{лоб} = F'_{лоб} \cdot N \cdot l \quad \text{при} \quad \nu = N/l , \qquad (6.95')$$

где N – густота растений на единицу площади или единицу длины береговой полосы; $B_р = B'_р + B''_р$ – ширина русла с растительностью; ν – интенсивность (частота) растительности.

Подставляя в (6.95) и (6.95') выражение (6.94), будем иметь

$$F'_{лоб} = \rho g C_д \bar{d} N \omega_р \frac{V_р^2}{2g} l , \qquad (6.96)$$

или $$F'_{лоб} = \rho g C_д \bar{d} N \bar{h}_р l \frac{V_р^2}{2g} . \qquad (6.96'')$$

Так как растительность располагается на откосах канала произвольно нерегулярно, учтем случайный характер распределения растительности. Полагая, что растительность вдоль береговой полосы распределяется в соответствии с нормальным законом Гаусса, вероятность распределения выражается зависимостью (Мирцхулава, 1974)

$$P_N = \nu_0 \, exp\left[- \frac{(N - \bar{N})^2}{2\sigma_N^2} \right], \qquad (6.97)$$

где P_N – вероятность распределения растительности по нормальному зако-

ну; ν_0 – интенсивность (частота) распределения растений на единицу длины береговой полосы; $\overline{N}$ – средняя густота растений на 1 м^2 или на 1 м береговой полосы; σ_N – среднеквадратичное отклонение густоты растений.

Из уравнения (6.97) получаем зависимость для установления расчетной густоты растений с учетом статистических параметров

$$N = \overline{N} \pm \sigma_N \sqrt{2 ln \frac{\overline{\nu}_0}{P_N}}. \qquad (6.98)$$

Подставляя в (6.96) или (6.96') вместо N выражение (6.98), получим зависимости для определения силы лобового сопротивления растительности с учетом случайного характера их распределения

$$F'_{лоб} = \rho g C_д \overline{d} N \omega_p \frac{V_p^2}{2g} l \left(\overline{N} \pm \sigma_N \sqrt{2 ln \frac{\overline{\nu}_0}{P_N}} \right), \qquad (6.99)$$

$$F'_{лоб} = \rho g C_д \overline{d} N \overline{h}_p \frac{V_p^2}{2g} l \left(\overline{N} \pm \sigma_N \sqrt{2 ln \frac{\overline{\nu}_0}{P_N}} \right). \qquad (6.99')$$

Дополнительная сила сопротивления на границе зарослей возникает вследствие обтекания растений потока и образования крупномасштабных вихрей, проникающих в поток и движущихся вместе с ним, а также в результате взаимообмена массами воды между потоком в свободной части русла и зарослях (Беновицкий, 1988) и определяется по формуле

$$F_{гр} = \tau'_p \cdot h_p \cdot k, \qquad (6.100)$$

где

$$\tau'_p = \rho g \frac{\lambda'_p}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g}, \qquad (6.101)$$

h_p – глубина на границе зарослей;

k – число границ раздела (для обоих берегов $k = 2$).

Зависимость (6.100) с учетом (6.101) получит вид

$$F_{гр} = \rho g \frac{\lambda'_p}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g} h_p \cdot k \cdot l \ . \qquad (6.102)$$

Силу сопротивления, оказываемую водорослями, найдем из соотношения

$$F_{вод} = \tau_{вод} \cdot \overline{h}_{вод} \cdot \overline{l}_{вод} \cdot \overline{N}_{вод} \cdot l, \qquad (6.103)$$

где

$$\tau_{\text{вод}} = \rho g \frac{\lambda'_{\text{вод}}}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g}, \qquad (6.104)$$

$\bar{h}_{\text{вод}}$, $\bar{l}_{\text{вод}}$ – средняя высота и длина зоны водорослей;

$\overline{N}_{\text{вод}}$ – среднее число водорослей в пределах отсека длиной l.

Полагая, что распределение водорослей в пределах выбранного отсека соответствует закону редких явлений — закону Пуассона (Мирцхулава, 1974), среднее число зон водорослей найдем по зависимости

$$\overline{N}_{\text{вод}} = ln \frac{(\nu_1 \omega_{\text{вод}})^m}{P_1 \, m!}, \qquad (6.105)$$

где ν_1 – интенсивность (частота) зон водорослей; $\omega_{\text{вод}}$ – площадь зон водорослей; m – число интервалов водорослей (например, от 1 до 5 зон $m = 1$; от 5 до 10 зон $m = 2$); P_1 – вероятность распределения водорослей по закону Пуассона.

Подставляя зависимость (6.104) и (6.105) в (6.103) получим

$$F_{\text{вод}} = \rho g \frac{\lambda'_{\text{вод}}}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g} \cdot \bar{h}_{\text{вод}} \cdot l_{\text{вод}} \cdot l \cdot ln \frac{(\nu_1 \omega_{\text{вод}})^m}{P_1 \, m!}. \qquad (6.106)$$

Уравнение равновесия (6.91) теперь с учетом зависимостей для всех сил будет иметь вид

$$p_1 \omega - p_2 \omega + \rho g \omega (z_1 - z_2) - (\tau_0 \chi_0 + \tau_p \chi_p + \tau_{\text{вод}} \chi_{\text{вод}}) \times l -$$

$$- \rho g C_д \bar{d} N \omega_p \frac{V_p^2}{2g} l \left(\overline{N} + \sigma_N \sqrt{2 ln \frac{\bar{\nu}_0}{P_N}} \right) - \rho g \frac{\lambda'_p}{4} \times \frac{V_0^2}{2g} \cdot \bar{h}_p \times$$

$$\times k \cdot l - \rho g \frac{\lambda'_{\text{вод}}}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g} \cdot \bar{h}_{\text{вод}} \times l_{\text{вод}} \cdot l \cdot ln \frac{(\nu_1 \omega_{\text{вод}})^m}{P_1 \, m!} = 0. \qquad (6.107)$$

Поделив все члены уравнения на $\rho g \omega$, получим

$$(z_1 - z_2) - \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g} = \frac{(\tau_0 \chi_0 + \tau_p \chi_p + \tau_{\text{вод}} \chi_{\text{вод}}) l}{\rho g \omega} +$$

$$+ C_д \bar{d} \frac{\omega_p}{\omega} \cdot \frac{V_p^2}{2g} l \left(\overline{N} + \sigma_N \sqrt{2 ln \frac{\bar{\nu}_0}{P_N}} \right) + \frac{\lambda'_p}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g} \cdot \frac{h_p}{\omega} \times$$

$$\times k \cdot l + \frac{\lambda'_{\text{вод}}}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g} \cdot \frac{\omega_{\text{вод}}}{\omega} \cdot l \cdot ln \frac{(\nu_1 \omega_{\text{вод}})^m}{P_1 \, m!}. \qquad (6.108)$$

Составим уравнение Бернулли для сечений 1–1 и 2–2

(рисунок. 6.5)

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} - \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} - \frac{\alpha V_2^2}{2g} + h_l\, l. \qquad (6.109)$$

Учитывая, что при равномерном движении $V_1 = V_2$, из уравнения (6.108) получим

$$z_1 - z_2 + \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g} = h_l. \qquad (6.110)$$

Так как левые части уравнений (6.108) и (6.110) равны, то приравниваем и их правые части. Откуда найдем

$$I = \frac{h_l}{l} = \frac{\tau_0 \chi_0 + \tau_p \chi_p + \tau_{вод} \chi_{вод}}{\rho g \omega} +$$

$$+ C_д \overline{d} \frac{\omega_p}{\omega} \cdot \frac{V_p^2}{2g} \cdot \left(\overline{N} + \sigma_N \sqrt{2ln \frac{V_0}{P_N}} \right) +$$

$$+ \frac{\lambda'_p}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g} \cdot \frac{h_p}{\omega} \cdot k + \frac{\lambda'_{вод}}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g} \cdot \frac{\varpi_{вод}}{\omega} ln \frac{\left(\nu_1 \cdot \omega_{вод}\right)^m}{P_1 \cdot m\,!}. \qquad (6.111)$$

Выразим гидравлический уклон из формулы Шези

$$I = \frac{V^2}{C^2 R} = \frac{V^2}{\left(\frac{1}{n} R^{1/6}\right)^2 R} = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}}, \qquad (6.112)$$

а, также коэффициент гидравлического трения русла без растительности

$$\lambda_0 = \frac{8g}{C_0^2} = \frac{8g \cdot n_0^2}{R^{1/3}}. \qquad (6.113)$$

Полагаем, что зависимости касательного напряжения трения от гидравлического сопротивления имеют вид

$$\frac{\tau_0}{\rho g} = \frac{\lambda_p}{4} \cdot \frac{V_0^2}{2g};$$

$$\frac{\tau_p}{\rho g} = \frac{\lambda_0}{4} \cdot \frac{V_p^2}{2g}; \qquad (6.114)$$

$$\frac{\tau_{вод}}{\rho g} = \frac{\lambda_0}{4} \cdot \frac{V_{вод}^2}{2g}.$$

Подставляя соотношения (2.85) и (2.87) в уравнение (2.84), получим

$$\frac{n^2V^2}{R^{4/3}}=\frac{\lambda_0}{4}\cdot\frac{1}{\omega}\left(\chi_0\cdot\frac{V_0^2}{2g}+\chi_p\cdot\frac{V_p^2}{2g}+\chi_{вод}\frac{V_{вод}^2}{2g}\right)+$$

$$+C_д\,\bar{d}\,\frac{\omega_p}{\omega}\cdot\frac{V_p^2}{2g}\left(\bar{N}+\sigma_N\sqrt{2ln\frac{\bar{\nu}_0}{P_N}}\right)+\frac{\lambda'_p}{4}\cdot\frac{V_0^2}{2g}\times$$

$$\times\frac{h_p}{\omega}k+\frac{\lambda'_{вод}}{4}\cdot\frac{V_0^2}{2g}\cdot\frac{\omega_{вод}}{\omega}ln\frac{(\nu_1\omega_{вод})^m}{P_1m!}. \qquad (6.115)$$

Используя выражение для λ_0 (6.113), уравнение (6.115) запишем в виде

$$n^2=n_0^2\frac{R}{\omega}\left[\chi_0\left(\frac{V_0}{V}\right)^2+\chi_p\left(\frac{V_p}{V}\right)^2+\chi_{вод}\left(\frac{V_{вод}}{V}\right)^2\right]+$$

$$+\frac{R^{4/3}}{2g\omega}\left[C_д\bar{d}\omega_p\left(\frac{V_p}{V}\right)^2\left(\bar{N}+\sigma_N\sqrt{ln\frac{\bar{\nu}_0}{P_N}}\right)+\right.$$

$$\left.+\frac{\lambda'_p}{4}h_pk\left(\frac{V_0}{V}\right)^2+\frac{\lambda_{вод}}{4}\omega_{вод}\left(\frac{V_0}{V}\right)^2\cdot ln\frac{(\nu_1\omega_{вод})^m}{P_1m\,!}\right], \qquad (6.116)$$

где n_0, χ_0, V_0 – коэффициент шероховатости, смоченный периметр и средняя скорость русла без растительности.

Откуда общий вид зависимости для вычисления коэффициента шероховатости заросшего русла канала с учетом замены $R/\omega = 1/\chi$ будет

$$n=n_0\sqrt{\frac{\chi_0}{\chi}\left(\frac{V_0}{V}\right)^2+\frac{\chi_p}{\chi}\left(\frac{V_p}{V}\right)^2+\frac{\chi_{вод}}{\chi}\left(\frac{V_{вод}}{V}\right)^2+}\rightarrow$$

$$\rightarrow\frac{}{+\frac{R^{4/3}}{2g\cdot n_0^2}\left[C_д\bar{d}\frac{\omega_p}{\omega}\left(\frac{V_p}{V}\right)^2\left(\bar{N}+\sigma_N\sqrt{2ln\frac{\bar{\nu}_0}{P_N}}\right)+k\frac{\lambda'_p}{4}\times\right.}\rightarrow$$

$$\rightarrow\frac{}{\left.\times\frac{h_p}{\omega}\left(\frac{V_0}{V}\right)^2+\frac{\lambda'_{вод}}{4}\cdot\frac{\omega_{вод}}{\omega}\left(\frac{V_0}{V}\right)^2\cdot ln\frac{(\bar{\nu}_1\,\omega_{вод})^m}{P_1\,m!}\right]}. \qquad (6.117)$$

Полагая, что $V_p/V\approx 0$, $V_{вод}/V\approx 0$, $V_0/V\approx\omega/\omega_0$, получим приближенную зависимость для оценки коэффициента шероховатости за-

росшего русла канала

$$n = n_0 \sqrt{\frac{\chi_0}{\chi}\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 + \frac{R^{4/3}}{2g\, n_0^2}\left[k\frac{\lambda'_p}{4}\cdot\frac{h_p}{\omega}\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 + \right.} \rightarrow$$

$$\rightarrow \left. + \frac{\lambda'_{вод}}{4}\cdot\frac{\omega_{вод}}{\omega}\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 ln\frac{\left(\bar{\nu}_1\,\omega_{вод}\right)^m}{P_1\, m\,!}\right]. \qquad (6.118)$$

При полном зарастании русла и отсутствии водорослей (когда $\chi_0 = 0,\ \chi_р = \chi,\ \lambda'_р = 0,\ \lambda'_{вод} = 0,\ V_р = V$ зависимость для коэффициента шероховатости имеет вид:

$$n = n_0 \sqrt{1 + \frac{R^{4/3}}{2g\, n_0^2}\left[C_д \bar{d}\left(\bar{N} + \sigma_N \sqrt{2ln\frac{\bar{\nu}_0}{P_N}}\right)\right]}. \qquad (6.119)$$

Пренебрегая единицей в выражении (2.92), для практических расчетов можно использовать формулу

$$n = \sqrt{C_д \bar{d}\frac{R^{4/3}}{2g}\left(\bar{N} + \sigma_N \sqrt{2ln\frac{\nu_0}{P_N}}\right)}, \qquad (6.120)$$

которая без учета случайного характера распределения растительности совпадает с известной зависимостью (Беновицкий, 1988)

$$n = \sqrt{C_д \bar{d}\frac{R^{4/3}}{2g}N}. \qquad (6.121)$$

В случае наличия в русле канала только водорослей без береговой полупогруженной растительности, что имеет место, например, в бетонных руслах каналов, расчетная формула приобретает следующий вид $\left(\chi_0 = \chi,\ V_0 / V = \omega / \omega_0,\ V_{вод} / V \approx 0\right)$

$$n = \frac{n_0}{\omega_0 / \omega}\sqrt{1 + \frac{R^{4/3}}{2g\cdot n_0^2}\cdot\frac{\lambda'_{вод}}{4}\cdot\frac{\omega_{вод}}{\omega} ln\frac{\left(\bar{\nu}_1\omega_{вод}\right)^m}{P_1\, m\,!}}. \qquad (6.122)$$

В случае полного отсутствия растительности и водорослей, как следует из зависимостей (6.119) и (6.122), так и из формулы (6.117), они приводятся к уравнению вида $n = n_0$, что свидетельствует о правильности структуры этих формул.

В случае частично заросшего русла без водорослей, полагая $\omega_0 = \omega - \omega_р,\ \chi_0 = \chi - \chi_р$ и пренебрегая малыми величинами, из уравнения (6.117) найдем отношение коэффициентов шероховатости

$$\frac{n}{n_0}=\frac{1}{1-\omega_p/\omega}\sqrt{1-\frac{\chi_p}{\chi}+k\frac{\lambda'_p}{4}\cdot\frac{h_p}{\omega}+}\rightarrow$$

$$\rightarrow\frac{}{+\frac{\left(1-\omega_p/\omega\right)^2R^{4/3}\omega_p/\omega}{2g\cdot n_0^2}C_д\overline{d}\left(\frac{V_p}{V}\right)^2\cdot\left(\overline{N}+\sigma_N\sqrt{2ln\frac{\overline{\nu}_0}{p_N}}\right)}. \quad (6.123)$$

Найдем теперь зависимость для определения коэффициента гидравлических сопротивлений полностью заросшего русла λ, используя уравнение (6.120), где представим

$$n=\sqrt{\frac{\lambda R^{1/3}}{8g}}, \quad (6.124)$$

тогда

$$\lambda=4C_д\,\overline{d}R\left(\overline{N}+\sigma_N\sqrt{2ln\frac{\nu_0}{P_N}}\right). \quad (6.125)$$

Гидравлические сопротивления частично заросшего русла с наличием водорослей в пределах живого сечения потока получим из (6.118)

$$\lambda=\frac{8g\cdot n_0^2}{R^{1/3}}\cdot\frac{\chi_0}{\chi}\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2+4R\left[k\frac{\lambda'_p}{4}\cdot\frac{h_p}{\omega}\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2+\right.$$

$$\left.+\frac{\lambda'_{вод}}{4}\cdot\frac{\omega_{вод}}{\omega}\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 ln\frac{\left(\overline{\nu}_1\omega_{вод}\right)^m}{P_1 m!}\right]. \quad (6.126)$$

Для определения коэффициента гидравлического сопротивления водорослей $\lambda'_{вод}$ воспользуемся результатами натурных исследований распределительного канала в бетонном русле Бг-Р-7 (Косиченко, 1993).

Значения $\lambda'_{вод}$ найдем из уравнения (2.95).

$$\lambda'_{вод}=\frac{\lambda_0}{R\omega_{вод}/\omega\overline{N}_{вод}}\left[\left(\frac{n}{n_0}\cdot\frac{\omega_0}{\omega}\right)^2-1\right]. \quad (6.127)$$

Результаты расчета приведены в таблице 6.2.

Таблица 6.2 - Значения коэффициентов гидравлического сопротивления $\lambda'_{вод}$ по данным натурных наблюдений распределительного канала Бг-Р-7

Пикет	ω, $м^2$	R, м	$\frac{n}{n_0}$	λ_0	$\frac{\omega_{вод}}{\omega}$	$\lambda'_{вод}$
ГК-56	13,6	1,27	$\frac{0,0354}{0,0157}$	0,0179	0,20	0,158
ГК-189	5,6	0,76	$\frac{0,0369}{0,0157}$	0,0212	0,20	0,354

Среднее значение $\overline{\lambda'_{вод}} = 0,256$.

Используя зависимости для вычисления коэффициента шероховатости заросших русел (6.120) и (6.118), найдем выражения для средней скорости потока, исходя из формулы Шези для равномерного движения

$$V = \frac{R^{2/3} J^{1/2}}{n}, \qquad (6.128)$$

где J – гидравлический уклон.

Тогда подставляя (6.120) и (6.118) в (6.128), будем иметь для полностью заросшего русла

$$V = \sqrt{I \Big/ \left[C_д \frac{\overline{d}}{2g} \left(\overline{N} + \sigma_N \sqrt{2 ln \frac{\nu_0}{P_N}} \right) \right]}, \qquad (6.129)$$

для частичного заросшего русла

$$V = \sqrt{I \left\{ \frac{n_0^2}{R^{4/3}} \cdot \frac{\chi_0}{\chi} \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 + \frac{1}{2g} \left[k \frac{\lambda'_p}{4} \cdot \frac{h_p}{\omega} \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 + \right. \right.}$$

$$\left. \left. + \frac{\lambda'_{вод}}{4} \cdot \frac{\omega_{вод}}{\omega} \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 ln \frac{\left(\overline{\nu}_1 \omega_{вод} \right)^m}{P_1 m!} \right] \right\}. \qquad (6.130)$$

Для анализа изменчивости отношений коэффициентов шероховатости заросшего (водной растительностью или водорослями) и не заросшего русел n / n_0 произведем расчеты при следующих данных:

1) для русла заросшего растительностью:

h_p = 1 м; ω = 24 $м^2$; R = 1 м; n = 0,0225; $\overline{d}$ = 0,01 м; $\overline{N}$ = 100 шт/$м^2$; $\sigma_N = 0,1 \cdot N$ =10 шт/$м^2$; $C_д$ = 0,5; k = 0,5; P_N = 0,9, по данным Э.Л. Беновицкого также принимаем $k'_p = 0,30$ и $V_p / V = 0,01$.

Определение n/n_0 производим для различных соотношений площадей $\omega_р/\omega = 0{,}2;\ 0{,}4;\ 0{,}6;\ 0{,}9;\ 1{,}0$ при частичном зарастании русла — по формуле (6.123), при полном зарастании — по формуле (6.119). Результаты расчета сведены в таблицу 6.3.

2) для русла покрытого только водорослями:

$n_0 = 0{,}0157$, $R = 1{,}27$ м, $\omega = 13{,}6$ м^2, по результатам обработки натурных данных гидравлических сопротивлений бетонных русел, приведенных выше в таблице 6.2, принимаем $\lambda'_{вод} = 0{,}25$, $m = 4$, $\overline{\nu}_1 = 1$.

Расчет изменения n/n_0 производим для соотношения площадей $\omega_{вод}/\omega = 0{,}2;\ 0{,}4;\ 0{,}6;\ 0{,}9$ по формуле (6.122). Результаты расчета сведены в таблицу 6.3.

Таблица 6.3 - Изменчивость отношений коэффициентов шероховатости заросших русел n/n_0

Характер зарастания русел	$\frac{\omega_р}{\omega}$	$\overline{N}$, шт/м^2	$\lambda'_р$	$\frac{n}{n_0}$
1	2	3	4	5
С водной растительностью	0,2 0,4 0,6 0,9 1,0	100	0,30	1,12 1,29 1,58 3,18 8,13

Продолжение таблицы 6.3

1	2	3	4	5
	$\frac{\omega_{вод}}{\omega}$	$\overline{\nu}_1 = \overline{N}_{вод}$ шт/м^2	$\lambda'_{вод}$	$\frac{n}{n_0}$
С водорослями	0,2 0,4 0,6 0,9	1	0,25	2,57 8,65 18,86 15,20

Анализ данных в таблице 6.3 показывает, что при степени зарастания водной растительности $\omega_р/\omega < 0{,}4$ фактический коэффициент шероховатости заросшего русла по отношению к коэффициенту шероховатости не заросшего русла изменяется несущественно, однако при $\omega_р/\omega > 0{,}6$ он резко возрастает и может превысить коэффициент шероховатости не заросшего русла в 8 – 10 раз. Влияние водорослей на коэффициент шероховатости русла гораздо ощутимее: при $\omega_{вод}/\omega > 0{,}2$ фактический коэффициент шероховатости начинает уже существенно изменяться (более чем в

2,5 раза), а при $\omega_{вод}/\omega > 0{,}4$ он увеличивается по сравнению с не заросшим руслом более, чем в 10 – 100 раз.

Отмеченные обстоятельства позволяют рекомендовать учитывать зарастаемость русла береговой водной растительностью при определении фактических коэффициентов шероховатости русел каналов только для достаточно высокой степени зарастаемости сечения, превышающей 40 %, а в случае образования водорослей — даже при малой степени зарастаемости (более 10 – 20 %).

С целью выявления степени влияния учета случайного характера распределения растительности рассмотрим результаты расчета отношения n/n_0 для полностью заросшего русла при различных значениях N = 1; 5; 10; 30; 100; 200 шт/м^2 для n_0= 0,0225, R = 1 м, $\overline{d}$ = 0,01 м (таблица 6.4).

Таблица 6.4 - Значения отношений коэффициентов шероховатости заросших русел n/n_0 в зависимости от густоты растительности

$\overline{N}$, шт/м^2	n/n_0	
	с учетом случайного характера (нормальное распределение)	без учета случайного характера (равномерное распределение)
1	1,23	1,22
5	1,99	1,87
10	2,66	2,44
30	4,46	3,99
50	5,75	5,09
100	8,14	7,13
200	11,56	10,04

Из представленных данных в таблице 6.4 видно, что случайный характер распределения растительности существенно сказывается на результатах определения n/n_0 (в данном примере) при густоте растительности $\overline{N} > 10$ шт/м^2. При $\overline{N} < 10$ шт/м^2 это влияние пренебрежимо мало (не более 5 – 10 %), а следовательно в этом случае можно пренебречь случайным характером распределения растительности и условно полагать ее распределение равномерным.

Таким образом, проведенные расчеты свидетельствуют, что учет случайного характера распределения растительности и влияния сопротивления от плавающих в русле водорослей, в большинстве случаев позволяет уточнить определяемые значения коэффициентов шероховатости заросших русел, а следовательно, их пропускную способность или гидравлическую эффективность. Вместе с тем, следует отметить, что на данной стадии исследований, вопросы определения гидравлических сопротивлений от жесткой береговой растительности (камыш, тростник, рогоз) и плавающих в средней части русла сине-зеленных водорослей (фитобентоса, микрофитобентоса)

недостаточно изучены. Необходима также постановка специальных исследований по уточнению закономерностей распределения растительности и их статистических параметров с помощью методов теории вероятностей и математической статистики, которые в данной работе нами приняты априорно. По-видимому, такие исследования должны проводиться главным образом в натурных условиях.

6.5. Гидравлические сопротивления в бетонных руслах каналов

В настоящее время имеется достаточно большое количество работ, посвященных изучению гидравлических сопротивлений земляных русел каналов (Алтунин, 1979; Айвазян, 1987, 1989; Рабкова, 1990; Ибад-Заде, 1975). Известны также работы по исследованиям гидравлических сопротивлений бетонных русел (Айвазян, 1984, 1992; Айвазян, Махмудов, 1992; Альтшуль и др., 1980, 1985), в которых, в основном приведены результаты исследований лотковых каналов и быстротоков при бурном состоянии потока. Однако практически отсутствуют исследования по изучению гидравлических сопротивлений бетонных русел средних и крупных каналов оросительных систем в натурных условиях при спокойном течении потока, хотя именно такие каналы получили наибольшее распространение (Алтунин и др., 1988).

На основании обработки имеющихся натурных данных ряда облицованных каналов (Косиченко, 1992: 1,2; Косиченко и др., 1991) были рассчитаны фактические значения гидравлических сопротивлений и коэффициентов шероховатости бетонных русел каналов при равномерном спокойном потоке для нормального состояния облицовок (без заиления и развития водорослей) (таблица 6.5) и для облицовок заиленных и покрытых водорослями (таблица 6.6).

Собранный экспериментальный материал включает натурные данные по 12 каналам с монолитными и сборными железобетонными облицовками. Монолитные облицовки представляют собой покрытия из бетона толщиной 15 – 20 см, выполненные как механизированным (бетоноукладчиками), так и ручным способом, с деформационными швами через 4 – 6 м. Сборные облицовки устроены из железобетонных плит НПК размером 6×1; 6×1,5; 6×2 м и толщиной 10 см. Швы заделаны цементным раствором или резинобитумными мастиками (Алтунин и др., 1988).

Диапазоны изменения основных гидравлических характеристик каналов следующие: расходы Q = 0,3 – 290 м^3/с; глубины h = 0,55 – 5,5 м; гидравлические радиусы R = 0,3 – 4,5 м; средние скорости потока V = 0,19 – 3,49 м/с; гидравлические уклоны (уклоны дна каналов) $I = i$ = 0,0000187 – 0,0013; числа Рейнольдса Re = (0,6 – 25,5) · 10^6; Фруда Fr = 0,0017 – 0,44.

Таблица 6.5 – Гидравлические характеристики и сопротивления бетонных русел каналов с нормальными облицовками при равномерных спокойных потоках

Канал	Q, $м^3/с$	i 10^4	V, м/с	$V_{min}\{P\}$, м/с	Re 10^{-6}	Fr	n	λ
Распределительные каналы Багаевско – Садковской ОС Ростовской области								
Бг-Р-7(ПК 30+66) Бг-Р-8 Бг-4-Х-1	3,06 3,84 0,32	1,05 0,187 3,30	0,56 0,26 0,51	0,540 0,565 0,344	1,78 1,36 0,628	0,0255 0,00318 0,0530	0,0157 0,0198 0,0146	0,0209 0,0293 0,307
Большой Ставропольский (БСК - 3)	46,5	2,50	1,35	0,930	9,61	0,0712	0,0172	0,0192
Северский Донец-Донбасс	17,0	0,907	0,68	0,761	4,30	0,0181	0,0190	0,0243
Каршинский МК (КМК)	175,0	1,50	1,53	1,213	20,56	0,0477	0,0179	0,0169
Северо-Крымский (СКК)	290,0	0,164,	0,54	-	9,90	0,0072	0,0190 / 0,0205	0,0198
Большой Ферганский (БФК)	105,0	1,20	1,19	1,095	12,61	0,0436	0,0170	0,0176
Самур-Апшеронский (САК)	55,0	2,50	1,46	0,963	12,06	0,0702	0,0170	0,0192
Большой Андижанский (БАК)								
ПК 248+50 ПК 283	180,0 180,0	13,0 6,0	3,49 2,60	1,219 1,219	29,70 25,48	0,436 0,197	0,0171 0,0171	0,0178 0,0171
Примечание: в числителе значение n для бетонной облицовки; в знаменателе- для русла с частичным креплением.								

Таблица 6.6 – Гидравлические характеристики и сопротивления бетонных русел каналов с облицовками заиленными и покрытыми водорослями в процессе эксплуатации

Канал	Q, $м^3/с$	i 10^4	V, м/с	$V_{min}\{P\}$, м/с	Re 10^{-6}	Fr	n	λ	Характеристика русла
Межхозяйственный распределитель:									
Бг-Р-7 П 56	2,59	0,312	0,19	0,522	0,965	0,00177	0,0354 / 0,0157	0,0864	Заиленное, частично заросшее водорослями
П 189	1,13	0,854	0,20	0,422	0,608	0,00335	0,369	0,127	
Северский Донец – Донбасс									
б.Ср.Ступки	17,0	0,327	0,34	0,761	3,0	0,00303	0,0290 / 0,0170	0,0486	Неудовлетворительное состояние (деформации откосов, развитие водной растительности)
б.Долгая	17,0	0,327	0,31	0,761	2,94	0,00315	0,300	0,0492	
КаналТМ–1	5,3	-	0,55	0,603	-	-	0,0330 / 0,0150	- / -	Заросшее погруженной водной растительностью
Гидропост 1	3,7	-	0,46	0,561	-	-	0,0330		
Канал ТМ-2	14,2	-	0,50	0,734	-	-	0,0250 / 0,0150	-	Заросшее погруженной водной растительностью
Гидропост 1	8,4	-	0,50	0,661	-	-	0,0310	-	Заросшее погруженной водной растительностью
Гидропост 2	12,0	-	0,72	0,946	-	-	0,0270	-	
	7,8	-	0,59	0,868	-	-	0,0320	-	
Примечание : в числителе значение n для заиленного и покрытого водорослями бетонного русла; в знаменателе – для нормальных облицовок без заиления и водорослей.									

Действительные значения характеристик русла вычислялись по следующим зависимостям:

число Рейнольдса $\mathrm{Re} = 4VR/\nu$; (6.131)

число Фруда

$$\mathrm{Fr} = \alpha V^2/gh; \quad (6.132)$$

коэффициент шероховатости

$$n = R^{2/3} \cdot I^{1/2}/V^2; \quad (6.133)$$

коэффициент гидравлического трения (коэффициент Дарси)

$$\lambda = 8gRI/V^2, \quad (6.134)$$

где ν – коэффициент вязкости (принимаем равным 0,01 см^2/с);

α – коэффициент Кориолиса (принимаем равным 1,1).

Сопоставление значений коэффициента шероховатости n для бетонных русел каналов (таблица 6.5, 6.6) свидетельствует о том, что после заиления и развития погруженной водной растительности (водорослей) в таких руслах коэффициент шероховатости возрастает в 1,7 – 2,35 раза. Их значения практически соответствуют коэффициентам шероховатости земляного русла заросшего растительностью (n = 0,030 – 0,050) (Долгушев, 1975; Асанова, 1987; Кузнецов, Запорожец, 1976). Коэффициент гидравлических сопротивлений λ при развитии водорослей в бетонном русле возрастает еще более резко. Так, для канала Бг-Р-7 на участке ПК 56-129 коэффициент λ по сравнению с участком канала на ПК 30+60, где отсутствовало заиливание и зарастание водорослями, возрос в 4 – 6 раз. Такое повышение коэффициента шероховатости и коэффициента гидравлических сопротивлений русла приводит соответственно к снижению пропускной способности более чем в 2 раза по сравнению с нормальными условиями эксплуатации канала.

Для полного анализа изменчивости гидравлических сопротивлений и шероховатости бетонных русел каналов используем, кроме их значений при спокойном состоянии потока ($\mathrm{Fr} < 1$), также данные натурных исследований для бурных неаэрированных потоков ($\mathrm{Fr} > 1$) (Айвазян, 1992; Айвазян, Махмудов, 1992). Совокупность натурных данных по коэффициентам гидравлического трения представлена на графике зависимости $\lambda = f(\mathrm{Re})$ в логарифмических координатах (рисунок 6.6). Из анализа этих результатов можно заключить, что закономерности гидравлических сопротивлений спокойных и бурных равномерных потоков различны. Изменение коэффициента λ происходит по логарифмическому закону: для спокойных потоков с увеличением чисел Re значения λ убывают, а для бурных потоков, наоборот, значения λ возрастают. Аналогичная закономерность гидравлических сопротивлений в спокойных и бурных потоках была также получена Айвазяном О.М. (1984) для гладкостенных железобетонных лотковых каналов.

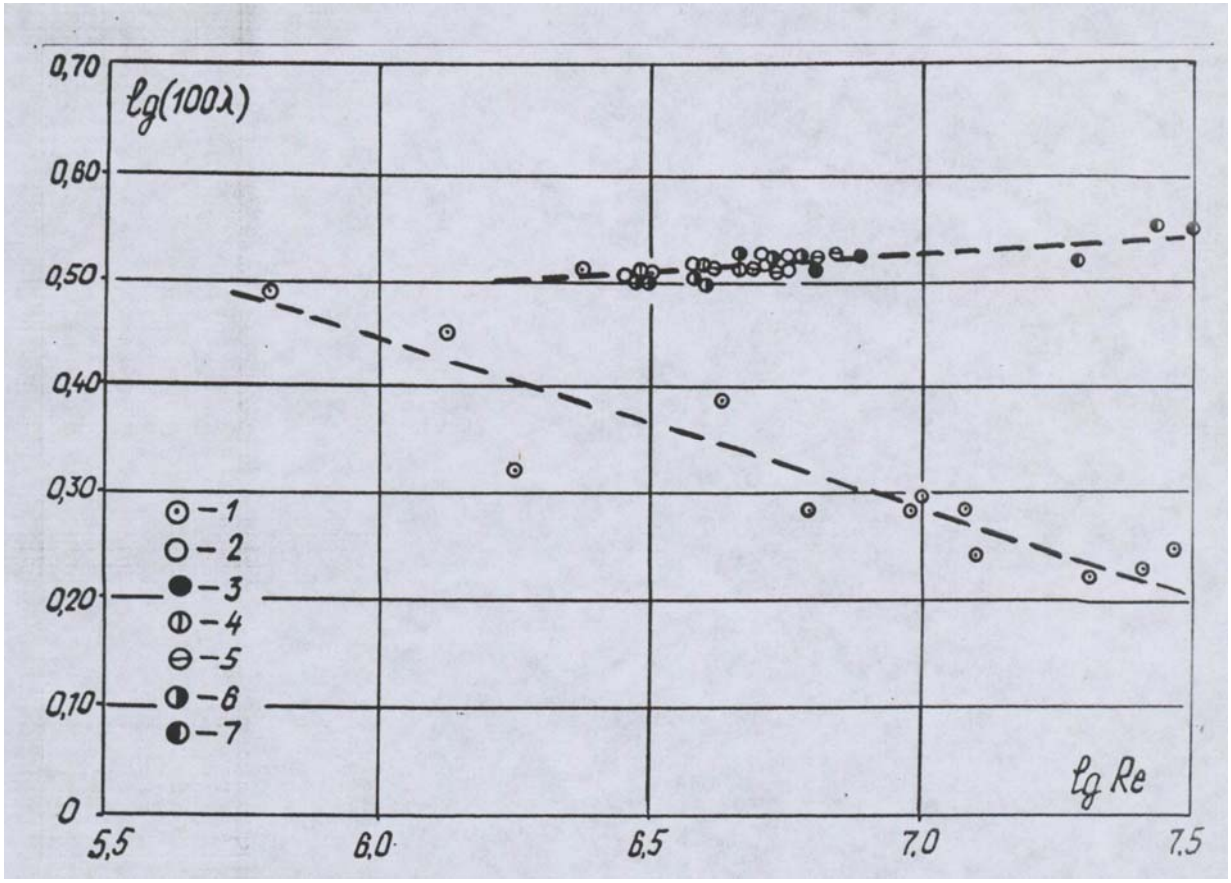


Рисунок 6.6 — График изменения гидравлических сопротивлений в бетонных руслах каналов

1 – спокойные потоки (Fr < 1); 2-7 – бурные потоки (Fr > 1) в каналах; 2 – Муминобад; 3 – Чоршанба; 4,5 – Левобережный Танхоз; 6 – Чоршанба (сбросной); 7 – Новотроицкий быстроток

На основании математической обработки приведенных данных (рисунок 6.6) нами были получены эмпирические зависимости гидравлических сопротивлений бетонных русел каналов:

а) *для спокойных потоков* ($\mathrm{Fr} < 1$)

$$\lambda = 0{,}245 / \mathrm{Re}^{0{,}158}; \qquad (6.135)$$

б) *для бурных неаэрированных потоков* ($\mathrm{Fr} > 1$)

$$\lambda = 0{,}0187 \cdot \mathrm{Re}^{0{,}0364}. \qquad (6.136)$$

Для случая заросших русел при эксплуатации каналов (Бг-Р-7, Северский Донец-Донбасс) получена зависимость в виде:

$$\lambda = 66 / \mathrm{Re}^{0{,}48}. \qquad (6.137)$$

Однако, зависимость гидравлических сопротивлений бетонных русел будет более сложной и, в отличие от выражений (6.135) и (6.136), должна учитывать целый ряд факторов: характер поверхности, размеры и форму

русла, режим движения, состояние потока, уклон. В связи с этим зависимость гидравлических сопротивлений бетонного русла в общем виде выражается функциональной связью вида:

$$\lambda = f(\Delta, R, Re, Fr, i), \qquad (6.138)$$

где Δ – абсолютная шероховатость поверхности бетонного русла.

Учитывая, что располагаемых натурных данных бетонных русел каналов явно недостаточно для того, чтобы выявить влияние всех перечисленных факторов на гидравлические сопротивления, дальнейшее уточнение закономерностей их изменения следует проводить на основе накопления результатов как лабораторных, так и натурных исследований при возможности фиксирования постоянными отдельных факторов.

С целью оценки применимости различных формул для определения коэффициента гидравлического сопротивления λ (или коэффициента Шези C) бетонных русел каналов, проведем расчеты λ по известным формулам и сопоставим их с натурными данными четырех каналов: Бг-Р-7, Бг-Р-8, БСК-3 (при $Fr < 1$) и Муминобад ($Fr > 1$) (таблица 6.7). Коэффициент сопротивления λ рассчитывался по коэффициенту Шези C согласно зависимости $\lambda = 8g / C^2$.

В качестве расчетных формул использовались зависимости, применимые для переходной и квадратичной области сопротивления:

А.Д. Альтшуля (1980, 1985)
$$C = 24lg\frac{2R}{K_э + \frac{0{,}036}{\sqrt{Ri}}}; \qquad (6.139)$$

Маннинга
$$C = R^{1/6} / n; \qquad (6.140)$$

Н.Н. Павловского
$$C = R^{y} / n; \qquad (6.141)$$

Б.Л. Шифринсона
$$\lambda = 0{,}11(K_э / 4R); \qquad (6.142)$$

О.М. Айвазяна (1992)
$$\lambda = a + KI^{x}R^{z}; \qquad (6.143)$$

для спокойных потоков ($Fr < 1$)
$$\lambda = 0{,}010 + 0{,}026\, I^{1/3}\, R^{-1}, \qquad (6.144)$$

для бурных потоков ($Fr > 1$)
$$\lambda = 0{,}035 - 0{,}000225\, I^{0{,}2}\, R^{-1}. \qquad (6.145)$$

Таблица 6.7 - Сопоставление коэффициента гидравлического трения, рассчитанного по формулам различных авторов с данными натурных наблюдений на каналах в бетонных руслах

Параметры	Каналы			
	Бг-Р-7	Бг-Р-8	БСК	Муминобад
Fr	<1	<1	<1	>1
i	0,000105	0,0000187	0,00025	0,0117
R, м	0,797	1,31	1,78	0,428
n	0,0157	0,0198	0,0172	0,0179
$\Delta = \kappa_э$, мм	3,65	14,7	6,32	8,03
$lg(V_* \cdot \Delta/\nu)$	2,02	2,36	2,62	3,25
λ по формулам:				
А.Д. Альтшуля	0,0198	0,0271	0,0181	0,0332
Маннинга	0,0208	0,0281	0,0192	0,0333
Н.Н.Павловского	0,0209	0,0289	0,0192	0,0335
Шифринсона	0,0202	0,0253	0,0190	0,0288
О.М. Айвазяна	0,0116	0,0105	0,0109	0,0337
λ по данным натурных наблюдений	0,0209	0,0283	0,0192	0,0332

В вышеприведенных формулах $к_э$ — абсолютная эквивалентная шероховатость, рассчитываемая через коэффициент шероховатости по зависимости (Железнякова, 1981)

$$к_э = (25n)^6. \qquad (6.146)$$

Область сопротивления уточнялась, исходя из условия Прандтля-Никурадзе (Айвазян, 1984)

$$lg(V_* 1/\nu) > 1{,}83, \qquad (6.147)$$

где $V_* = \sqrt{gRI}$; $\Delta = к_э$ – высота эквивалентной шероховатости.

При выполнении соотношения (6.147) наблюдается квадратичное течение. В соответствии с расчетами (таблица 6.7), для всех рассматриваемых каналов выполняется условие Прандтля-Никурадзе (6.147), следовательно для них характерна квадратичная область сопротивления. Это подтверждается также исследованиями А.Д. Альтшуля (1980, 1985) для каналов с бетонными облицовками, хотя им установлено, что такие каналы могут работать не только в квадратичной, но и в переходной области сопротивления.

Сопоставление расчетных значений коэффициента гидравлического сопротивления λ, найденных по различным формулам (таблица 6.7), позволяет отметить, что наиболее близкие результаты с натурными данными получены: для спокойных потоков ($Fr < 1$) — по формулам Маннинга, Н.Н. Павловского и А.Д.Альтшуля, для бурных потоков ($Fr > 1$) — по

формулам Маннинга, А.Д. Альтшуля, Н.Н. Павловского и О.М. Айвазяна. Отклонение не превышает 5 %. Формула О.М. Айвазяна для спокойных потоков (6.144) дает большое расхождение, практически в 2 раза, что говорит о неприменимости ее для расчета коэффициента гидравлических сопротивлений бетонных русел каналов. По-видимому, зависимость (6.144) применима только для расчета железобетонных лотковых каналов, так как при выводе постоянных коэффициентов формулы О.М. Айвазяна (1984) базировался лишь на натурных данных по лотковым каналам с расходом до 0,5 $м^3/с$. В случае же открытых каналов в бетонной облицовке с расходами $Q > 3$ $м^3/с$ постоянные коэффициенты формулы О.М. Айвазяна для спокойных потоков нуждаются в корректировке. Исходя из опытных данных в таблице 6.5, нами были уточнены постоянные коэффициенты, в соответствии с которыми формула (6.144) получает следующий вид:

$$\lambda = 0{,}010 + 6{,}91\, I^{0{,}729}\, R^{-1}. \qquad (6.148)$$

Данная формула справедлива при уклонах $I \geq 0{,}0001$.

Рассмотрим теперь гидравлические сопротивления в лотковых каналах. Как показали исследования Л.Ф. Ольгаренко (1973), гидравлические сопротивления в лотковых каналах находятся не в квадратичной области сопротивления: для спокойных потоков наблюдается гладкая зона сопротивлений и $\lambda = f(Re)$, для бурных потоков — переходная область сопротивлений, где $\lambda = f(Re, i)$. Граничное значение числа Рейнольдса между спокойным и бурным режимами соответствует $Re = 50 \cdot 10^4$. Во второй зоне коэффициент гидравлического трения возрастает с увеличением уклона и числа Рейнольдса.

Закономерности гидравлических сопротивлений в лотках-каналах для спокойных потоков наиболее правильно отражает формула Прандтля-Никурадзе

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = m\, lg(Re\sqrt{\lambda}) + к, \qquad (6.149)$$

где m и $к$ – постоянные, которые найдены опытным путем.

Гидравлические сопротивления бурных потоков выражаются формулой

$$\lambda = \frac{a(i)}{Re} + b(i), \qquad (6.150)$$

где $a(i)$, $b(i)$ – параметры, зависящие от уклона, которые найдены опытным путем.

Расчетные формулы для определения гидравлических сопротивлений при допустимых отклонениях стыков от проектной линии дна (± 20 – 30 мм) получены Л.Ф. Ольгаренко (1973) для разных форм поперечного сечения лотков:

для полукруглых лотков Лн-80

а) при $Re<50\cdot10^4$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda\left(1{,}74-0{,}63Re\cdot10^{-6}\right)}}=3{,}81lg\Big[\ 0{,}19Re\times$$

$$\times\sqrt{\lambda\left(1{,}74-0{,}63\,Re\cdot10^{-6}\right)}\ \Big]-10;$$

б) при $Re>50\cdot10^4$

$$\lambda=\frac{\dfrac{0{,}11-9{,}76i}{0{,}19Re\cdot10^{-4}}+0{,}92i+0{,}0116}{735Re^{-0{,}485}};$$

для параболических лотков Лс-80, Лс-60, Лс-40

а) при $Re<50\cdot10^4$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda\left(1{,}74-0{,}63\cdot Re\cdot10^{-6}\right)}}=8{,}39lg\Big[\ 0{,}19Re\times$$

$$\times\sqrt{\lambda\left(1{,}74-0{,}63Re\cdot10^{-6}\right)}\ \Big]-30{,}63.$$

б) при $Re>45\cdot10^4$

$$\lambda=\frac{\dfrac{0{,}188+8{,}07i}{0{,}19Re\cdot10^{-4}}+0{,}189i+0{,}0098}{735Re^{-0{,}485}}.$$

Позднее О.М. Айвазяном (1984) была получена общая зависимость (6.143) для расчета лотковых каналов и бетонных русел, где коэффициенты находятся из соотношений

$$к=b'g^x/\nu^{2x};\qquad z=3x-y.$$

Для железобетонных лотковых каналов им были получены все необходимые эмпирические коэффициенты, с учетом которых при монтажных отклонениях $t=30$ мм, формула для λ имеет вид

а) *для спокойных потоков* ($Fr<1$)

$$\lambda=0{,}010+\frac{0{,}122\cdot10^{-5}\cdot9{,}81^{1/3}}{0{,}01^{2/3}}I^{1/3}R^{-1};\qquad(6.151)$$

б) *для бурных потоков* $(\mathrm{Fr} > 1)$

$$\lambda = 0{,}028 - \frac{0{,}12 \cdot 981^{-0{,}2}}{0{,}01^{-0{,}4}} \mathrm{I}^{-0{,}2}\, \mathrm{R}^{-1}; \qquad (6.152)$$

или после вычислений:

а) $\mathrm{Fr} < 1 \qquad \lambda = 0{,}010 + 0{,}026\, \mathrm{I}^{1/3} \mathrm{R}^{-1};$ (6.153)

б) $\mathrm{Fr} > 1 \qquad \lambda = 0{,}028 - 0{,}0003\, \mathrm{I}^{-0{,}2}\, \mathrm{R}^{-1}.$ (6.154)

По данным натурных исследований в лотковых каналах полукруглой и параболической форм оросительных систем Северного Кавказа Н.Ю. Поляковой (2000) в результате математической обработки на ПЭВМ получены следующие эмпирические зависимости:

а) при $\mathrm{Fr} < 1$

$$\lambda = 0{,}0268 / \mathrm{Re}^{0{,}0917}, \quad \mathrm{F} = 10{,}43 > \mathrm{F_T} = 2{,}05, \qquad (6.155)$$

б) при $\mathrm{Fr} > 1$

$$\lambda = 0{,}0264 \cdot \mathrm{Re}^{0{,}0917}, \quad \mathrm{F} = 5{,}25 > \mathrm{F_T} = 1{,}23. \qquad (6.156)$$

Достоверность данных зависимостей подтверждается критерием Фишера, который больше табличного $(\mathrm{F} > \mathrm{F_T})$.

6.6. Влияние русловых деформаций на гидравлические сопротивления

Гидравлические сопротивления в земляных руслах каналов динамической устойчивости, формирующихся при $\upsilon > \upsilon_{н.р.}$, существенно отличаются от недеформируемых каналов (Рабкова, 1990). Отличительной особенностью таких русел является формирование волнистого рельефа дна в виде русловых образований – рифелей, дюн или гряд, обеспечивающих транспорт наносов и создающих дополнительные сопротивления движению потока.

Исследованию воздействия этих факторов на гидравлические сопротивления в размываемых грунтах посвящены работы В.Н. Гончарова, А.В. Караушева, М.А. Великанова, В.С. Кнороза. Г.К. Железнякова, В.С. Алтунина, Е.К. Рабковой, Д.В. Штеренлихта, В.К. Дебольского. В.И. Елфимова, С.Х. Абальянца, К.В. Гришанина и других. Все исследователи различают и выделяют два типа шероховатостей дна размываемых каналов: шероховатость, обусловленная крупностью фракций донных наносов (зернистая шероховатость) и шероховатость, обусловленная высотой русловых образований.

Гидравлические сопротивления при дюнно – грядовом рельефе дна учитываются двумя способами (Рабкова, 1990): суммарным коэффициентом шероховатости $\mathrm{n_c} = \mathrm{n_3} + \mathrm{n_г}$,

где n_3 - коэффициент зернистой шероховатости, $n_г$ - коэффициент дюнно – грядовой шероховатости, или суммарным коэффициентом сопротивлений $\lambda = \lambda' + \lambda''$, λ' - сопротивление материала русла, λ'' - сопротивление донных форм, и обобщенным коэффициентом шероховатости n_0 , учитывающим суммарно коэффициент зернистой и дюнно – грядовой шероховатости дна.

Г.В.Железняков (1981) , считая полную удельную энергию потока на заданной длине равной потерям от сопротивлений зернистой и грядовой шероховатости $h_\ell = h_3 + h_г$, получил следующую зависимость для коэффициента Шези:

$$\frac{1}{C^2} = \frac{1}{C_3^2} + \frac{1}{C_г^2}, \qquad (6.157)$$

Коэффициент Шези зернистой шероховатости C_3 определяется по обычным формулам через коэффициент шероховатости ложа канала с учетом вида грунта (связный, несвязный), для коэффициента Шези грядовой шероховатости рекомендуется формула В.С. Кнороза, полученная по результатам лабораторных экспериментов:

$$C_г = 3{,}16\sqrt{g}\left(\frac{R}{h_г}\right)^{1/8} \cdot \left(\frac{\ell_г}{h_г}\right)^{1/2}, \qquad (6.158)$$

где $\frac{h_г}{R}$ - относительная высота гряды;

$\ell_г$ - длина гряды;

$\frac{\ell_г}{h_г}$ - крутизна гряды.

Для определения сопротивления грядовой шероховатости К.В. Гришанин получил формулу путем обобщения натурных и лабораторных данных Дж.Кеннеди и А.Алана:

$$\lg\frac{1}{\lambda_г} = 1{,}7 + 0{,}001\frac{\upsilon^2}{gd}. \qquad (6.159)$$

При оценке параметров гряд наилучшую сходимость дает формула Железнякова и Дебольского

$$\frac{h_г}{h_в} = 1{,}25\left(\sqrt{Fr_B}\,\frac{d_{50}}{h_в} \cdot \frac{\omega}{U_{в.р.}}\right)^{0,2}, \qquad (6.160)$$

где $h_г$ - высота гряды; $h_в$ - глубина на вертикали; $U_{в.р.}$ - размывающая

скорость на вертикали глубиной $h_в$; ω - гидравлическая крупность; d_{50}- диаметр частиц дна обеспеченностью 50% на кривой гранулометрического состава; $Fr_B = U_B^2 / gh_B$ - число Фруда на вертикали; U_B - средняя скорость на вертикали.

Обобщенный коэффициент Шези русел крупных деформируемых каналов, проходящих в песчаных грунтах, по данным исследований Д.В. Штеренлихта и А.П. Полад – заде (Штеренлихт, 1991) может быть определен по формуле:

$$\frac{C}{\sqrt{g}} = 6.18 \lg\left[0.183\left(\frac{R}{h_{г.сп.}}\right)\left(\frac{\ell_{г.сп.}}{h_{г.сп.}}\right)\right], \qquad (6.161)$$

где $h_{г.сп.}$ и $\ell_{г.сп.}$ - высота и длина гряд, определенные на основе статистического (в данном случае спектрального) анализа.

На основе обобщения данных для каналов $b / h_{ср} > 5{,}0$ А.П. Полад – заде получил следующую зависимость:

$$C = 6{,}1\sqrt{g} \lg \frac{18.3R}{\sigma_{h_в}}, \qquad (6.162)$$

где $\sigma_{h_в}$ - среднее квадратичное отклонение локальной глубины по ширине канала по дну;

$\sigma_{h_в} / R$ – коэффициент вариации глубины в живом сечении, учитывающий относительную макрошероховатость (т.е. относительную высоту гряд).

При оценке гидравлических сопротивлений первым способом для определения зернистой шероховатости n_3 часто используют формулу Чанга, связывающую зернистую шероховатость непосредственно со средним диаметром частиц грунта

$$n_3 = A_3 \cdot d^{1/6}. \qquad (6.163)$$

где A_3- обобщенный коэффициент пропорциональности, учитывающий форму частиц и условия обтекания частиц потоком;

d – диаметр частиц, мм.

Чанг значение A_3 дает равным 0,0166, Караушев – 0,03, Штриклер – $0{,}015/\sqrt{g}$, Шоклич – 0,015, Елфимов – 0,011.

По исследованиям, выполненным В.И. Елфимовым с использованием натурных данных, установлены следующие зависимости для определения коэффициента шероховатости за счет дюнно – грядового рельефа дна :

Для дюнного рельефа ($d_{ср} \le 0{,}5$ мм, $Fr \le 0.17$)

$$n_д = 0{,}023\left[\frac{h_д}{\left(\frac{\upsilon}{\upsilon_0}\right)-\left(\frac{\upsilon_д}{\upsilon_0}\right)_0}\right]^{0{,}55}, \qquad (6.164)$$

для грядового рельефа ($d_{ср} \le 0{,}7$ мм, Fr > 0.17)

$$n_г = 0{,}027\frac{h_г}{\left[\left(\frac{\upsilon}{\upsilon_0}\right)-\left(\frac{\upsilon_г}{\upsilon_0}\right)_0\right]}, \qquad (6.165)$$

где $h_д$, $h_г$ - высота дюн или гряд. М;

υ – средняя скорость течения воды в русле;

υ_0 - неразмывающая скорость частиц, определяемая по зависимости Мирцхулавы:

$\upsilon_д$, $\upsilon_г$ - скорость начала образования дюнно – грядового рельефа:

$\left(\frac{\upsilon_д}{\upsilon_0}\right)_0 = 1{,}07-1{,}10$; $\left(\frac{\upsilon_г}{\upsilon_0}\right)_0 = 1{,}15-1{,}18$.

В зависимостях (6.164) и (6.165), по данным Елфимова, высота дюн и гряд определяется по формулам:

$$h_д = \frac{5{,}7\left[\left(\upsilon/\upsilon_0\right)-\left(\upsilon_д/\upsilon_0\right)\right]^{0{,}76}}{Fr^{2.85}}; \qquad (6.166)$$

$$h_г = 480d\left[\left(\frac{\upsilon}{\upsilon_0}\right)-\left(\frac{\upsilon_г}{\upsilon_0}\right)_0\right]. \qquad (6.167)$$

Фактические наблюдения показывают, что в каналах с песчаным руслом при скоростях течения, превышающих предельные по неразмывающим, дно всегда принимает однородное грядовое очертание. Такое же очертание можно заметить и в каналах в супеси и суглинке, где дно обычно покрыто песком, поступающим извне. Поэтому для более надежной оценки гидравлических сопротивлений следует опираться на натурные данные, определяя их суммарно по второму способу.

С целью выявления основных закономерностей для оценки обобщающего коэффициента шероховатости С.Х. Абальянц (1981) обработал 450 «точек» - данных по каналам в песчаных грунтах после многолетней эксплуатации, по которым были подсчитаны значения коэффициентов сопротивления и коэффициентов шероховатости. По результатам этих исследований можно сделать два вывода:

1. С ростом числа Re и гидравлического радиуса уменьшается относи-

тельная шероховатость русла;

2. Высокие значения гидравлических сопротивлений (особенно в мелких и средних каналах) указывают на преобладающую роль именно местных сопротивлений, вызванных грядовой формой дна в размываемых земляных каналах.

По результатам анализа натурных данных С.Х. Абальянц составил шкалу обобщенных коэффициентов шероховатости n_0 и С, представленных в таблице 6.8.

Таблица 6.8 – Значения обобщенного коэффициента шероховатости

Характеристика грунта русла	n_0	С
1	2	3
Дно мелкопесчаное ($d_{ср}$=0,2 мм), берега из мелкого песка, супеси, суглинка	0,020	$\frac{1}{n_0}R^{1/4}$

Продолжение таблицы 6.8

1	2	3
Дно из среднего песка ($d_{ср}$> 0,2 мм), берега из песка, супеси, суглинка	0,021	$\frac{1}{n_0}R^{1/4}$
Средний и крупный песок с включением гравия до 1-2 см.	0,022	$\frac{1}{n_0}R^{1/4}$

На основании обработки натурных данных по крупным деформируемым каналам В.К. Румянцев (1984) установил значения обобщенного коэффициента шероховатости в пределах 0,02-0,03. При это был подтвержден вывод о том, что чем крупнее канал, тем меньше n , и что при наличии на дне гряд зернистая шероховатость практически не влияет на значение обобщенного коэффициента шероховатости.

ГЛАВА 7. РАСЧЕТЫ ФИЛЬТРАЦИИ ИЗ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА

7.1. Влияние фильтрации из каналов на режим грунтовых вод

Значительная фильтрация из каналов оказывает большое влияние на режим грунтовых вод, приводит к подъему уровня грунтовых вод в прикана-льной зоне, вызывая подтопление, заболачивание и засоление прилегающих к каналам территорий, вплоть до вывода их из сельскохозяйственного использования.

Крупные каналы в земляных руслах, по – существу, являются источником питания грунтовых вод и источником создания «местного напора», так как поддерживают их уровень на высоких отметках (Кац, Пашковский, 1988). Вследствие этих двух причин амплитуды колебания уровня грунтовых вод в зоне влияния каналов весьма значительны. При исходном глубоком залегании грунтовых вод скорость подъема уровня в полосе влияния каналов обычно максимальная и составляет 2,5 – 3 м и более в год.

В зоне влияния крупных каналов формируется весьма своеобразный вид техногенного (ирригационного) режима грунтовых вод (Кац, Пашковский, 1988). Именно в полосе влияния каналов, если не провести необходимых мелиоративных мероприятий, процессы заболачивания и засоления возникают в первую очередь.

Потери на фильтрацию из межхозяйственной и внутрихозяйственной сети зависят от характера ее одежды, периодичности работы, вида грунтов, в которых проложена эта сеть, и от степени мутности оросительной воды. В зависимости от различного сочетания этих факторов КПД изменяется в широких пределах: от 0,40 до 0,97, определяя большой диапазон потерь на фильтрацию и соответственно – питания грунтовых вод.

Формирование фильтрационного потока из канала зависит от уровня грунтовых вод. При низком уровне грунтовых вод капиллярная кайма не достигает дна канала, поэтому в начальный период фильтрация происходит в сухой грунт и фильтрационный поток из канала не связан с потоком грунтовых вод. При небольшой глубине грунтовых вод, когда капиллярная кайма достигает периметра канала, фильтрация из канала в начальный момент будет происходить во влажный грунт. При высоком начальном уровне грунтовых вод сразу же после подачи воды в канал будет устанавливаться сплошной поток грунтовых вод в области «канал – грунтовые воды» (Аверьянов, 1982).

Основываясь на наблюдениях С.Ф. Аверьянов (1982) предложил следующие стадии фильтрации из каналов.

Первая стадия – смачивание грунта – характеризуется впитыванием воды из канала в сухой грунт и отсутствием связи между фильтрационным потоком из канала и бассейном грунтовых вод. Движение фильтрационного

потока из канала наблюдается в основном в вертикальном направлении под действием сил тяжести и поверхностных сил на границе раздела «вода - воздух». Эта стадия продолжается до тех пор, пока фронт фильтрационных вод их канала не достигнет капиллярной каймы бассейна грунтовых вод.

Вторая стадия- образование капиллярно – грунтового потока - начинается с момента, когда фронт фильтрационного потока смыкается с капиллярной каймой грунтовых вод. Вторая стадия отличается наличием зоны неполного насыщения, причем в области между каналом и поверхностью грунтовых вод давление воды будет меньше атмосферного.

Третья стадия - сплошной поток грунтовых вод – когда возможны три основных способа расходования грунтовой воды: на повышение уровня грунтовых вод; на подземный отток; на испарение и транспирацию

Процесс фильтрации и переход от одной стадии к последующей зависят от размеров канала, физических свойств грунта, условий подземного оттока, естественного расположения уровня грунтовых вод, длительности работы канала.

Для крупных каналов две первые стадии фильтрации можно объединить, считая, что при впитывании и капиллярно – грунтовом потоке фильтрация протекает свободно без существенного влияния грунтовых вод. Третью стадию можно считать подпертой, т.е. испытывающей влияние грунтовых вод.

Сопоставляя расход фильтрационного потока из канала и возможный отток грунтовых вод, можно количественно оценить стадии фильтрации.

При $Q_ф < Q_д$,

где $Q_ф$ - расход фильтрационного потока из канала,

$Q_д$ – наибольший возможный отток грунтовых вод, когда возможный отток превышает поступление воды с фильтрационным потоком из канала, будет происходить так называемая свободная фильтрация. При $Q_ф > Q_д$ будет наблюдаться подпертая фильтрация при длительной работе канала. Следует отметить , что в случае подпертой фильтрации потери снижаются в несколько раз по сравнению со свободной.

Большие потери на фильтрацию из крупных каналов переброски стока приводят к подъему уровня грунтовых вод в приканальной полосе на расстоянии нескольких километров.

Так, например, на Северо-Крымском канале при первоначальной глубине залегания уровня грунтовых вод от 5 – 10 до 20 м и более в начале эксплуатации канала вследствие интенсивной фильтрации воды происходил подъем уровня грунтовых вод в приканальной зоне шириной 200 м на 2 – 8 м, в более отдаленной части до 1000 м на 1,5 – 2 м, на расстоянии 3000 – 4000 м — на 0,5 – 1,0 м. Такой значительный подъем уровня грунтовых вод в приканальной полосе вызвал подтопление территорий населенных пунктов и сельскохозяйственных угодий (Шестопалов и др., 1991).

Практика эксплуатации оросительных систем юга России и Украины показала, что орошение без противофильтрационных мероприятий и без

строительства дренажа неизбежно ведет к подтоплению. Поливы приводят к резкому нарушению водного баланса территории, способствуют более интенсивному проникновению атмосферных осадков, т.е. на орошаемых землях естественное инфильтрационное питание увеличивается. При этом уменьшается испарение, усиливается питание, что приводит к превышению водорегулирующей способности системы "зона аэрации — грунтовые воды", т.е. превышается предельно допустимая экологическая нагрузка .

При эксплуатации Большого Ставропольского канала по данным наблюдений службы эксплуатации из-за деформационных явлений и интенсивной локальной фильтрации на отдельных участках канала периодически возникали аварийные ситуации — угроза прорыва дамб, резкое повышение уровней грунтовых вод, что приводило к подтоплению и затоплению прилегающих населенных пунктов и пахотных земель (Байчоров, Косиченко, Сергеев, 1981).

По данным Б.К. Сапарова (ТуркменНИИГиМ) потери на фильтрацию из Каракумского канала в первые два – три года эксплуатации достигали 77 % головного расхода, а через 20 лет они уменьшились до 17 %. За 20 лет общий объем потерь на фильтрацию составил 20 км^3 (в среднем 1 км^3/год). Кроме того, при строительстве и эксплуатации Каракумского канала имели место размывы берегов и растекание воды из каналов с образованием в понижениях искусственных озер (Келифские озера) общей площадью до 330 км^2. Вследствие фильтрации подпор грунтовых вод от Каракумского канала и образовавшихся вблизи него искусственных озер к настоящему времени распространился на расстоянии от 10 – 20 до 45 – 50 км, а по некоторым данным — даже до 100 км. В 10 раз возросла минерализация сбросных вод (7,7 г/л против минерализации в голове канала 0,77 г/л) (Веригин, 1986).

7.2. Расчет установившейся свободной фильтрации из необлицованных каналов

Проведенные натурные исследования фильтрации из оросительных каналов свидетельствуют о значительных фильтрационных потерях воды, достигающих в ряде случаев 20 – 30 % от расхода в канале. Поэтому расчет потерь на фильтрацию представляет важную задачу при проектировании каналов.

Случай свободной фильтрации из каналов (риунок 7.1,а) наблюдается лишь при отсутствии водоупора или при глубоком расположении уровня грунтовых вод на глубине более 15 – 20 м от поверхности земли.

Согласно СНиП 2.06.03-85 (1986) для определения фильтрационного расхода при установившейся свободной фильтрации из необлицованного канала (рис. 3.1,а) рекомендуются следующие зависимости:

для каналов трапецеидальной формы

формула Б.К. Ризенкампфа

при $b/h_0 < 4$ $Q_ф = 0{,}0116k\mu(B + 2h_0)$; (7.1)

формула В.В. Ведерникова

при $b/h_0 > 4$ $Q_ф = 0{,}0116k(B + Ah_0)$; (7.2)

для каналов полигональной или параболической формы

формула Н.Н. Павловского

$$Q_ф = 0{,}0116k(B + 2h_0) \quad (7.3)$$

где $Q_ф$ – расход фильтрационных потерь, м^3/с на 1 км длины канала;

k – коэффициент фильтрации грунта ложа канала, м/сут.;

B – ширина канала по верху, м;

h_0 – глубина воды в канале, м;

A, μ – коэффициенты, определяемые в зависимости от m и b/h_0.

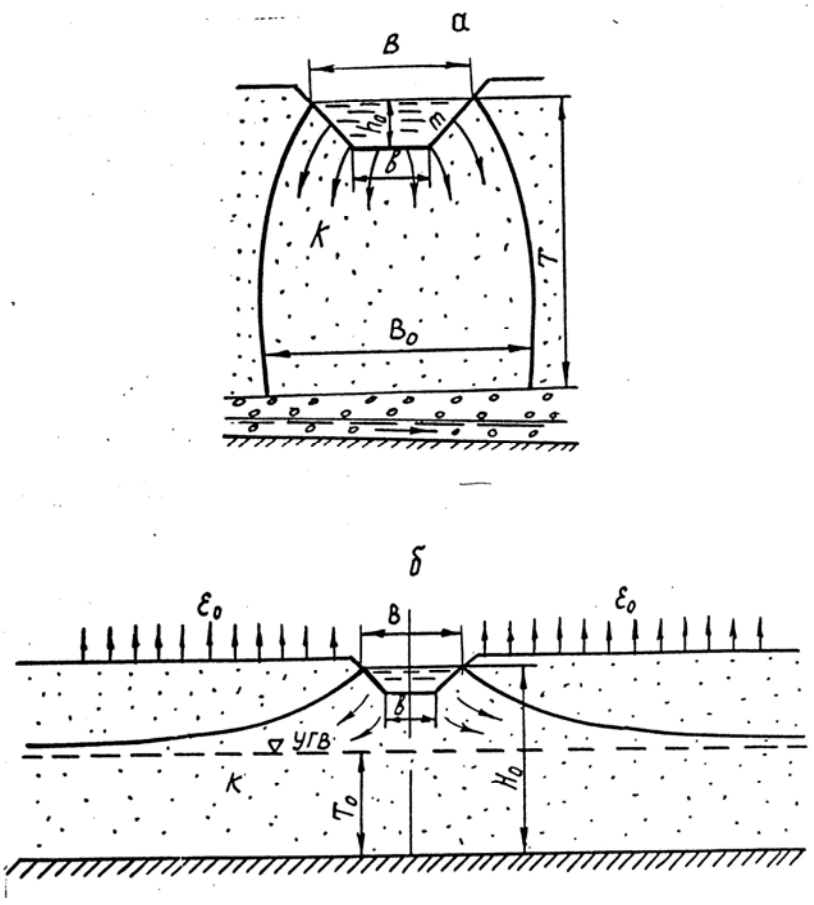


Рисунок 7.1 — Схемы фильтрации из каналов
а – свободная фильтрация; б – подпёртая фильтрация

Значения коэффициента фильтрации грунта k ориентировочно можно принять по таблице 7.1, а значения коэффициентов A и μ – по таблице 7.2.

Таблица 7.1 — Значения коэффициентов фильтрации грунтов

Наименование грунта	Коэффициент фильтрации		Высота капиллярного поднятия $h_к$, м
	см/с	м/сут.	
Галечник	0,012–0,12	10–100	–
Песок крупнозернистый	0,012–0,06	10–50	0,10–0,15
Песок среднезернистый	$6{,}0\cdot10^{-3}$–$1{,}2\cdot10^{-2}$	5–10	0,15–0,20
Песок мелкозернистый	$1{,}2\cdot10^{-3}$–$6{,}0\cdot10^{-3}$	1–5	0,3–0,5
Песок пылеватый	$1{,}2\cdot10^{-4}$–$1{,}2\cdot10^{-3}$	0,1–1	0,5–0,7
Супесь	$1{,}2\cdot10^{-4}$–$1{,}2\cdot10^{-3}$	0,1–1	0,7–1,5
Суглинок	$1{,}2\cdot10^{-4}$–$1{,}2\cdot10^{-6}$	0,1–0,001	1,5–2,0
Глина	$1{,}2\cdot10^{-6}$–$1{,}2\cdot10^{-8}$	0,001–0,0001	2,0–5,0

Таблица 7.2 — Значения коэффициентов A и μ

$\frac{b}{h_0}$	$m = 1$		$m = 1{,}5$		$m = 2$		$m = 2{,}5$	$m = 3$
	A	μ	A	μ	A	μ	A	A
2	–	0,98	–	0,78	–	0,62	–	–
3	–	1,00	–	0,96	–	0,82	–	–
4	–	1,14	–	1,04	–	0,94	–	–
5	3,0	–	2,5	–	2,1	–	1,8	1,6
6	3,2	–	2,7	–	2,3	–	2,0	1,8
7	3,4	–	3,0	–	2,7	–	2,3	2,0
10	3,7	–	3,2	–	2,9	–	2,6	2,4
15	4,0	–	3,6	–	3,3	–	3,1	2,9
20	4,2	–	3,9	–	3,6	–	3,4	3,2

А.Н. Костяков (Аверьянов, 1982) предложил учитывать действие капиллярных сил введением поправочного коэффициента $\nu > 1$ к площади смоченной поверхности откосов канала

$$Q_ф = 0{,}0116k\left(b + 2\nu h_0\sqrt{1+m^2}\right), \qquad (7.4)$$

где ν – коэффициент, учитывающий боковое поглощение воды в откосы канала, принимаемый равным 1,1 – 1,4 (значения принимаются тем больше, чем больше капиллярность грунта).

Для случая учета снижения фильтрационного расхода за счет защемленного воздуха в порах грунта С.Ф. Аверьянов (1982) получил следующую зависимость

$$Q_ф = 0{,}0116k_w\,\alpha\left(1+0{,}5\frac{h_K}{b}\right)\left(b+2h_0\right), \qquad (7.5)$$

где k_w – коэффициент капиллярной проницаемости при полной влагоемкости с учетом защемленного воздуха в порах грунта, м/сут,

$$k_w = k\left(\frac{w_1 - w_0}{m_0 - w_0}\right)^{3,5}; \qquad (7.6)$$

α – коэффициент, учитывающий подпор грунтовых вод; h_K – максимальная высота капиллярного поднятия воды в грунте, м (см. табл. 7.1); k – коэффициент фильтрации грунта канала, м/сут.; w_1 – полная влагоемкость грунта, %; w_0 – минимальная влажность грунта, %; m_0 – порозность грунта, %.

7.3. Расчет установившейся подпертой фильтрации из необлицованных каналов

В случае, когда на глубине T отсутствует сильнопроницаемый слой грунта, играющий роль дренажа, и поступление фильтрующего из канала потока превышает возможный отток, то наступает подпертая фильтрация (рисунок 7.1, б). При наличии горизонтального водоупора движение грунтового потока при подпертой плавно изменяющейся установившейся фильтрации может описываться уравнением Дюпюи (Аверьянов, 1982).

Фильтрационные потери из земляных необлицованных каналов при установившейся подпертой фильтрации и близком залегании уровня грунтовых вод (менее 15 – 20 м) (рисунок 7.2) рассчитываются по формуле С.Ф. Аверьянова (1982)

$$Q'_ф = 2k(H_0 - T_0)\,T_{ср}\alpha\beta\lambda / L_0, \qquad (7.7)$$

где $Q'_ф$ – фильтрационный расход, м^2/сут.;

$(H_0 - T_0)$ – превышение уровня воды в канале над поверхностью бытовых грунтовых вод;

H_0 – глубина потока от уровня воды в канале над водоупором;

T_0 – бытовая глубина грунтовых вод в створе канала;

$T_{ср} = 0,5(H_0 - T_0) + T_0 + \alpha_1 h_k$ – средняя мощность потока грунтовых вод с учетом капиллярной проницаемости;

α_1 – коэффициент учета капиллярности, принимаемый равным 0,3;

h_k – максимальная высота капиллярного поднятия воды в грунте;

L_0 – среднее расстояние от канала до естественных понижений, дренажа или мест фиксированных уровней грунтовых вод;

λ, α, β – коэффициенты, учитывающие несимметрию расположения стоков, висячесть дрен и ширину канала.

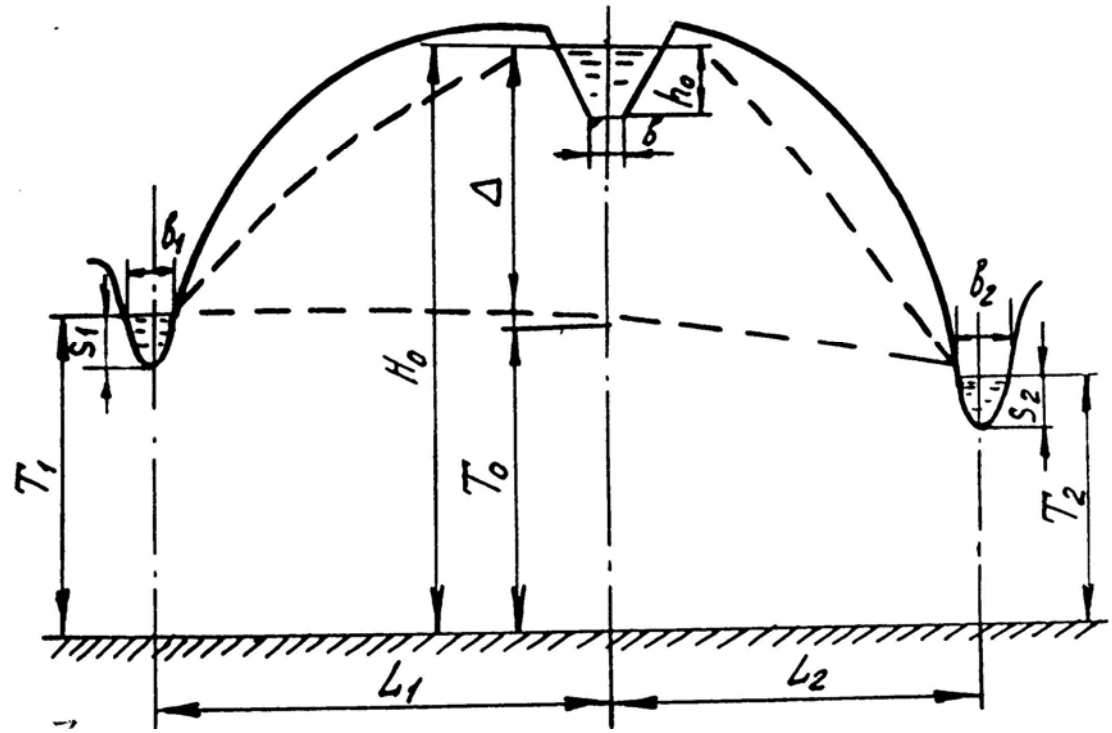


Рисунок 7.2 — Схема к расчету подпертой фильтрации из канала в естественные понижения (дрены)

Значения коэффициентов λ, α и β при несимметричном расположении стоков определяют по следующим соотношениям

$$\lambda = \frac{L_0}{L_1} \cdot \frac{L_0}{L_2}; \qquad L_0 = \frac{L_1 + L_2}{2}; \tag{7.8}$$

$$\alpha = \frac{2\alpha_1 \cdot \alpha_2}{\alpha_1 + \alpha_2}; \quad \alpha_1 = \frac{1}{1 + T_{ср} \cdot A_1 / L_1}; \tag{7.9}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + T_{ср} \cdot A_2 / L_2}; \quad A_1 = 1{,}47 lg \frac{1}{\sin(\pi\chi_1/2)};$$

$$\chi_1 = (s_1 + 0{,}5b_1)/T_{ср}; \quad \chi_2 = (s_2 + 0{,}5b_2)/T_{ср};$$

$$A_2 = 1{,}47 lg \frac{1}{\sin(\pi\chi_2/2)}; \qquad \beta = \frac{2\beta_1 \cdot \beta_2}{\beta_1 + \beta_2};$$

$$\beta_1 = \frac{1}{1 + T_{ср}(Б + Д_1)/L_1}; \; \beta_2 = \frac{1}{1 + T_{ср}(Б + Д_2)/L_2}; \tag{7.10}$$

$$Б = 1{,}47 lg \frac{1}{sh(\pi B / 4T_{ср})};$$

$$Д_1 = 1{,}47 lg \frac{1}{\sin(\pi T_1 / 2T_{ср})}; \qquad (7.11)$$

$$Д_2 = 1{,}47 lg \frac{1}{\sin(\pi T_2 / 2T_{ср})},$$

где L_1, L_2 – соответствующее расстояние от канала до естественных понижений; s_1, s_2 – глубина воды в соответствующих дренах (понижениях); b_1, b_2 – ширина дрен по дну; T_1, T_2 – глубина грунтовых вод над водоупором в соответствующих дренах.

Подъем уровня грунтовых вод в створе канала над поверхностью естественных грунтовых вод в условиях подпертой фильтрации на дренированной территории (рисунок 7.2) определяется по зависимости

$$\Delta = \sqrt{T_0 + \frac{Q'_ф L_0}{\alpha\beta k}} - T_0, \qquad (7.12)$$

где $Q'_ф$ – фильтрационный расход при подпертой фильтрации, определяемый по формуле (7.7).

Глубина залегания грунтовых вод вычисляется по формуле

$$\Delta h = H_0 - (T_0 + \Delta). \qquad (7.13)$$

Потери при подпертой фильтрации ориентировочно можно определить согласно СНиП 2.06.03-85 (1986) по следующей приближенной формуле

$$Q'_ф = \alpha Q_ф, \qquad (7.14)$$

где $Q_ф$ – фильтрационные потери при свободной фильтрации, вычисляемые по зависимости (7.1) – (7.3), м^3/с;

α – коэффициент, характеризующий влияние подпора грунтовых вод на величину потерь ($\alpha < 1$) в зависимости от превышения дна канала под зеркалом грунтовых вод и определяемый по таблице 7.3.

Для более сложных расчетных схем подпертой фильтрации из каналов (рисунок 7.3) при двухслойном грунте основания и с учетом испарения с поверхности грунтовых вод методика расчета основывается на использовании метода фильтрационных сопротивлений, который был развит в работах А.Я. Олейника (1981) применительно к фильтрационным расчетам дренажа и каналов.

Таблица 7.3 — Значения коэффициента α

Расход воды в канале, $м^3/с$	Глубина залегания грунтовых вод, м							
	до 3	3	5	7,5	10	15	20	25
1	0,63	0,79	–	–	–	–	–	–
3	0,50	0,63	0,82	–	–	–	–	–
10	0,41	0,50	0,65	0,79	0,91	–	–	–
20	0,36	0,45	0,57	0,71	0,82	–	–	–
30	0,35	0,42	0,54	0,66	0,77	0,94	–	–
50	0,32	0,37	0,49	0,60	0,69	0,84	0,97	–
100	0,28	0,33	0,42	0,52	0,58	0,73	0,84	0,94

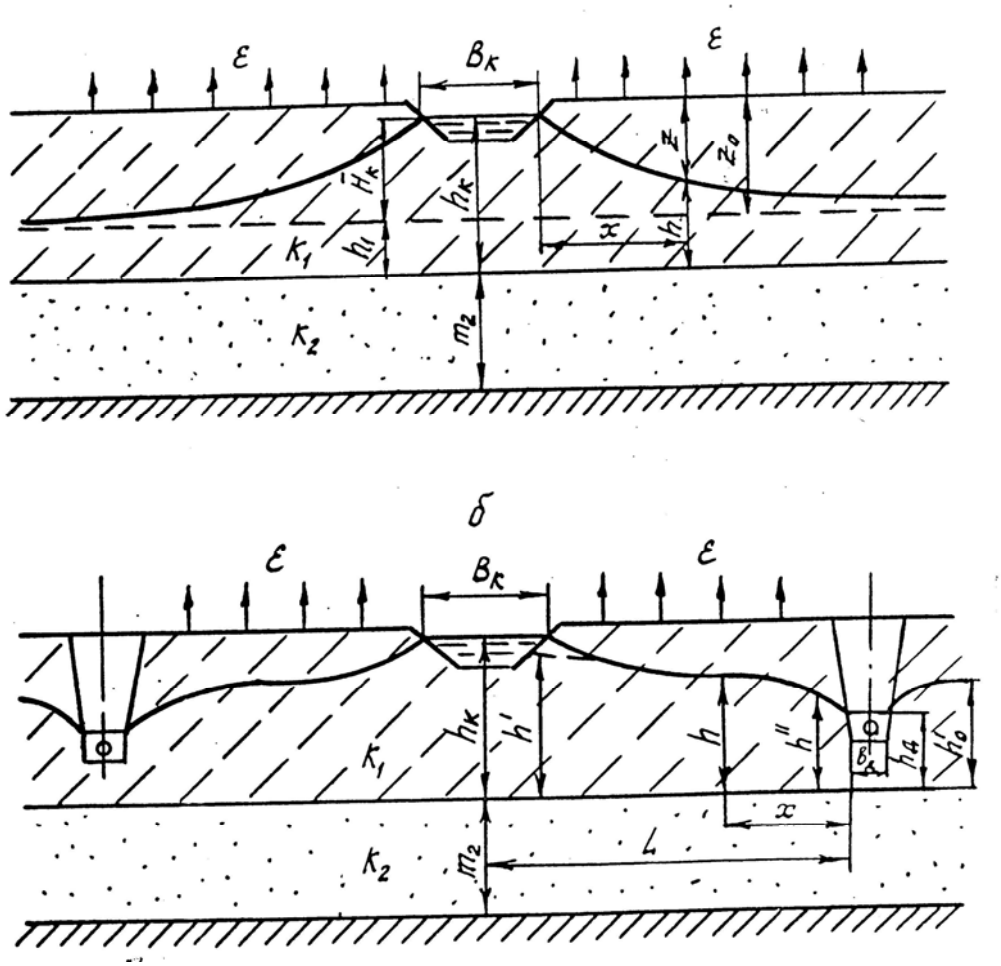


Рисунок 7.3 — Расчетные схемы подпертой фильтрации из канала в двухслойном грунте

В случае подпертой фильтрации из канала при отсутствии приканального дренажа и наличии значительного испарения с поверхности грунтовых вод (см. рис. 7.3, а) интенсивностью ε, изменяющейся с глубиной уровня грунтовых вод по линейной зависимости

$$\varepsilon = \varepsilon_n \left(1 - \frac{z}{z_0} \right), \qquad (7.15)$$

где ε_n – интенсивность испарения с поверхности земли; Z_0 – критическая глубина грунтовых вод, при которой $\varepsilon = 0$,

расчетные зависимости имеют следующий вид (Олейник, 1981):

односторонний погонный отток из канала

$$q_K = T' \frac{\bar{h}_K}{\Delta L + \sqrt{T' z_0 / \varepsilon_n}}; \qquad (7.16)$$

глубина грунтовых вод вблизи канала

$$h = h_1 + h'_K e^{-\bar{x}}. \qquad (7.17)$$

Здесь $\bar{h}_K = h_K - h_1$; $\quad h'_K = \bar{h}_K - (q_K / T')\Delta L = \frac{\bar{h}_K}{a\Delta L} + 1$;

$$\bar{x} = ax; \quad a = \sqrt{\varepsilon_n / (T' z_0)};$$

h_1 – глубина уровня грунтовых вод, при которой $\varepsilon = 0$;

T' – средняя проводимость водоносной толщи, определяемая для двухслойного грунта как

$$T' = k_1(h_1 + \bar{h}_K / 2) + k_2 m_2; \qquad (7.18)$$

ΔL – сопротивление, обусловленное гидродинамическим несовершенством канала, которое для схемы симметричного оттока из канала равно $\Delta L = \Delta L' + 2\Delta L''$;

$$\Delta L' = \xi_0 \frac{k_2}{k_1} m f'_K + \frac{k_1 - k_2}{k_1} m_1 f'_{K_1};$$

$$\Delta L'' = \zeta_0 \frac{k_2}{k_1} m f''_K + \frac{k_1 - k_2}{k_1} m_1 f''_{K_1}; \qquad (7.19)$$

$$f'_{K_i} = \frac{B_K}{2m_i} - 1{,}466\ lg \operatorname{ch} \frac{\pi B_K}{4m_i};$$

$$f''_{K_i} = \frac{B_K}{2m_i} - 0{,}733\ lg \operatorname{cth} \frac{\pi B_K}{4m_i};$$

$$m = h_K + m_2; \quad m_1 = h_K; \qquad (7.20)$$

ξ_0 и ζ_0 – поправочные коэффициенты, определяемые из графиков (Олейник, 1981).

В случае подпертой фильтрации из канала в естественные понижения (дрены) при симметричном оттоке и постоянной величине интенсивности испарения между каналом и дреной (рисунок 7.3, б), не зависящей от глубины z $(\varepsilon = \text{const})$, расчетные формулы имеют вид (Олейник, 1981):

односторонний погонный отток из канала

$$q_К = \frac{T'\bar{h} + \varepsilon L(0{,}5L + \Phi)}{L + \Delta L + \Phi}, \qquad (7.21)$$

приток в дрену

$$q_Д = \frac{T'\bar{h} + \varepsilon L(0{,}5L + \Delta L)}{L + \Delta L + \Phi}, \qquad (7.22)$$

кривая депрессии между каналом и дреной на участке

$$h = h'' + \frac{h' - h''}{L}x - \frac{\varepsilon x}{2T'}(L - x), \qquad (7.23)$$

максимальная глубина грунтовых вод за дренами

$$h'_0 = h_Д + \frac{q_Д}{T'}\Phi''. \qquad (7.24)$$

Здесь $T' = k_1\left(\frac{h_К + h_Д}{2}\right) + k_2 m_2$;

$$\bar{h} = h_К - h_Д; \qquad \Phi = \Phi' + \Phi''; \qquad \Delta L = \Delta L' + 2\Delta L'';$$

$$h_Д = m_Д; \quad h' = h_К - \frac{q_К}{T'}\Delta L; \qquad h'' = h_Д + \frac{q_К}{T'}\Phi;$$

$$\Phi'_i = \alpha\frac{k_2}{k_1}mf'_i(m) - \frac{k_1 - k_2}{k_1}m_1 f'_i(m_1);$$

$$\Phi''_i = \beta\frac{k_2}{k_1}mf''_i(m) - \frac{k_1 - k_2}{k_1}m_1 f''_i(m_2), \; i = К, Д. \qquad (7.24')$$

где α и β – коэффициенты, определяемые по графикам А.Я. Олейника (1981); $f'_i(m)$ и $f''_i(m)$ находятся по зависимостям (7.20).

7.4. Расчет неустановившейся подпертой фильтрации из необлицованных каналов

Рассмотрим теперь задачу неустановившейся фильтрации из канала при отсутствии приканального дренажа и расходования фильтрационных потерь на пополнение запасов грунтовых вод. Для решения этой задачи используем дифференциальное уравнение

$$\frac{\partial\bar{h}}{\partial\bar{t}} = \frac{\partial^2\bar{h}}{\partial\bar{x}^2}, \qquad (7.25)$$

$$\bar{h} = h/H_0, \quad \bar{x} = x/L, \quad \bar{t} = t/\tau, \quad \tau = \delta L^2/kT,$$

где δ – коэффициент водоотдачи при опускании грунтовых вод и свободная порозность при подъеме уровня грунтовых вод.

Уравнение (7.25) решаем при следующих граничных и начальных условиях: $t = 0$; $\bar{h} = 0$ для любого $\bar{x}$; $\bar{t} > 0$, $\bar{h} = 1$ для $\bar{t} = 0$, причем величина $\bar{x}$ изменяется в пределах $0 \le \bar{x} \le \infty$.

Решение аналогичной задачи известно в теории теплопроводности и имеет следующий вид (Аверьянов, 1982)

$$h = H_0(1 - erfz), \tag{7.26}$$

где h – повышение поверхности грунтовых вод на расстоянии x от оси канала через время t от начала его работы;

$$z = x/2a\sqrt{t}, \qquad a = \sqrt{kT/\delta}.$$

Расход на фильтрацию в сечении $x = 0$ получим как

$$Q = -kT\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_{x=0}. \tag{7.27}$$

Находя по формуле (7.26) значение $\partial h / \partial x$, имеем

$$\frac{\partial h}{\partial x} = -H_0\sqrt{\frac{\delta}{\pi kTt}}\,exp\left(-\frac{\delta x^2}{4kTt}\right). \tag{7.28}$$

Подставляя значение $(\partial h / \partial x)_{x=0}$ в выражение для расхода, получаем

$$Q = H_0\sqrt{kTs/\pi t}. \tag{7.29}$$

Расход грунтового потока по обе стороны от канала

$$Q = \frac{2}{\sqrt{\pi}} H_0\sqrt{kTs}\,\frac{1}{\sqrt{t}}. \tag{7.30}$$

Тогда с учетом мощности потока грунтовых вод T_0 фильтрационные потери при неустановившейся фильтрации в момент времени t от начала заполнения канала по формуле С.Ф. Аверьянова будут

$$Q'_ф = \frac{2}{\sqrt{\pi}}(H_0 - T_0)\sqrt{kT_{cp}m_0}\beta\,\frac{1}{\sqrt{t}}. \tag{7.31}$$

где $(H_0 - T_0)$ – превышение уровня воды в канале над начальной поверхностью грунтовых вод; T_{cp} – средняя мощность потока грунтовых вод; m_0 – пористость грунта в долях единицы; β – коэффициент, учитывающий ширину канала.

Решение для ряда случаев неустановившейся фильтрации из несовершенного канала (частично прорезающих водоносную толщу) при полуограниченном и ограниченном пласте (рисунок. 7.4) впервые было получено Н.Н. Веригиным (1970). Пласт принимается условно однородным, залегающим на водоупоре, канал является гидродинамически несовершенной

границей пласта (предполагается, что канал прорезает водоносную толщу на глубину менее 0,5 ее мощности). Рассматривается одномерная неустановившаяся фильтрация из канала по нормали к его прямолинейной трассе (по оси $0x$).

В случае значительного удаления другой границы пласта от канала область фильтрации принимается полуограниченной в плане (рисунок 7.4, а). Прогнозируемый подъем уровня грунтовых вод Δh на приканальной территории, вызываемый фильтрацией из канала и расход неустановившейся фильтрации $Q_ф$ в момент времени t определяются по формулам Н.Н. Веригина (1970)

$$\Delta h(x,t) = \Delta h_0 \{\operatorname{erfc}(\lambda) - exp[\nu(2\lambda+\nu)]\cdot \operatorname{erfc}(\lambda+\nu)\}, \qquad (7.32)$$

$$Q'_ф = \frac{2k(m_1+h_0)(m_1+h_0-h_e)}{\sqrt{\pi a t}}\sqrt{\pi}\nu\, exp(\nu^2)\operatorname{erfc}(\nu), \qquad (7.33)$$

где $\lambda = \dfrac{x-b_0}{2\sqrt{at}}$; $\nu = \alpha\sqrt{at}$; $\alpha = \dfrac{1}{m_1}\operatorname{th}\left(\dfrac{b_0}{m_1}\right)$;

$$\operatorname{erfc}(\lambda) = 1-\operatorname{erf}(\lambda);\ \operatorname{erf}(\lambda) = \frac{2}{\pi}\int_0^{\lambda} e^{-\eta^2}d\eta;\ a = T'/\mu = km_1/\mu,$$

Δh_0 – превышение уровня воды в канале над исходным (допрогнозным) положением уровня грунтовых вод под каналом, м;

x – расстояние расчетного сечения пласта от оси канала, м;

b – половина ширины канала по урезу, м;

a – коэффициент уровнепроводности пласта, м^2/сут.;

t – время процесса подпора, сут.;

m_1 – мощность толщи грунта ниже дна канала до водоупора, м;

h_e – исходная глубина грунтовых вод над водоупором до подпора, м;

μ – дефицит влажности в долях единицы;

k – коэффициент фильтрации, м/сут.

Значения функции $\operatorname{erf}(\lambda)$ приводятся в работе Рудакова (1987).

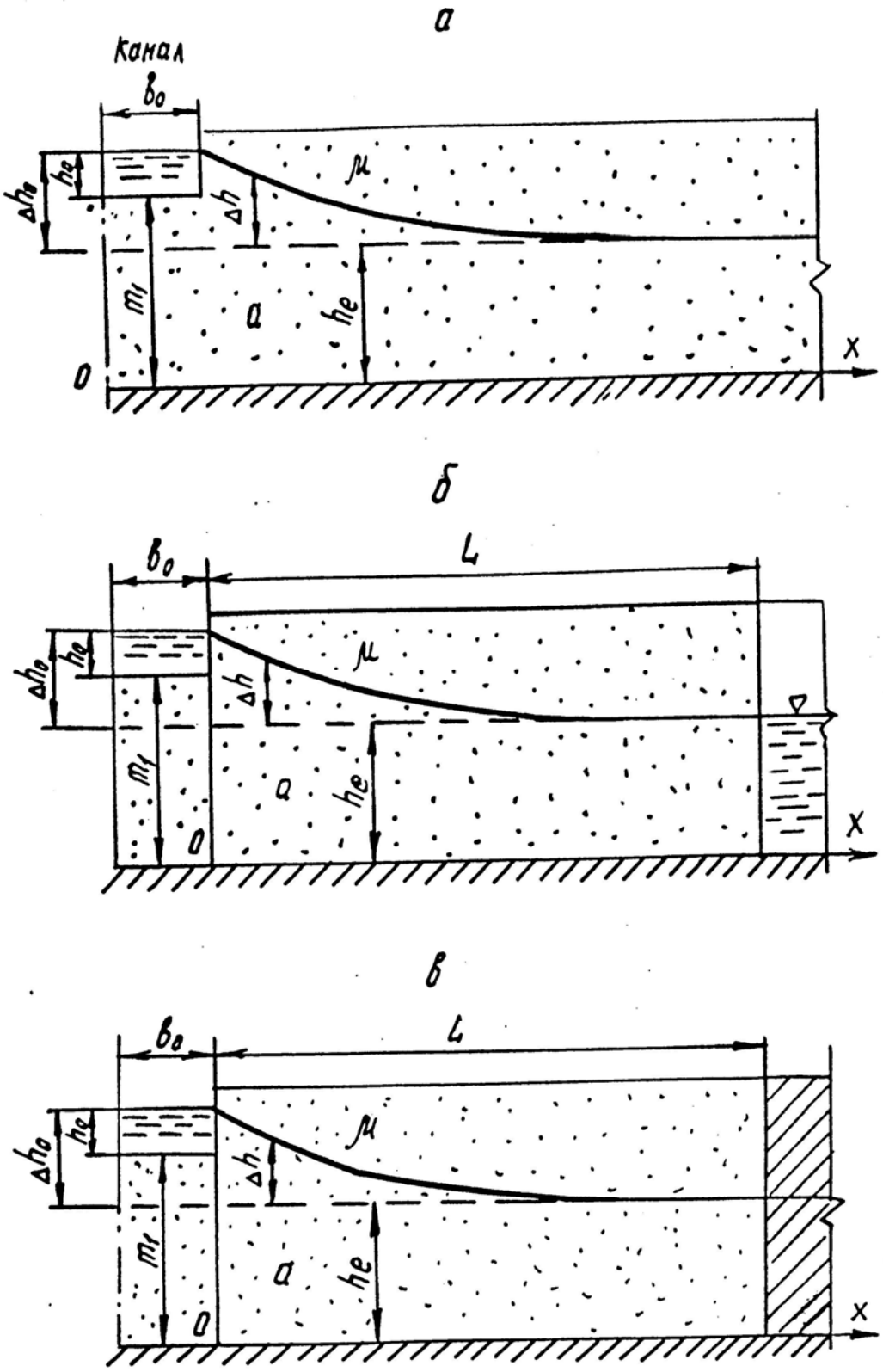


Рисунок 7.4 — Расчетные схемы неустановившейся фильтрации из канала с подпором

а – в полуограниченном пласте;

б – в ограниченном пласте и проницаемой границе $x = L$;

в – в ограниченном пласте и непроницаемой границе $x = L$

Величины Δh_0, b_0 и m_1 задаются в соответствии с проектными данными. Время t отсчитывается с момента соприкосновения фильтрационных вод из канала и грунтовых вод. Продолжительность начальной стадии промачивания грунта между дном канала и располагающимся ниже исходным уровнем грунтовых вод обычно незначительна: от долей суток до 4 – 21 сут. (Васильев и др., 1970). При расчете действительное поперечное сечение канала приводится к прямоугольному (см. рис. 7.4), имеющему ту же глубину и расчетную ширину $2b_0 = b$, равную смоченному периметру канала

$$2b_0 = b + 2h_0\sqrt{1+m^2}, \qquad (7.34)$$

где b – ширина канала по дну; h_0 – глубина воды в канале; m – заложение откоса канала.

Если на конечном расстоянии L от уреза воды в канале имеется другая, параллельная ему граница, то тогда для расчета принимается схема пласта-полосы (см. рис. 7.4, б). При неизменном уровне воды на этой границе — условии первого рода $\Delta h(L,t) = 0$ повышение уровня грунтовых вод и расход фильтрации из канала рассчитывается по формулам (Васильев и др., 1970)

$$\Delta h(x,t) = \Delta h_0\left[\frac{\alpha^*(1-\bar{x})}{1+\alpha^*} - M(\bar{x},\tau)\right], \qquad (7.35)$$

$$Q'_ф = \frac{k(m_1+h_0)(m_1+h_0-h_e)}{L}\left[\frac{\alpha^*}{1+\alpha^*} + Mq(\tau)\right], \qquad (7.36)$$

где $\alpha^* = \alpha L = \frac{L}{m_1}\text{th}\left(\frac{b_0}{m_1}\right)$; $\bar{x} = \frac{x}{L}$; $\tau = \frac{dt}{L^2}$;

$$M(\bar{x},\tau) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin\left[\mu_n(1-\bar{x})\right] exp(-\mu_n^2\,\tau);$$

$$A_n = \frac{2\cos\mu_n}{\mu_n \sin\mu_0 \cos\mu_n}; \qquad \text{tg}\,\mu_n = -\frac{1}{\alpha^*}\mu_n;$$

$$Mq(\tau) - \sum_{n=1}^{\infty} A'_n \cos\mu_n\, exp(-\mu_n^2\,\tau); \quad A'_n = A_n\,\mu_n;$$

x – расстояние расчетного сечения пласта от уреза воды в канале;

$M(x,\tau)$ и $Mq(\tau)$ – табулированные функции, значение которых приведены в работе Рудакова (1987).

При непроницаемости границы пласта $x = L$ (рисунок 7.4, в) формулы для расчета ожидаемого подъема уровня грунтовых вод и расхода

фильтрации из канала имеют вид (Васильев и др., 1970)

$$\Delta h(x,t) = \Delta h_0\left[1 - N(\bar{x},\tau)\right], \tag{7.37}$$

$$Q'_{ф} = \frac{k(m_1 + h_0)(m_1 + h_0 - h_e)}{L}\left[Nq(\tau)\right], \tag{7.38}$$

где $N(\bar{x},\tau)$ и $Nq(\tau)$ – табулированные функции, значения которых приводятся в работе Рудакова (1987).

При длительной эксплуатации канала с постоянным уровнем воды в нем величина повышения уровня грунтовых вод, вызванного подпором, асимптотически стремится к предельным во времени (конечным) значениям Δh_k. В случае полуограниченного пласта (рисунок 7.4, а) и при непроницаемости границы пласта-полосы $x = L$ (рисунок 7.4, в) в пределе имеем $\Delta h_k = \Delta h_0$. В пласте-полосе с обеими проницаемыми границами (рисунок 7.4, б) Δh_k рассчитывается по формуле

$$\Delta h_k = \Delta h_0 \frac{(L - x)\,\mathrm{th}(b_0/m_1)}{L \cdot \mathrm{th}(b_0/m_1) + m_1}. \tag{7.39}$$

7.5. Равномерное напорное движение в трещинах противофильтрационных облицовок

Исследованиями фильтрации через трещины противофильтрационных облицовок занимались С.Г. Хлебников, М.Р. Разумовская, Р.М. Горбачев и другие. Г.М. Ломизе (1951) были проведены исследования гидравлики горизонтальных трещин бетонных конструкций гидротехнических сооружений.

Задача напорного движения в трещинах облицовки рассмотрена в гидравлической постановке также в работе (Косиченко, Полубедов, 1999), которая приводится ниже.

Установившееся движение жидкости через сквозную вертикальную трещину облицовки можно считать равномерным. В этом случае можно воспользоваться известным в гидравлике уравнением равновесия жидкости.

Рассмотрим элемент бетонной облицовки, содержащий сквозную вертикальную трещину (рисунок 7.5).

При этом предполагается, что движение является установившимся напорным. Стенки трещины будем считать параллельными плоскими. Обозначим через δ_0 толщину облицовки, а через δ – ширину раскрытия трещины. Выделим столб жидкости abcd в трещине и укажем силы, действующие на него.

Сила гидростатического давления, действующая на столб жидкости в трещине сверху будет равна

$$P_1 = p_1 \delta. \tag{7.40}$$

Сила гидростатического давления, действующая на столб жидкости в трещине снизу будет равна

$$P_2 = p_2 \delta . \qquad (7.41)$$

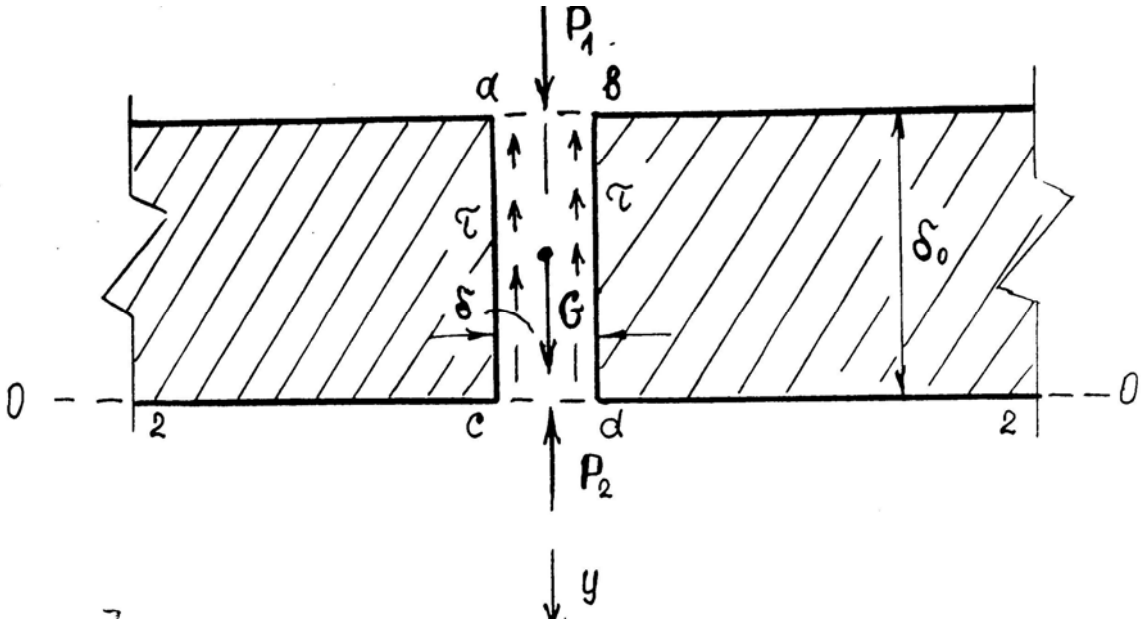


Рисунок 7.5 — Расчетная схема выделенного элемента бетонной облицовки

В зависимостях (7.40) и .(7.41) p_1 и p_2 – гидростатические давления в соответствующих сечениях трещины.

Силу тяжести столба жидкости $abcd$ найдем по формуле

$$G = \rho g \delta_0 \delta . \qquad (7.42)$$

Сила трения, возникающая на боковой поверхности трещины при движении в ней жидкости, равна

$$T = \tau \chi \delta_0 , \qquad (7.43)$$

где τ – среднее касательное напряжение трения на стенке;

χ – смоченный периметр.

Составим уравнение равновесия столба жидкости в проекциях на ось Y

$$P_1 - P_2 + G - T = 0 . \qquad (7.44)$$

Подставив выражения (7.41) – (7.43) в выражение (7.44), получим

$$p_1 \delta - p_2 \delta + \rho g \delta_0 \delta - \tau \chi \delta_0 = 0 \qquad (7.45)$$

Разделив выражение (3.45) на $\rho g \delta$, будем иметь

$$\frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g} + \delta_0 = \frac{\tau \chi \delta_0}{\rho g \delta} . \qquad (7.46)$$

Запишем для сечения 1-1 и 2-2 (рисунок 7.5) уравнение Бернулли относительно плоскости сравнения О-О

$$\delta_0 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha \nu_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha \nu_1^2}{2g} + h, \qquad (7.47)$$

где h – потери напора вдоль трещины.

Учитывая, что для равномерного движения $\nu_1 = \nu_2$ выражение (7.47) можно записать в виде

$$\delta_0 + \frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g} = h. \qquad (7.48)$$

Так как, левые части выражений (7.46) и (7.48) равны, то равны и их правые части, т.е.

$$h = \frac{\tau \chi \delta_0}{\rho g \delta} = \frac{\tau \delta_0}{\rho g R}, \qquad (7.49)$$

где $R = \delta/\chi = \delta/2$ – гидравлический радиус.

Из выражения (7.49) несложно получить выражение для расчета касательного напряжения трения при равномерном движении жидкости в сквозной вертикальной трещине облицовки канала

$$\tau = \rho g I R, \qquad (7.50)$$

где $I = h/\delta_0$ – гидравлический градиент потерь напора.

Рассмотрим эпюру скоростей равномерно движущейся жидкости через трещину с гладкими стенками (рисунок 7.6). В этом случае смоченный периметр равен $\chi = 2 \cdot l$, а площадь живого сечения $\omega = x \cdot l$. Тогда гидравлический радиус можно рассчитать по формуле

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{xl}{2l} = \frac{x}{2}, \qquad (7.51)$$

где l – длина трещины; x – проекция ширины раскрытия трещины на ось X.

Подставляя выражение (7.51) в (7.50), получим уравнение равномерного движения жидкости в виде

$$\tau = \rho g I \frac{x}{2}. \qquad (7.52)$$

Касательное напряжение трения на стенке трещины при ламинарном движении жидкости описывается законом Ньютона

$$\tau = -\mu \frac{du}{dx}, \qquad (7.53)$$

где μ – коэффициент вязкости жидкости; du/dx – градиент скорости.

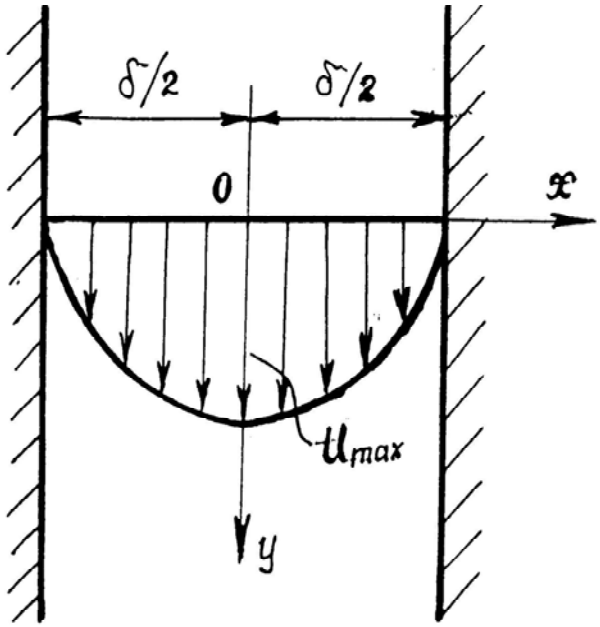


Рисунок 7.6 — Эпюра скоростей равномерного движения жидкости через вертикальную трещину с гладкими стенками

Приравнивая правые части выражений (7.52) и (7.53), получим

$$\rho g I \frac{x}{2} = -\mu \frac{du}{dx}, \tag{7.54}$$

откуда следует, что $$du = -\frac{\rho g}{2\mu} I x\, dx. \tag{7.55}$$

После интегрирования будем иметь выражение

$$u = -\frac{\rho g}{4\mu} I x + C. \tag{7.56}$$

Из эпюры скоростей (рисунок 7.6) видно, что при $x = \delta/2$ скорость жидкости $u = 0$. Тогда постоянная интегрирования будет равна

$$C = -\frac{\rho g}{4\mu} I \frac{\delta^2}{4}. \tag{7.57}$$

Сделав подстановку (7.57) в (7.58), получим параболический закон изменения скоростей по длине трещины вдоль оси Y

$$u = -\frac{\rho g}{4\mu} I \left[\left(\frac{\delta}{2} \right)^2 - x^2 \right]. \tag{7.58}$$

Из (7.58), приняв $x = 0$, определим максимальную скорость жидкости по середине трещины

$$u_{max} = -\frac{\rho g}{4\mu} I \frac{\delta^2}{4}. \qquad (7.59)$$

Элементарный расход через малый элемент площади ds определяется по формуле $dq = u\,ds$ (7.60)

Подставив (7.58) в (7.60) и проинтегрировав полученное выражение, будем иметь

$$q = -\frac{\rho g}{4\mu} I \int_{-\delta 12}^{+\delta 12} \left[\left(\frac{\delta}{2} \right)^2 - x^2 \right] dx. \qquad (7.61)$$

После окончательного интегрирования (7.61), получим формулу для расчета удельного расхода через сквозную вертикальную трещину облицовки

$$q_{тр} = \frac{\rho g}{24\mu} \delta^3 I. \qquad (7.62)$$

С помощью зависимости (7.62) несложно получить формулу для расчета средней скорости движения жидкости через вертикальную трещину

$$\nu = -\frac{\rho g}{24\mu} \delta^2 I. \qquad (7.63)$$

При ламинарном режиме средняя скорость движения жидкости через трещину может быть определена, как

$$\nu = \mathrm{Re} \frac{2\upsilon}{\delta} = \mathrm{Re} \frac{2\mu}{\rho \delta}, \qquad (7.64)$$

где $\upsilon = \mu / \rho$ – кинематический коэффициент вязкости жидкости;

ρ – плотность жидкости; Re – число Рейнольдса.

Приравнивая правые части зависимостей (3.63) и (3.64), получим

$$\mathrm{Re} \frac{2\mu}{\rho \delta} = \frac{\rho g}{24\mu} \delta^2 I = \frac{\rho g}{24\mu} \delta^2 \frac{h}{\delta_0}. \qquad (7.65)$$

Потери напора по длине трещины вдоль оси Y можно найти как

$$h = \lambda \frac{2\delta_0}{\delta} \frac{\upsilon^2}{2g}. \qquad (7.66)$$

Подставляя (7.66) в (7.65) и проводя некоторые математические преобразования, получим окончательную формулу для расчета коэффициента гидравлического сопротивления

$$\lambda = \frac{12}{\mathrm{Re}}. \qquad (7.67)$$

При ламинарном движении жидкости через трещину облицовки с шероховатыми стенками струйки потока будут испытывать искривления траекторий движения. Вследствие этого будет происходить удлинение траекторий движения струек. Осредненная по живому сечению удлиненная тра-

ектория движения струек согласно Г.М. Ломизе (1951) определяется как

$$L = \delta_0 \left[1 + 6 \left(\frac{e}{\delta} \right)^{1,5} \right], \tag{7.68}$$

где e/δ – относительная шероховатость.

Гидравлический градиент в этом случае равен

$$I' = \frac{h}{L} = \frac{h}{\delta_0 \left[1 + 6 \left(\frac{e}{\delta} \right)^{1,5} \right]} = \frac{I}{\left[1 + 6 \left(\frac{e}{\delta} \right)^{1,5} \right]}. \tag{7.69}$$

Подставляя зависимость (7.69) в (7.62), получим формулу для расчета удельного фильтрационного расхода при ламинарном движении жидкости для сквозных вертикальных трещин с шероховатыми стенками

$$q_{тр} = \frac{\rho g}{24\mu} \delta^3 I \frac{1}{1 + 6 \left(\frac{e}{\delta} \right)^{1,5}}. \tag{7.70}$$

Учитывая, что на практике противофильтрационные облицовки оросительных каналов укладываются непосредственно на грунт основания, представляет значительный интерес оценка водопроницаемости трещин облицовок с учетом влияния подстилающего основания.

Рассмотрим задачу по расчету удельного фильтрационного расхода через сквозную вертикальную трещину в облицовке с учетом проницаемости подстилающего основания. Решение такой задачи проведем с помощью метода фрагментов. В качестве I фрагмента выделим равномерное ламинарное движение фильтрационного потока через трещину облицовки (рисунок 7.7).

В этом случае для расчета расхода можно использовать полученную формулу (7.62). Гидравлический градиент напора для данной схемы будет равен

$$I = \frac{h_0 + \delta_0 - h_x}{\delta_0}, \tag{7.71}$$

где h_0 – глубина воды в канале; h_x – напор воды по границе раздела облицовки и подстилающего основания в месте расположения трещины.

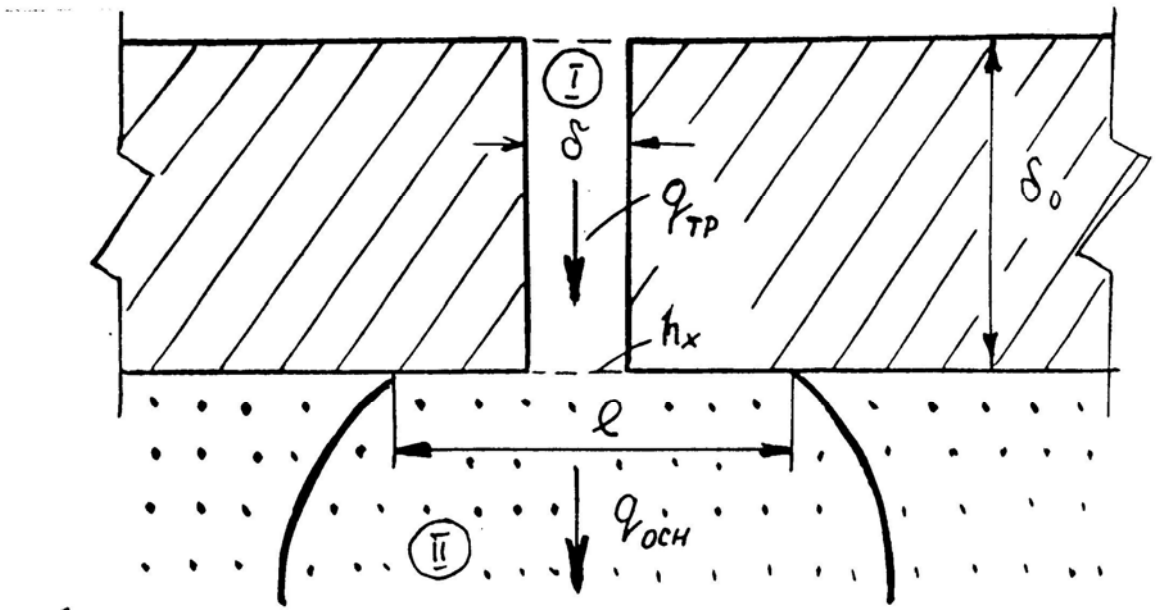


Рисунок 7.7 — Расчетная схема облицовки при наличии сквозной вертикальной трещины с учетом проницаемости подстилающего основания

Тогда выражение (7.62) с учетом (7.71) можно записать в виде

$$q_{тр} = \frac{\rho g}{24\mu}\delta^3 \frac{h_0 + \delta_0 + h_x}{\delta_0}. \qquad (7.72)$$

Рассмотрим II фрагмент. При расчете фильтрационного расхода через подстилающее основание воспользуемся точным решением Ю.М. Косиченко (1982) напорно-безнапорной фильтрации из щели в бесконечность

$$q_{осн} = \frac{k\pi(h_x + H_к)}{Arsh\left(\frac{1}{\sqrt{\alpha - 1}}\right)}, \qquad (7.73)$$

где α – параметр, определяемый из уравнения вида $F_1(\alpha) = \frac{\delta}{h_x + H_к}$;

h_k – высота капиллярного поднятия воды в грунте основания;

$H_к$ – высота капиллярного вакуума в грунте основания.

Приравнивая расходы двух фрагментов в силу неразрывности потока, найдем неизвестный напор по границе раздела облицовки и подстилающего основания в месте расположения трещины.

$$h_x = \frac{g\delta^3(h_0 + \delta_0)Arsh(1/\sqrt{\alpha - 1}) - 24\upsilon\delta_0 k\pi H_к}{g\delta^3 Arsh(1/\sqrt{\alpha - 1}) - 24\upsilon\delta_0 k\pi}. \qquad (7.74)$$

Расчетные зависимости для определения удельного фильтрационного расхода через сквозную вертикальную трещину в облицовке с учетом проницаемости подстилающего основания (7.72) – (7.74) являются теоретиче-

скими, и поэтому с целью оценки их достоверности проведем сопоставление результатов расчета с данными натурных наблюдений.

Для сопоставления используем данные натурных наблюдений на МК Заволжской ОС Волгоградской области на ПК 119 (Алимов, 1980), имеющим бетонную облицовку. Расчеты произведем при следующих данных: глубина воды в канале h_0 = 3,11 м; толщина облицовки δ_0 = 0,10 – 0,12 м; ширина канала по дну b = 3 м; коэффициент заложения откоса m = 1,5; коэффициент фильтрации грунта основания $k_{гр}$ = 10^{-3} см/с; коэффициент фильтрации облицовки $k_{обл}$ = 10^{-6} см/с.

Результаты расчета удельного фильтрационного расхода через сквозную вертикальную трещину в облицовке с учетом проницаемости подстилающего основания по теоретическим зависимостям (7.72) – (7.74) приведены в таблице 7.4.

При выполнении расчетов рассматривался участок канала бетонной облицовки протяженностью 1 км. При этом предполагалось, что трещины расположены через каждый 1 м длины.

Таблица 7.4 — Сопоставление расчетных и натурных значений удельного фильтрационного расхода для бетонной облицовки канала

Канал	Расчетные данные				Натурные данные, л/с ·км	Расхождение расчетных данных от натурных, %
	удельный расход через одну трещину, л/с ·м	суммарный расход через N трещин, л/с ·км	удельный расход через облицовку без трещин, л/с ·км	общий расход фильтрации, л/с ·км		
МК Заволжской ОС Волгоградской области (ПК56 – ПК 119)	$2{,}72 \cdot 10^{-2}$	27,20	2,77	29,97	32,00	6,3

Анализ данных, представленных в таблице 7.4, показывает, что расхождение расчетного и натурного значений удельного фильтрационного расхода для канала в бетонной облицовке при наличии в нем сквозных вертикальных трещин с учетом проницаемости подстилающего основания не превышает 6,3 %.

7.6. Водопроницаемость противофильтрационных облицовок каналов

Как показали многочисленные натурные исследования, проведенные Волгогипроводхозом, Средазгипроводхлопком, УкрНИИГиМом, Укргипроводхозом, ЮжНИИГиМом и другими организациями (Алтунин и др., 1988), результаты которых представлены в таблице 7.5, противофильтрационные облицовки оросительных каналов, в том числе даже с пленочными экранами, не могут рассматриваться водопроницаемыми. В той или иной степени через них происходят определенные фильтрационные утечки воды. Это вызвано вероятностью появления различных дефектов и повреждений в противофильтрационной облицовке, как в процессе строительства, так и при эксплуатации оросительных каналов. Следует учитывать, что в производственных условиях не всегда можно обеспечить качественное устройство облицовки, надежную герметизацию деформационных швов и соединение отдельных полотнищ пленки.

Теоретическим и экспериментальным исследованиям водопроницаемости противофильтрационных облицовок и конструкций посвящены работы А.Г. Алимова (1982), Н.Н. Веригина (1949, 1970), Р.М. Горбачева (1973), Ю.М. Косиченко (1983), В.П. Недриги (1976) и др.

Для оценки противофильтрационной эффективности облицовок и расчета потерь на фильтрацию из облицованных каналов целесообразно использовать наиболее универсальную характеристику их водопроницаемости — осредненный коэффициент фильтрации облицовки, величина которого зависит от параметров канала и облицовки, свойств облицовки (водопроницаемости материала защитного покрытия и поврежденности облицовки) и грунтовых условий основания (Косиченко, 1983)

$$k'_{обл} = \frac{Q_{обл}\delta_0}{(h_0 + \delta_0)F_0}; \qquad Q_{обл} = \sum_{i=1}^{n} q_{0i}, \tag{7.75}$$

где $k'_{обл}$ – осредненный коэффициент фильтрации облицовки;

$Q_{обл}$ – фильтрационный расход через облицовку на площади F_0;

δ_0 – толщина облицовки; h_0 – глубина воды над облицовкой;

F_0 – площадь облицовки; q_0 – единичный фильтрационный расход через отдельные дефекты и повреждения облицовки.

Таблица 7.5 — Натурные данные фильтрационных потерь из каналов и осредненных значений коэффициентов фильтрации облицовок

Наименование канала	Тип облицовки	Фильтрационные потери, л/(сут·м^2)	Коэффициент фильтрации облицовки $k_{обл}$, 10^{-6} см/с	Организация проводившая исследования	Год наблюдений
Магистральный канал Большой Волгоградской ОС	бетонопленочная сборно-монолитная	54-140	1,50-3,70	Волгогипроводхоз	1975-1978
Каршинский магистральный канал (головная часть)	бетонопленочная сборно-монолитная	84,7-127,8	2,72-4,11	Средазгипроводхлопок	1972-1973
	монолитная	29,6-161,9	2,42-13,40		
Канал ЛКХ-1 Прохладненской ОС КБ АССР	бетонопленочная монолитная	5,8-6,6	1,02-1,94	УкрНИИГиМ	1972
Канал ЮР-18-1 в Голодной степи	бетонопленочная сборно-монолитная	2,95-4,46	0,35-0,54	Средазгипроводхлопок	1972-1973
Большой Ставропольский канал (III очередь)	бетонопленочная сборно-монолитная	11,3-45,3	0,61-3,00	ЮжНИИГиМ Севкавгипроводхоз	1981-1983
Канал I-X-I Кисловской ОС Волгоградской обл.	бетонопленочная сборная	16-20	2,90-3,76	Волгогипроводхоз	1971-1974
Распределительный канал Бг-Р-7 Багаево-Садковской ОС Ростовской обл.	бетонопленочная сборная	2,75-39,83	2,94-8,66	ЮжГИИГиМ	1985
Куйбышевский обводнительно-оросительный канал	грунтопленочная	4,06	1,67	ВНИИГиМ	1978
Магистральный канал Завол-жской ОС Волгоградской обл.	железобетонная сборно-монолитная	32-100	4,5-8,3	Волгогипроводхоз	1975-1978
Каналы 2X-2-1, 3X-11, 4X-1, 2X-8, 1X-6 Кисловской ОС	бетонная монолитная	25-84	4,6-14,6	Волгогипроводхоз	1971-1974

Приведем основные расчетные формулы для определения осредненных коэффициентов фильтрации различных типов облицовок с учетом характера повреждений. В качестве основных видов повреждений принимаем узкие протяженные щели и круглые отверстия (Косиченко, Бородин, 1984). Расчетные схемы грунтопленочных экранов и бетонопленочных облицовок при наличии щелей в пленочном экране приведены на рисунке 7.8.

Осредненный коэффициент фильтрации грунтопленочного экрана при наличии щелей в пленочном элементе (рисунок 7.8, а), расположенного на более проницаемом основании с соотношением коэффициентов фильтрации подстилающего основания и защитного слоя $k_1/k_2 > 10$, определяется по зависимости (Косиченко, 1983)

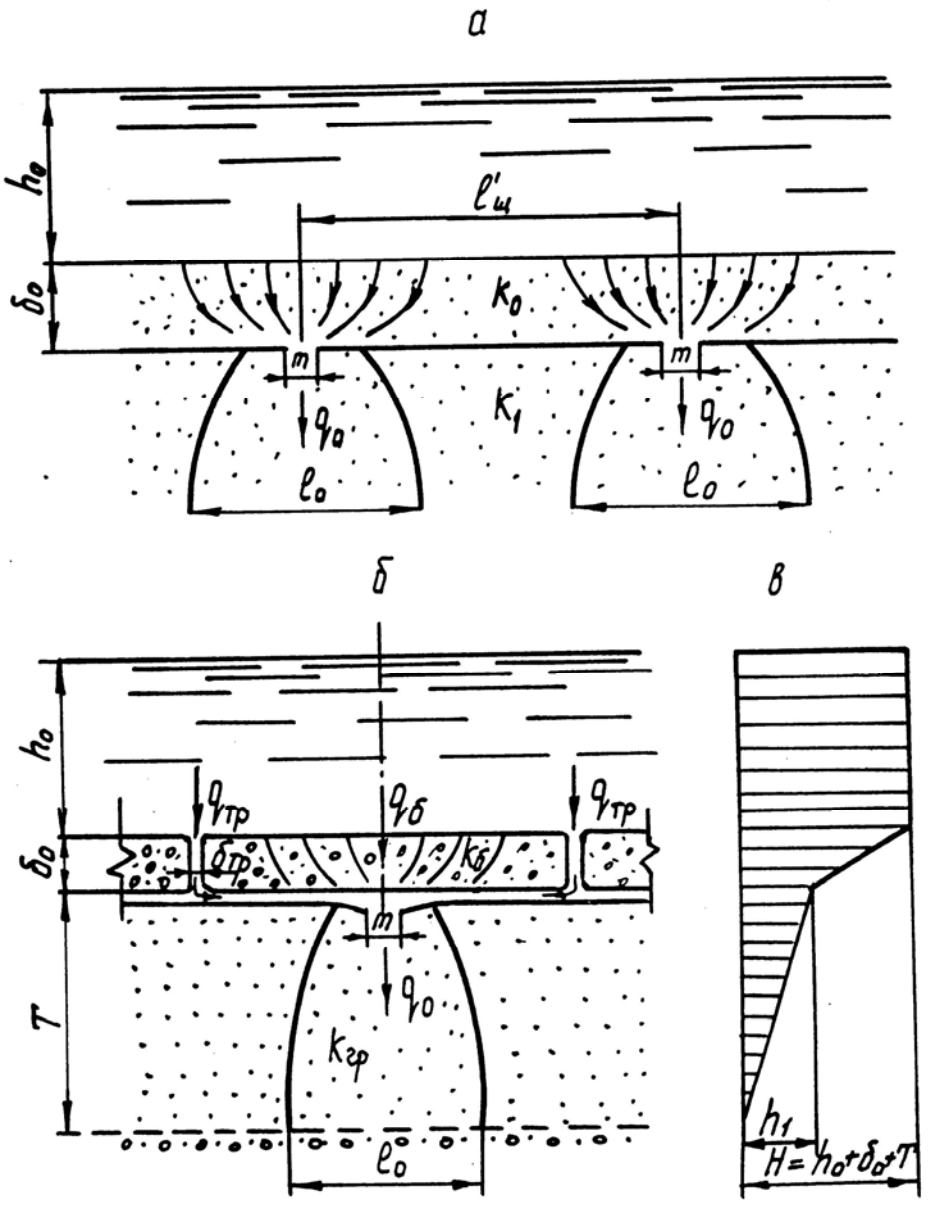


Рисунок 7.8 — Расчетные схемы фильтрации через противофильтрационные экраны и облицовки

а – грунтопленочные; б – бетонопленочные;

в – эпюра пьезометрического напора по оси повреждения пленочного экрана

$$k'_{обл} = \pi k_0 \frac{\delta_0}{F_0} \cdot \frac{n \cdot \bar{l}_щ}{ln(16\delta_0/\pi\bar{m})}, \qquad (7.76)$$

где k_0 – коэффициент фильтрации грунта защитного слоя; n – число нарушений пленочного экрана; $\bar{l}_щ$, $\bar{m}$ – среднестатистические значения длины и ширины щели в пленочном экране.

В случае учета проницаемости основания при $k_1/k_0 \le 10$ осредненный коэффициент фильтрации экрана находится по зависимостям (Косиченко, 1983)

$$k'_{обл} = \pi k_0 \frac{\delta_0(h_0 + \delta_0) - h_1}{(h_0 + \delta_0)F_0} \cdot \frac{n \cdot \bar{l}_щ}{ln(16\delta_0/\pi\bar{m})}, \qquad (7.77)$$

$$h_1 = \frac{\sigma(h_0 + \delta_0)\,\mathrm{Arch}(2l_0/\pi\bar{m}) - H_k ln(16\delta_0/\pi\bar{m})}{\sigma\,\mathrm{Arch}(2l_0/\pi\bar{m}) + ln(16\delta_0/\pi\bar{m})}, \qquad (7.78)$$

где $\sigma = k_0/k_1$; $l_0 = \beta(h_0 + \delta_0 + H_k)$; h_1 – осредненный пьезометрический напор в месте щели пленочного экрана; l_0 – ширина растекания фильтрационного потока под экраном; β – коэффициент бокового растекания фильтрационного потока, назначаемый от 0,5 до 1,5; H_k – высота капиллярного вакуума грунта, принимаемая равной $H_k = (0{,}5 - 0{,}7)h_k$; h_k – высота капиллярного поднятия воды в грунте.

При наличии отверстий в пленочном элементе осредненный коэффициент грунтопленочного экрана, расположенного на более проницаемом основании, определяется по формуле

$$k'_{обл} = \pi^2 k_0 \frac{\delta_0}{F_0} \cdot \frac{n \cdot \bar{r}_0}{ln(8\delta_0/\pi\bar{r}_0)}, \qquad (7.79)$$

где $\bar{r}_0$ – среднестатистический радиус отверстия в пленочном экране.

С учетом проницаемости основания при наличии в пленочном экране отверстий расчетная формула принимает вид

$$k'_{обл} = \pi^2 k_0 \frac{\delta_0(h_0 + \delta_0 - h_1)}{(h_0 + \delta_0)F_0} \cdot \frac{n \cdot \bar{r}_0}{ln(8\delta_0/\pi\bar{r}_0)}, \qquad (7.80)$$

$$h_1 = \frac{\pi^2\sigma(h_0 + \delta_0) - 4H_k ln(8\delta_0/\pi\bar{r}_0)}{\pi^2\sigma + 4ln(8\delta_0/\pi\bar{r}_0)}; \qquad (7.81)$$

$$\sigma = k_0/k_1 .$$

Осредненный коэффициент фильтрации бетонопленочной облицовки (рисунок 7.8, б) рассчитывается по следующим формулам (Косиченко, 1983)

для сборной бетонопленочной облицовки

$$k'_{обл} = \frac{\pi k_1 n(h_0 + \delta_0 + H_k)\delta_0 \bar{l}_{щ}}{(h_0 + \delta_0)F_0 \, Arsh(1/\sqrt{\alpha - 1})}; \qquad (7.82)$$

для монолитной бетонопленочной облицовки

$$k'_{обл} = \frac{\delta_0(h_0 + \delta_0 + h_1)}{(h_0 + \delta_0)F_0}(А + Б); \qquad (7.83)$$

$$h_1 = \frac{А(h_0 + \delta_0) + Б(h_0 + \delta_0) - СТ}{А + Б + С}, \qquad (7.84)$$

где $А, Б, С$ – параметры, определяемые по зависимостям, приведенным в таблице 7.6; $Т$ – мощность подстилающего облицовку основания до границы более проницаемого слоя; α – параметр, определяемый подбором из уравнения вида $F_1(\alpha) = \overline{m}/(h_0 + H_k)$, представленного в табулированном виде в таблице 7.7.

Таблица 7.6 — Параметры $А, Б, С$ для расчета водопроницаемости бетонопленочных облицовок

Элемент облицовки	Характер нарушений	Расчетные формулы	Условные обозначения
1	2	3	4
Бетонное покрытие	Гладкие трещины	$А = \frac{\gamma}{12\mu} \cdot \frac{1}{\delta_0} \sum_{i=1}^{n_1} \delta_{тр_i}^3 l_{тр_i}$	
	Трещины с шероховатыми стенками	$А = \frac{\gamma}{12\mu} \cdot \frac{1}{\delta_0} \sum_{i=1}^{n_1} \frac{\delta_{тр_i}^3 l_{тр_i}}{1 + 6\left(\frac{e_i}{\delta_{тр_i}}\right)^{1,5}}$	

Продолжение таблицы 7.6

1	2	3	4
	Заколь мати-рован-ные тре-щины	$A = \frac{k_{кол}}{\delta_0} \sum_{i=1}^{n_1} \delta_{тр_i} l_{тр_i}$	
Плен-очный экран	Щели в эк-ране	$Б = 2h_0 \frac{k_б}{\delta_0} \sum_{i=1}^{n_2} (l_{щ_i} + 2h_0)$	$l_0 = \beta(h_1 + H_k)$ $\beta = 0{,}5 \div 1{,}5$
		$C = \pi k_{гр} \sum_{i=1}^{n_2} \frac{l_{щ_i}}{\mathrm{Arch}\left(\mathrm{ch} \frac{\pi T}{l_0} \Big/ \sin \frac{\pi m_i}{2l_0} \right)}$	
Плен-очный экран	Отвер-стие в экране	$Б = \pi \frac{k_б}{\delta_0} \sum_{i=1}^{n_2} (r_{0i} + 2h_0)^2$	$R = \frac{1}{2}\beta(h_0 + H_k)$
		$C = \pi k_{гр} \sum_{i=1}^{n_2} \frac{r_{0i}}{\mathrm{Arch}\left(\mathrm{ch} \frac{\pi T}{2R} \Big/ \sin \frac{\pi r_{0i}}{2R} \right)}$ $\mathrm{ch} \frac{\pi \delta_0}{2R} \Big/ \sin \frac{\pi r_0}{2R} = \mathrm{ch} \frac{\pi^2 (h_0 + \delta_0)}{4h_0}$	

$$Б = 2h_0 \frac{k_б}{\delta_0} \sum_{i=1}^{n_2} (l_{щ_i} + 2h_0)$$

Таблица 7.7 — Значения функции $F_1(\alpha) = \frac{m}{h_1 + H_k}$

α	$F_1(\alpha)$	α	$F_1(\alpha)$
1	**2**	**3**	**4**
1,0000001	0,000046	1,30	0,482
1,0000005	0,000113	1,40	0,601
1,000001	0,000167	1,50	0,714

Продолжение таблицы 7.7

1	2	3	4
1,000005	0,000419	1,60	0,823
1,00001	0,000624	1,70	0,927
1,00002	0,000933	1,80	1,028
1,00005	0,00159	1,90	1,126
1,0001	0,00240	2,00	1,221
1,0002	0,00364	3,00	2,068
1,0005	0,00633	4,00	2,790
1,001	0,00971	5,00	3,433
1,005	0,0269	6,00	4,020
1,01	0,0424	7,00	4,564
1,05	0,128	8,00	5,074
1,10	0,211	9,00	5,555
1,15	0,285	10,00	6,013
1,20	0,354		

Для оценки водопроницаемости бетонных и железобетонных облицовок с трещинами и разрушенными швами предварительно устанавливают режим движения фильтрационного потока по характерному N_1 и критическому $Re_{н.кр}$ значениям числа Рейнольдса в соответствии с формулами Г.М. Ломизе (1951)

$$N_1 = 600\left[1 - 0{,}96\left(e/\delta_{тр}\right)^{0,4}\right]^{1,5}; \qquad (7.85)$$

$$Re_{н.кр} = 6{,}72\left[1 + 6\left(e/\delta_{тр}\right)^{1,5}\right]\left[1 - 4{,}8\,lq\left(e/\delta_{тр}\right)\right],$$

где e – высота выступов шероховатости трещины;

$\delta_{тр}$ – ширина раскрытия трещины.

При выполнении условия $Re < Re_{н.кр}\,(Re_{н.кр} > N_1)$ движение является ламинарным, а при $Re > Re_{н.кр}\,(Re_{н.кр} = N_1)$ — турбулентным.

Число Рейнольдса вычисляется по зависимости

$$Re = V\delta_{тр}/\nu,$$

где V – скорость фильтрации в трещине, $V = q_{тр}/\delta_{тр}$; q - удельный расход через трещину, определяемый по зависимостям Г.М. Ломизе (1951); ν – кинематический коэффициент вязкости.

Ламинарный режим движения потока через трещину облицовки, как правило, наблюдается при ширине ее раскрытия $\delta_{тр} < 0{,}1$ см, а турбулентный режим — при $\delta_{тр} > 0{,}1$ см (Алтунин и др., 1988).

Расчет осредненного коэффициента фильтрации бетонных и железо-

бетонных облицовок при ламинарном режиме движения ($\delta_{тр} < 0{,}1$ см) производим по зависимостям

для трещин с гладкими стенками

$$k'_{обл} = \frac{\gamma}{12\mu F_0} n \cdot \bar{\delta}_{тр}^3 \bar{l}_{тр}; \qquad (7.86)$$

для трещин с шероховатыми стенками

$$k'_{обл} = \frac{\gamma}{12\mu F_0} \cdot \frac{n \cdot \bar{\delta}_{тр}^3 \bar{l}_{тр}}{1 + 6\left(\frac{\bar{e}}{\delta_{тр}}\right)^{1,5}}, \qquad (7.87)$$

где γ – удельный вес воды; μ – динамический коэффициент вязкости; $\bar{\delta}_{тр}$ – средняя ширина раскрытия трещины; $\bar{l}_{тр}$ – средняя длина трещины; $\bar{e}$ – средняя высота выступа шероховатости стенок трещин.

Осредненный коэффициент фильтрации облицовки при турбулентном режиме движения ($\delta_{тр} > 0{,}1$ см) определяется по формулам

для трещин с гладкими стенками

$$k'_{обл} = 4{,}7\bar{\delta}_{тр}\sqrt{\frac{q^4}{\nu}\bar{\delta}_{тр}^5\left(\frac{\delta_0}{h_0 + \delta_0}\right)^3}\,\frac{n \cdot \bar{l}_{тр}}{F_0}; \qquad (7.88)$$

для трещин с шероховатыми стенками

$$k'_{обл} = \bar{\delta}_{тр}\sqrt{q\frac{\delta_0}{h_0 + \delta_0}\bar{\delta}_{тр}}\left(2{,}6 + 5{,}1 \cdot lq\frac{\bar{\delta}_{тр}}{2 \cdot \bar{e}}\right)\frac{n \cdot \bar{l}_{тр}}{F_0}, \qquad (7.89)$$

где ν – кинематический коэффициент вязкости.

Для приближенной оценки водопроницаемости закольматированных трещин и разрушенных швов используется следующая зависимость

$$k'_{обл} = k_{кол} \cdot n \cdot \bar{\delta}_{тр} \cdot \frac{\bar{l}_{тр}}{F_0}, \qquad (7.90)$$

где $k_{кол}$ – коэффициент фильтрации материала кольматирующего слоя.

На основании обобщения натурных данных и результатов расчета оптимальных значений автором (Косиченко, 1988) предложены значения осредненных коэффициентов фильтрации различных типов облицовок (таблица 7.8), которыми рекомендуется пользоваться при расчетах на стадии проектирования облицованных каналов с целью выбора наиболее целесообразного технико-экономического варианта.

В работах (Поляков, 1993; Косиченко, Щедрин, 1996) предложен расчет водопроницаемости противофильтрационных облицовок с учетом случайного характера повреждений.

При эксплуатации каналов в начальный период и в условиях значительных колебаний уровней воды фильтрация через единичные повреждения экрана происходит с неполным заполнением пор и неустановившимся характером движения. И.А. Печенежской (1998) разработана гидродинамическая модель неустановившейся фильтрации через щель пленочного экрана с учетом неполного влагонасыщения и капиллярного растекания в подэкрановом основании. С этой целью также предложено использовать уравнение Фурье.

Таблица 7.8 — Допустимые значения коэффициентов фильтрации различных типов противофильтрационных облицовок

Тип облицовок	Осредненный коэффициент фильтрации облицовки $k'_{обл}$, 10^{-6} см/с
Грунтопленочные	0,3 – 1,5
Бетонопленочные монолитные	0,3 – 0,5
Бетонопленочные сборно-монолитные	0,5 – 1,0
Бетонопленочные сборные	1,0 – 1,5
Железобетонные монолитные	0,7 – 3,5
Железобетонные сборно-монолитные	3,5 – 4,5
Железобетонные сборные	4,5 – 7,0
Бетонные монолитные	0,9 – 5,0
Бетонные сборные	5,0 – 10,0
Грунтовые (глинистые)	0,1 – 1,0
Асфальтобетонные	1,0 – 5,0

7.7. Расчет фильтрации из облицованных каналов

Применение противофильтрационных облицовок рекомендуется в том случае, когда ожидаемые фильтрационные потери больше допустимых потерь и фильтрация из канала сопровождается подъемом уровня грунтовых вод, вызывающих подтопление и засоление орошаемых земель.

Противофильтрационные облицовки должны обеспечивать снижение уровней грунтовых вод ниже поверхности земли на величину критической глубины в зависимости от типа грунтов. Предельная величина подъема уровней грунтовых вод относительно поверхности земли должна составлять для несвязных (песчаных) грунтов 1,0 м, для суглинистых – 3,0 м, для глинистых – 5,0 м (Алтунин и др., 1988).

Фильтрация из каналов с облицовкой при соблюдении неравенства

$$\frac{k}{k'_{обл}} > \frac{h_0 + \delta_0 + H_k}{\delta_0}, \qquad (7.91)$$

согласно Васильева и др.(1970) происходит с неполным заполнением пор

зоны аэрации под облицовкой (так называемая капельная фильтрация) и, наоборот, когда неравенство не выполняется, промачивание грунтов зоны аэрации происходит с полным заполнением пор.

В зависимости (7.91) приняты следующие обозначения: k – коэффициент фильтрации грунта основания; $k'_{обл}$ – осредненный коэффициент фильтрации облицовки; h_0 – глубина наполнения канала; δ_0 – толщина облицовки; H_k – высота капиллярного вакуума грунта, принимаемая равной $H_k = (0{,}5 - 0{,}7)h_k$; h_k – полная высота капиллярного поднятия воды в грунте, определяемая по таблице 7.1.

Рассмотрим теперь вывод гидравлической формулы для определения потерь на фильтрацию из канала с экраном (облицовкой), которая получена Н.Н. Веригиным и С.В. Васильевым (1970). Расчетная схема приведена на рисунке 7.9. Толщину экрана (облицовки) принимаем в общем случае различной по дну δ_0 и на откосах канала $\delta'_0 (\delta_0 \neq \delta'_0)$.

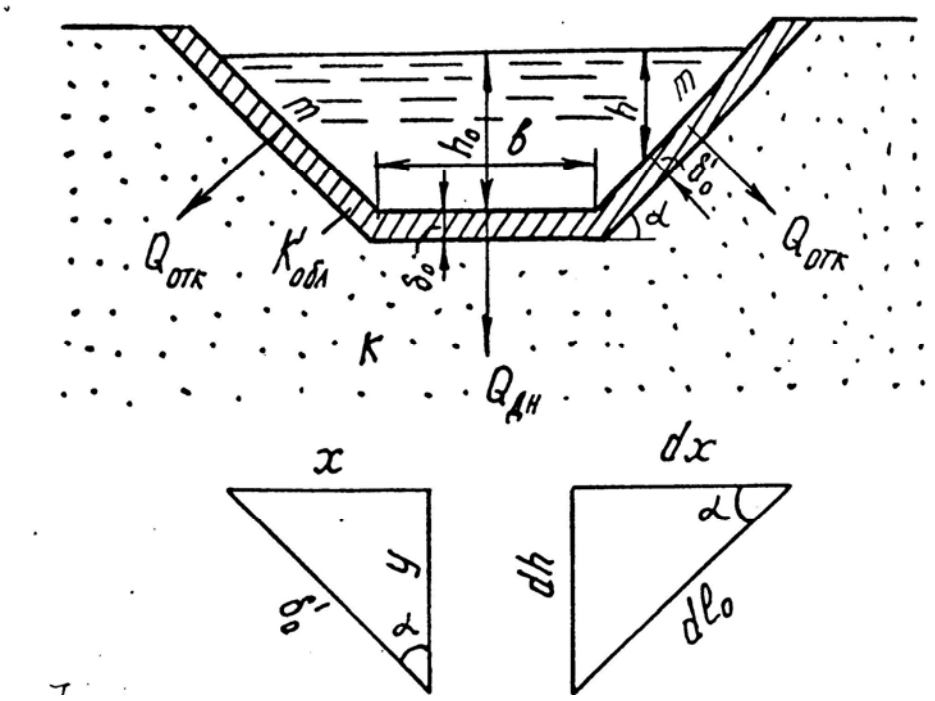


Рисунок 7.9 — Схема к выводу зависимости расхода фильтрации из канала с экраном (облицовкой)

Фильтрация из канала предполагается, удовлетворяющей условию (7.91), т.е. происходит с неполным заполнением пор зоны аэрации под облицовкой.

В соответствии с принятой расчетной схемой общий фильтрационный расход из канала с экраном (облицовкой) будет

$$Q_ф = Q_{дн} + 2Q_{отк}, \qquad (7.92)$$

где $Q_{дн}$ – расход фильтрации через дно канала;

$Q_{отк}$ – расход фильтрации через откос канала.

Фильтрационный расход через дно канала найдем по формуле

$$Q_{дн} = k'_{обл} b \frac{h_0 + \delta_0}{\delta_0}. \qquad (7.93)$$

Элементарный фильтрационный расход через откос канала найдем как произведение скорости фильтрации на дифференциал длины откоса

$$d(Q_{отк}) = V \cdot d l_0 = k'_{обл} \frac{h + y}{\delta'_{обл}} d l_0, \qquad (7.94)$$

где $d l_0$ – элементарная длина откоса.

Учитывая, что для сходных треугольников (рисунок 7.9) можно записать соотношения

$$ctg\alpha = \frac{y}{x} = m \quad \text{и} \quad ctg\alpha = \frac{dx}{dh} = m,$$

тогда получим

$$y = \delta_0 \frac{m}{\sqrt{1+m^2}}; \qquad d l_0 = dh\sqrt{1+m^2}. \qquad (7.95)$$

Подставляя соотношения (7.95) в уравнение (7.94) и проинтегрировав его по h, найдем

$$Q_{отк} = \int_0^{h_0} k'_{обл} \frac{h + \delta_0 \frac{m}{\sqrt{1+m^2}}}{\delta'_0} \sqrt{1+m^2}\, dh =$$

$$= \frac{k'_{обл}}{\delta'_0} \int_0^{h_0} \left(h\sqrt{1+m^2} + \delta'_0 m\right) dh = \frac{k'_{обл}}{\delta'_0} \left(\frac{h_0^2}{2}\sqrt{1+m^2} + \delta'_0 m h_0 \right). \qquad (7.96)$$

Тогда общий расход при установившейся свободной фильтрации из облицованного канала (рисунок 7.10), когда выполняется условие (7.91), по формуле (7.92) получим в виде (Васильев и др., 1970)

$$Q_ф = k'_{обл} \left[\frac{b(h_0 + \delta_0)}{\delta_0} + 2mh_0 + \frac{h_0^2}{\delta'_0}\sqrt{1+m^2} \right], \qquad (7.97)$$

где δ_0, δ'_0 – толщина облицовки по дну и на откосах.

В случае связных грунтов основания с ярко выраженными капиллярными свойствами расчет свободной фильтрации из облицованного канала можно выполнить по формуле С.Г. Хлебникова, учитывающей разряжение под облицовкой

$$Q_ф = k'_{обл} \left[mh_0 + \frac{h_0 + \delta_0 + 2h_p}{\delta_0} h_0 \sqrt{1+m^2} + \right.$$

$$+\frac{b\left(h_0+\delta_0+2h_p\right)}{\delta_0}\Bigg], \qquad (7.98)$$

где h_p – отрицательное давление (разряжение) под облицовкой, принимаемое равным $h_p = 0{,}5\,h_k$.

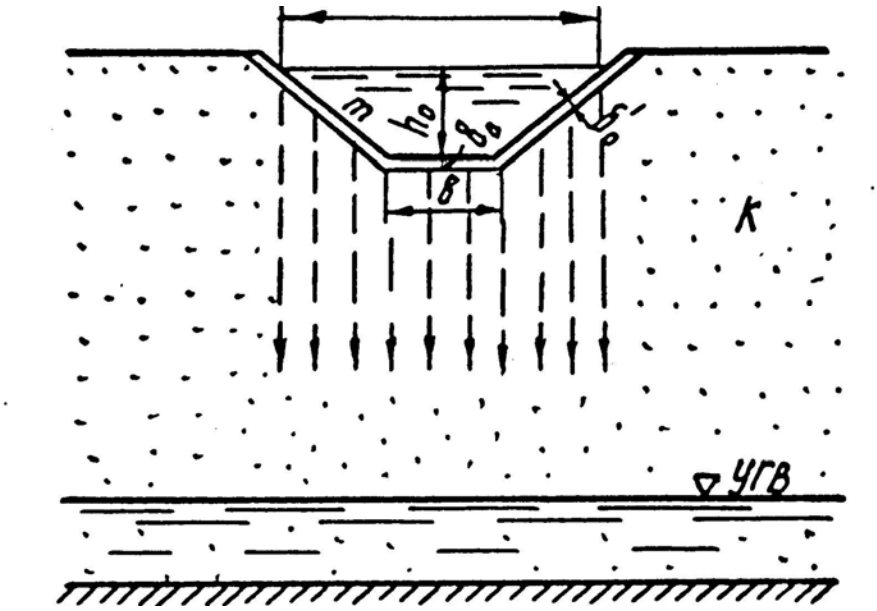


Рисунок 7.10 — Расчетная схема свободной фильтрации из облицованного канала

При несоблюдении условия (7.91) фильтрационный расход из облицованного канала может быть рассчитан по формуле С.Ф. Аверьянова:

$$Q_ф = \frac{k\left(B+Ah_0\right)}{1+\frac{A\delta_0}{B}\left(\frac{k}{k'_{обл}}-1\right)}, \qquad (7.99)$$

где $B = b + 2mh_0$ – ширина канала по урезу воды; A – коэффициент, определяемый по таблице 7.2 в зависимости от отношения B/h_0 и m.

При подпоре расход на фильтрацию из канала с облицовкой в однородном грунте вычисляют по формулам:

видоизмененная формула А.А. Угинчуса

$$Q'_ф = k'_{обл}\frac{h_0}{\delta_0}\left[b+\left(2h_0-\Delta h\right)\sqrt{1+m^2}\right]; \qquad (7.100)$$

формула И.В. Кононова (1978)

$$Q'_ф = \frac{k'_{обл}}{\delta_0}\left[h_0^2\sqrt{1+m^2}+\Delta h\left(b+m\delta_0\right)\right]; \qquad (7.101)$$

где Δh – превышение уровня воды в канале над уровнем грунтовых вод.

Понижение уровня грунтовых вод $\Delta h'$, достигаемое за счет облицов-

ки, находят по зависимости (Кононов, 1978)

$$\Delta h' = p - \sqrt{p^2 - q_1}\,, \qquad (7.101')$$

где $p = h_к - q/2\varphi$; $q_1 = \left(h_0^2 - h_д^2\right) - q/\varphi$; $\varphi = k\alpha\lambda/L_0$;

$q_2 = k'_{обл}\, b/\delta_0$; $q = k'_{обл}\, h_0^2\sqrt{1 + m_0^2/\delta_0}$;

$L = 0{,}5(L_1 + L_2)$ – среднее расстояние от канала до приканального дренажа или естественных понижений (стоков); $h_к$ – превышение уровня воды в канале над водоупором; α, λ – коэффициенты висячести и несимметрии расположения стоков С.Ф. Аверьянова, определяемые по зависимостям (7.8) и (7.9); $h_д$ – превышение уровня воды в дренаже над упором.

Расчет установившейся подпертой фильтрации из облицованного канала для двухслойного грунта при оттоке в приканальный дренаж и наличии испарения (рисунок 7.11, а) может быть выполнен по формулам А.Я. Олейника (1981) с учетом дополнительного сопротивления, обусловленного применением противофильтрационной облицовки (Косиченко, 1983):

односторонний отток из канала q_k *и приток в дрену* $q_д$

$$q_k = \frac{TH + \varepsilon L(0{,}5L + \Phi_д)}{L + \Phi_к + \Phi_д + \Phi_{обл}}; \qquad (7.102)$$

$$q_д = \frac{TH + \varepsilon L(0{,}5L + \Phi_к)}{L + \Phi_к + \Phi_д + \Phi_{обл}}; \qquad (7.103)$$

кривая депрессии между каналом и дреной на участке L *строится по уравнению*

$$h = h'' + \frac{h' - h''}{L}\cdot x - \frac{\varepsilon x}{2T}(L - x), \qquad (7.104)$$

где $T = K_1\left(\frac{h_1 + h_д}{2}\right) + K_2 m_2$; $H = h_k - h_д$;

$$\Phi_к = \Phi'_к + 2\Phi''_к; \qquad \Phi_д = \Phi'_д + \Phi''_д; \qquad (7.105)$$

$$h' = h_k - \frac{q_k}{T}(\Phi_к + \Phi_{обл});$$

$$h'' = h_д + \frac{q_k}{T}\Phi_д; \qquad \Phi_{обл} = 2\frac{k_1}{k'_{обл}}\delta_0; \qquad (7.106)$$

ε – интенсивность испарения с поверхности грунтовых вод;

$\Phi_к$, $\Phi_д$, $\Phi_{обл}$ – фильтрационные сопротивления на гидродинамическое несовершенство канала, дренажа и дополнительное сопротивление, обусловленное применением противофильтрационной облицовки.

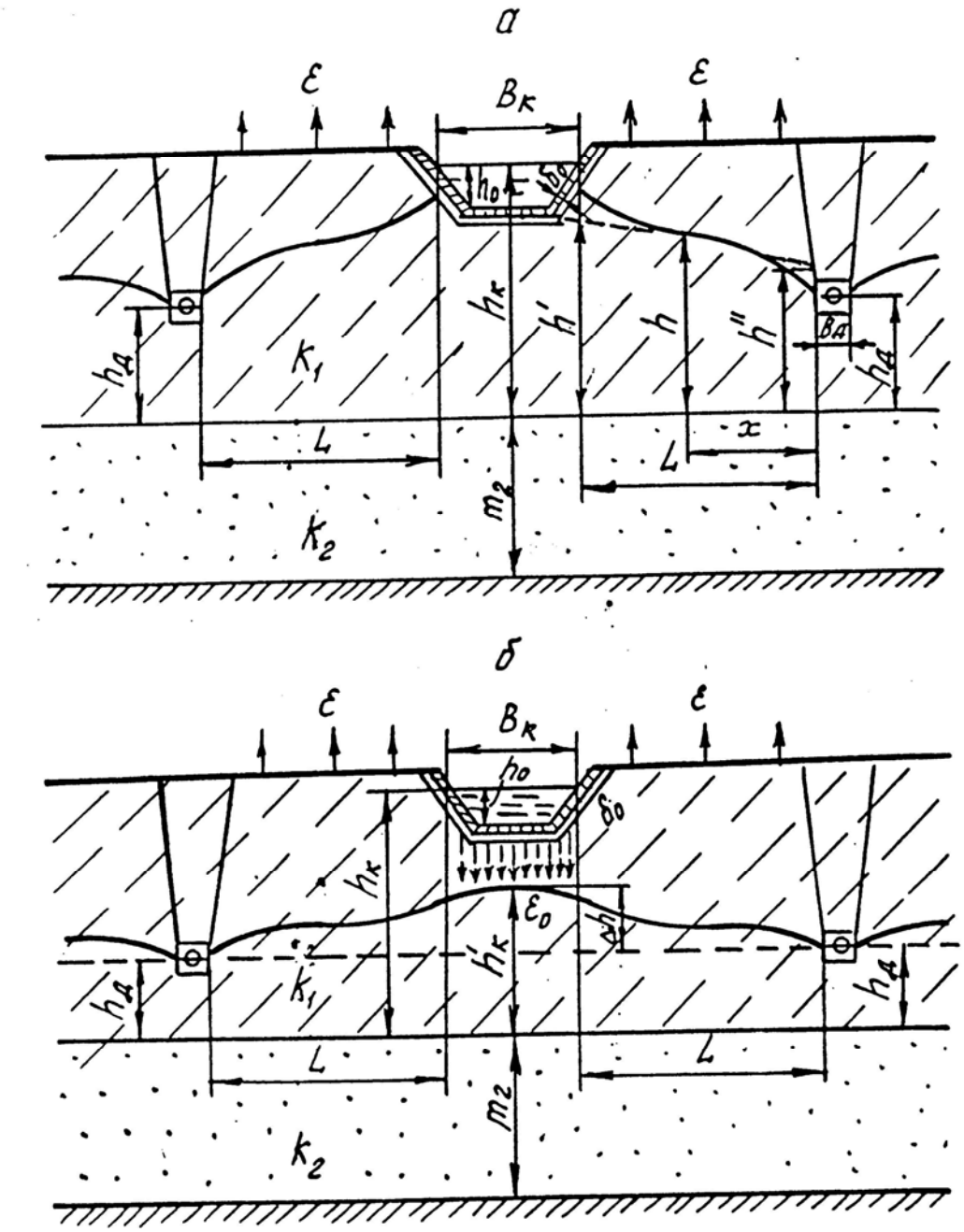


Рисунок 7.11 — Расчетные схемы фильтрации из облицованного канала в приканальный дренаж в двухслойном грунте
а – с подпором; б – свободная фильтрация с подъемом грунтовых вод

Сопротивления на гидродинамическое несовершенство канала и дрены в двухслойном грунте определяются по формулам (7.24').

Фильтрация из канала с противофильтрационной облицовкой в приканальный дренаж или естественные понижения при отсутствии подпора грунтовых вод (рисунок 7.11, б) происходит не сплошным потоком, а в виде дождя. При этом под каналом наблюдается подъем грунтовых вод над бытовым их уровнем. В этом случае фильтрация из канала будет соответствовать стадии свободной фильтрации с интенсивностью ε_0 и расходом, рав-

ным

$$q_k = k'_{обл}\frac{h_0+\delta_0}{\delta_0}B_k. \qquad (7.107)$$

Записав приток в дрену согласно (3.107) без сопротивления канала и сопротивления облицовки

$$q_д = \frac{T\Delta h - 0{,}5\varepsilon L^2}{L+\Phi_д}, \qquad (7.108)$$

и приравняв его половине расхода канала, определяемого по зависимости (3.107), получим уравнение для определения величины уровня грунтовых вод непосредственно под каналом Δh (Косиченко, 1983)

$$f(\Delta h) = F, \qquad (7.109)$$

где $f(\Delta h) = T\Delta h$; $F = k'_{обл}\frac{h_0+\delta_0}{2\delta_0}B_k\left(L+\Phi_д\right)+0{,}5\varepsilon L^2$;

$$T = k_1\left(\frac{h'_k+h_д}{2}\right)+k_2m_2; \qquad \Delta h = h'_k - h_д;$$

h'_k – максимальная ордината уровня грунтовых вод под каналом;

$B_k = b+2mh_0$.

В случае однородного грунта и без испарения (ε = 0) параметры, входящие в уравнение (7.109), будут иметь следующий вид:

$$f(\Delta h) = h'^2_k - h^2_д; \qquad (7.110)$$

$$F = \frac{k'_{обл}}{k}\cdot\frac{h_0+\delta_0}{\delta_0}Bk\left(L+\Phi_д\right). \qquad (7.111)$$

Свободная фильтрация будет иметь место до тех пор, пока уровень грунтовых вод не поднимется выше подошвы облицовки, т.е. когда справедливо следующее соотношение

$$h'_k \le h_k - \left(h_0+\delta_0\right). \qquad (7.112)$$

В случае подпертой фильтрации из облицованного канала при отсутствии приканального дренажа с учетом испарения расчетная зависимость для одностороннего погонного оттока имеет вид (Косиченко, 1993)

$$q_k = \frac{TH}{\Phi_к+\Phi_{обл}+\sqrt{\frac{TZ_0}{\varepsilon_п}}}, \qquad (7.113)$$

где $H = h_k - h'_0$; $T = k_1\left(h'_0+\frac{h_k-h_0}{2}\right)+k_2m_2$;

h'_0 – глубина грунтовых вод над границей раздела грунтовых слоев;

Z_0 – критическая глубина залегания уровня грунтовых вод при $\varepsilon = 0$;

$\varepsilon_п$ – интенсивность испарения на поверхности почвы.

Подъем уровня грунтовых вод под каналом Δh в этом случае находим из уравнения

$$\Delta h\sqrt{T} = k'_{обл}\frac{h_0+\delta_0}{\delta_0}\cdot\frac{B_k}{2}\sqrt{\frac{Z_0}{\varepsilon_п}}, \qquad (7.114)$$

где $T = k_1\left(h'_0+\frac{\Delta h}{2}\right)+k_2m_2$.

Неустановившуюся подпертую фильтрацию из облицованного канала в полуограниченный пласт согласно решению С.В.Васильева и Н.Н.Веригина (1970) можно рассчитать по следующим формулам (Косиченко, Печенежская, 1998):

относительный подпор грунтовых вод

$$\overline{Z} = \frac{U-U_e}{U_2-U_1} = R(\lambda,\gamma); \qquad (7.115)$$

расход потерь на фильтрацию

$$Q'_ф = \frac{2kU_2^*(U_2-U_1)}{\sqrt{\pi a(t+t_0)}}N(\gamma), \qquad (7.116)$$

где $\lambda = \frac{x-B_k/2}{2\sqrt{a(t+t_0)}}$; $\gamma = \alpha\sqrt{a(t+t_0)}$;

$$\alpha = \frac{1}{m}t\cdot h\frac{B_k}{2m}; \quad a = \frac{kh_s}{\mu}; \quad h_s = \frac{H_1+H_2}{2};$$

$$U_e = U_2 = U_2^* = H_2; \quad U_1 = H_1; \quad \varepsilon^* = \varepsilon; \quad \mu^* = \mu;$$

$$t_0 = \frac{\Delta^2}{\pi a}\left[\frac{\pi(\varepsilon t^* - \mu T)B_k}{4T\Delta} + ln\left(1+\sqrt{\frac{\pi a t_0}{\Delta}}\right)\right]^2;$$

$$U_m - U_1 = \frac{2\varepsilon^* t^*}{\mu^*}\left[\frac{1}{4} - i^2\operatorname{erfc}\left(\frac{B_k/2}{2\sqrt{a\,t^*}}\right)\right];$$

$$\Delta = \frac{\overline{\delta}m_2}{H_2}\operatorname{cth}\frac{B_k}{2m_2}; \quad \overline{\delta} = \delta_0 + m(\delta_0 - 1);$$

$$m_2 = \sqrt{\sigma\delta_0 m_1}; \quad \sigma = k/k'_{обл}; \quad T = m_1 - H_1;$$

$$\varepsilon = k'_{обл}\frac{h_0+\delta_0}{\delta_0}; \quad \operatorname{erfc}(\lambda) = 1-\operatorname{erf}(\lambda);$$

$$\mathrm{erf}(\lambda) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\lambda} e^{-\eta^2} d\eta,$$

где H_1 – глубина грунтовых вод; H_2 – превышение уровня воды в канале над водоупором; m_1 – мощность однородного грунта от дна канала до водоупора; a – пьезопроводность водоносного пласта; ε – интенсивность инфильтрации; μ – дефицит влажности.

В заключение отметим, что для оценки эффективности противофильтрационных облицовок необходимо сравнить удельный фильтрационный расход из необлицованного канала в земляном русле с удельным расходом из облицованного канала. При этом эффективность противофильтрационной облицовки считается высокой, если отношение значений удельных расходов превышает $Э = q_{необл} / q_{обл} \geq 10$ и низкой при $Э < 2 – 5$.

7.8. Критерии перехода свободной фильтрации в подпертую для облицованных каналов

Согласно С.В. Васильеву и Н.Н. Веригину (1970) при фильтрации из облицованного канала стадия свободной фильтрации переходит в стадию подпертой фильтрации, когда уровень грунтовых вод поднимается до дна канала. Эти положения очень хорошо согласуются с результатами натурных исследований А.Г. Алимова и В.М. Иванова (1977) . Фильтрационный расход из канала при свободной фильтрации остается постоянным. После подъема фильтрационного купола до дна канала наступает подпертая фильтрация, фильтрационный расход при которой уменьшается.

Я.А. Пустыльников (1969) придерживается несколько иного мнения и считает, что фильтрация из экранированного канала будет свободной при расстоянии от уровня грунтовых вод до подошвы, превышающем высоту капиллярного поднятия подстилающего грунта. Однако этот критерий не подтверждается результатами натурных исследований по фактическому определению фильтрационных потерь из облицованных каналов. Так, в результате исследований на канале 3х – 11 Кисловской оросительной системы при различном расстоянии от подошвы облицовки до грунтовых вод, изменявшемся от 0,7 до 2,5 м, при капиллярном поднятии около 2,0 м интенсивность фильтрации облицовки оставалась постоянной – 65 л/(сут м^2) (Алимов, Иванов, 1977).

Таким образом, свободная фильтрация будет иметь место до тех пор, пока уровень грунтовых вод не поднимается выше подошвы облицовки. В качестве критерия свободной фильтрации используем следующее соотношение

$$h_k' \leq h_k - (h_0 + \delta_0) \qquad (7.117)$$

При подпертой фильтрации критерий режима фильтрации будет иметь вид

$$h_k' > h_k - (h_0 + \delta_0), \qquad (7.118)$$

где h_k' - максимальная ордината уровня грунтовых вод под каналом.

Рассмотрим определение величины h_k' для различных схем фильтрации. Для случая свободной фильтрации из канала в приканальный дренаж (рисунок 7.11, б) под каналом наблюдается подъем грунтовых вод над бытовым их уровнем.

Приближенно фильтрационный расход из канала будет равен произведению интенсивности ε_o на ширину канала по урезу $B_к$:

$$Q_ф = к'_{обл} \frac{h_0 + \delta_0}{\delta_0} B_k. \qquad (7.119)$$

Записав приток в дрену согласно (7.108) и приравняв его половине расхода канала, получим уравнение для определения величины подъема уровня грунтовых вод непосредственно под каналом:

$$\Delta h'_{обл} = к'_{обл} \frac{h_0 + \delta_0}{2\delta_0 \cdot T} B_k (L + Ф_д) + \frac{\varepsilon \cdot L^2}{2T}, \qquad (7.120)$$

где $T = k_1(\frac{h'_к + h_д}{2}) + к_2 m_2$; $\Delta h'_0 = h'_к - h_д$,

где $h'_к$ - максимальная ордината уровня грунтовых вод под каналом:

$$B_k = b + 2m_0 b_0.$$

В случае однородного грунта и без учета испарения (ε = 0) уравнение (7.120) получит вид:

$$h'^2_k - h^2_д = \frac{к'_{обл}}{к_1} \cdot \frac{h_0 + \delta_0}{\delta_0} \cdot B_k (L + Ф_д) \qquad (7.121)$$

Для двухслойного основания

$$\Phi_д = \Phi'_д + \Phi^н_д;$$

$$\Phi'_д = \alpha \frac{k_2}{k_1} m f'_д(m) + \frac{k_1 - k_2}{k_1} m_1 f'_д(m_1);$$

$$\Phi''_д = \beta \frac{k_2}{k_1} m f''_д(m) + \frac{k_1 - k_2}{k_1} m_1 f''_д(m_1);$$

$$m = h_д + m_2 \quad ; \quad m_1 = h_д \quad ;$$

$$f'_д = \frac{b_д}{2h_д} - 1{,}466 \lg ch \frac{\pi b_д}{4 \cdot h_д};$$

$$f''_д = 0{,}733 \lg ctg \frac{\pi b_д}{4 \cdot h_д}.$$

Для однослойного основания

$$\Phi'_д = h_д \cdot f'_д(h_д) \quad ; \qquad \Phi''_д = h_д \cdot f''_д(h_д).$$

При отсутствии естественных понижений и приканального дренажа подъем уровня грунтовых вод под каналом Δh находим из уравнения

$$\Delta h \sqrt{T} = k'_{обл} \cdot \frac{h_0 + \delta_0}{\delta_0} \cdot \frac{B_k}{2} \cdot \sqrt{\frac{z_0}{\varepsilon_п}}, \qquad (7.122)$$

где $T = k_1 (h'_0 - \frac{\Delta h}{2}) + k_2 m_2$;

$\Delta h = h'_k - h'_0$.

Отсюда найдем зависимость для определения максимальной ординаты уровня грунтовых вод:

$$h_k = \frac{Q_ф}{2} \cdot \sqrt{\frac{z_0}{\varepsilon_п \cdot T}} + h'_0 \quad , \qquad (7.123)$$

где $T = k\left(h'_0 + \frac{h'_k}{2} \right)$ - для однослойного основания;

$Q_ф$ – расход фильтрации, определяемый по зависимости (7.119).

7.9. Примеры оценки характера фильтрации и фильтрационных потерь для ряда крупных каналов

С целью оценки характера фильтрации из облицованных каналов и фильтрационных потерь проведем расчеты по вышеприведенным зависимостям и сопоставим их с данными натурных наблюдений.

В таблице 7.9 приведены результаты сопоставления расчетных данных с опытными данными, полученными различными организациями при проведении натурных исследований на ряде крупных облицованных каналов (Каршинский, Большой Ставропольский, Главный Каховский, Северо – Крымский и др.).

Установление характера фильтрации осуществлялось по зависимостям (7.117) и (7.118). Для примера рассмотрим определение характера фильтрации из Большого Ставропольского канала (III очередь) (БСК - 3) и Северо – Крымского канала (СКК).

Пример 1 . Канал БСК – 3: $k'_{обл}$=0,527 10^{-3} м/сут, h_k = 27,5 м,

h'_0=5 м; h_0=2,87 м ; B_k = 18 м ; δ_0 = 0,105 м ; Z_0=2,5 м ;

$\varepsilon_п$=0,0033 , k= 2,0 м/сут.

Определим расход потерь на фильтрацию для условий свободного движения фильтрационного потока

$$Q_ф = k'_{обл}\frac{h_0+\delta_0}{\delta_0}B_k = 0{,}527\cdot 10^{-3}\,\frac{2{,}87+0{,}105}{0{,}105}\cdot 18 =$$

$$= 0{,}268\ м^2/сут.$$

Принимая в первом приближении $h'_к = h_k = 27{,}5$ м ,найдем

$$T = 2\left(5+\frac{27.5-5}{2}\right) = 32.5 \quad м^2/сут$$

$$h_k = \frac{Q_ф}{2}\cdot\sqrt{\frac{z_0}{\varepsilon_п\cdot T}} + h'_0 = \frac{0{,}269}{2}\cdot\sqrt{\frac{2{,}5}{0{,}0033\cdot 32{,}5}} + 5 =$$

$$= 5{,}65\ м.$$

Во втором приближении $h_k' = 5.65$ м.

$$T = 2\left(5+\frac{5{,}65-5}{2}\right) = 10{,}65\ м^2/сут$$

$$h'_k = \frac{0.262}{2}\cdot\sqrt{\frac{2{,}5}{0.0033\cdot 10.65}} + 5 = 6.14\ м.$$

В третьем приближении $h_k' = 6014$ м.

Таблица 7.9 – Фильтрационные потери и КПД облицованных каналов

Канал	Показатели канала			Тип облицовки или канала	Коэффициент фильтрации облицовки, 10^{-6}см/с	Глубина залегания грунтовых вод, м	Характер фильтрации из канала	Фильтрационные потери из канала, л/(сут м^2)		Отклонения расчетных от опытных данных, %
	Расход, м^3/с	Длина, км	КПД					расчетные	опытные	
Каршинский МК	175	165	0,970	бетонопленочная	2,72	30	свободная	67,3	84,7	- 20,5
Большой Ставропольский канал (III очередь)	55	27,1	0,984	бетонопленочная	0,61	15-30	свободная	13,9	11,3	23,3
Главный Каховский МК	530	130	0,998	грунтопленочная	0,56	20	свободная	4,2	3,4	24,7
Северо-Крымский канал (головной участок)	300	61/10*	-	бетонопленочная	0,42	3 – 7	подпертая	10,3	11,4	-9,6
Межхозяйственный распределитель Бг-Р-7	6,4	22,6	0,979	бетонопленочная	2,92	3	подпертая	30,6	36,4	-15,9
Караулбазарский канал	28	22	0,995	бетонопленочная	-	-	-	-	-	-
Кулундинский МК (I очередь)	22	22,4/ 11,2*	0,976	грунтопленочная	3,12	2 – 7	подпертая	8,8	9,3	-5,4
Алейский МК	35,5	2,0*	0,999	грунтопленочная	-	-	-	-	6,1	-

Примечание: * - длина участка в облицовке

$$T = 2\left(5 + \frac{6014 - 5}{5}\right) = 11{,}14 \text{ м}^2/\text{сут}$$

$$h'_k = \frac{0.269}{2} \cdot \sqrt{\frac{2{,}5}{0.0033 \cdot 11{,}14}} + 5 = 6{,}11 \text{ м}.$$

Так как $h_k' < h_k - (h_0 + \delta_0)$

6,11< 27,5 – (2,87 + 0,105); 6,11 < 24,53 – наблюдается свободная фильтрация, что подтверждается в натурных условиях.

<u>Пример 2. Канал СКК:</u> $h_{обл}' = 0{,}36 \cdot 10^{-3}$ м/сут, $к_{гр}$ = 1,5 м/сут,

h_0 = 4.6 м, m_0 = 3.0 , b = 20 м , $m_к$= h_k = 30 м, h_0'=25 м, $\delta_{0ср}$ =0,105 м,

$B_к$ = 47,6 м, χ = 49,1 м, H = $h_к$ - h_0'= 5 м.

Определим расход потерь на фильтрацию для условий подпертого движения фильтрационного потока на бесконечность

$$Q_ф = \frac{TH}{Ф_к + Ф_{обл} + \sqrt{\frac{Tz_0}{\varepsilon_п}}} = \frac{2 \cdot 38{,}25 \cdot 7}{14{,}89 + 870 + 170{,}2} == 0{,}508 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Тогда

$$Q_{ф1м^2} = (Q_ф \cdot 10^3)/\chi = (0{,}508 \cdot 1000)/49{,}1 = 10{,}3 \text{ л}/(\text{сут} \cdot \text{м}^2).$$

Здесь

$$T = k_{гр}\left(h_0' + \frac{h_k - h_0'}{2}\right) = 1.5\left(23 + \frac{30 - 25}{2}\right) = 38.25 \text{ м}^2/\text{сут}$$

$$f_k' = \frac{B_k}{2m_k} - 1.466 \lg \operatorname{ch} \frac{\pi \cdot B_k}{4m_k} = \frac{47.6}{2.30} -$$

$$- 1.466 \lg \operatorname{ch} \frac{3.14 \cdot 47.6}{4 \cdot 30} = 0.391$$

$$f_k'' = 0.733 \lg \operatorname{cth} \frac{\pi B_к}{4m_k} = 0.733 \lg \operatorname{cth} \frac{3.14 \cdot 47.6}{4 \cdot 30} = 0.0528.$$

$$Ф_k' = h_k f_k' = 30 \cdot 0.391 = 11.73 \text{ м}.$$

$$Ф_k'' = h_k f_k'' = 30 \cdot 0.0528 = 1.58 \text{ м}.$$

$$Ф_к = Ф_к' + 2Ф_к'' = 11.73 + 2 \cdot 1.58 = 14.89 \text{ м}.$$

$$\Phi_{обл} = 2\frac{к_{гр}}{к'_{гр}}\delta_{осp} = 2\frac{1,5}{0,36\cdot 10^{-3}}0,105 = 870\,м$$

$$\sqrt{\frac{T\cdot z_0}{\varepsilon_п}} = \sqrt{\frac{38,25}{0,0033}} = 170,2\,м.$$

Определим максимальную ординату уровня грунтовых вод

$$h'_k = \frac{Q_ф}{2}\sqrt{\frac{z_0}{\varepsilon_п\cdot T}} + h'_0 = \frac{0.503}{2}\sqrt{\frac{2.5}{0.0033\cdot 38.25}} + 25 =$$

$$= 26.12\,м$$

Так как $h'_k > h_k - \left(h_0 + \delta_{осp}\right)$, $26,12 > 30 - (4.6 + 0.105)$,

$26.12 > 25.29$ м – фильтрация подпертая и, следовательно, расчет потерь выполнен правильно по формуле подпертой фильтрации.

Сравнение фильтрационных потерь из каналов как при свободной, так и при подпертой фильтрации (таблица 7.9) показывает, что расчетные данные удовлетворительно согласуются с натурными данными (отклонение не превышает 25 %), что находится в пределах точности натурных исследований.

Анализ натурных данных фильтрационных потерь (осредненных значений коэффициентов фильтрации облицовок) для таких крупных облицованных каналов как Большой Ставропольский, Главный Каховский и Северо – Крымский, показывает, что они не превышают допускаемых значений для соответствующих типов облицовок (Косиченко, 1988), составляющих для бетонопленочных облицовок и грунтопленочных экранов (0,3-1,5) 10^{-6} см/с. Следовательно, их облицовки характеризуются высокой эффективностью и надежностью, а сами каналы – высокими КПД (0,984-0,998). При этом КПД каналов с качественно выполненными грунтопленочными экранами практически приближается к единице, а потери на фильтрацию стремятся к нулю.

Однако фильтрационные потери (осредненные коэффициенты фильтрации облицовок) для ряда каналов (Каршинский, межхозяйственный распределитель Багаевско – Садковской ОС Бг – Р – 7, Кулундинский) превышают указанные нормы, что свидетельствует о недостаточной эффективности их противофильтрационных облицовок и сравнительно невысоких КПД (0,970 – 0,979). Это обусловлено недостаточным качеством строительства облицовок и прежде всего высокой повреждаемостью основного противофильтрационного элемента – пленочного экрана, превышающей 0,1 % (Алтунин и др., 1988).

7.10. Влияние приканального дренажа на режим грунтовых вод

Для защиты территории, прилегающей к каналам, от подтопления грунтовыми водами необходимо устраивать дренажные защиты в виде горизонтального, вертикального или комбинированного приканального дренажа.

При расчете горизонтального и вертикального приканального дренажа с целью оценки их эффективности по предотвращению подтопления прилегающих к каналам территорий граница области питания принимается вертикальной, а влияние верховой призмы и малопроницаемой толщи русловых отложений на фильтрационный поток учитывается удлинением пути фильтрации на величину, равную ΔL (рисунок 7.12,а).

Для однородного откоса дамбы или берега ΔL определяют по формуле Г.К. Михайлова

$$\Delta L = \frac{m}{1+2m} H_2, \qquad (7{,}124)$$

где m – заложение откоса; H_2 - высота откоса.

Для откоса экранированного защитным покрытием (рисунок 7.12, б) вычисляют по формуле В.М. Шестакова:

$$\Delta L = \sqrt{\frac{k_ф}{к_э} T \cdot \delta_0}, \qquad (7.125)$$

где $k_ф$ - коэффициент фильтрации грунта;

T - мощность дренирующей толщи под руслом канала;

$к_э$ и δ_0 - коэффициент фильтрации и толщина противофильтрационной облицовки.

Горизонтальную совершенную дрену, расположенную на горизонтальном водоупоре (рисунок 7.13,а), рассчитывают по формуле Дюпюи, рассматривая два независимых потока, идущих со стороны канала и со стороны берега.

Общий расход на 1 м длины дрены составит

$$q_{общ} = \frac{к_ф(h_1^2 - h_0^2)}{2\ell_р} + \frac{к_ф(h_2^2 - h_0^2)}{2\ell_2}, \qquad (7.126)$$

где $к_ф$ - коэффициент фильтрации дренирующей толщи грунта;

h_1 - коэффициент потока со стороны канала;

h_0 - глубина воды в в дрене;

h_2 - глубина потока со стороны берега;

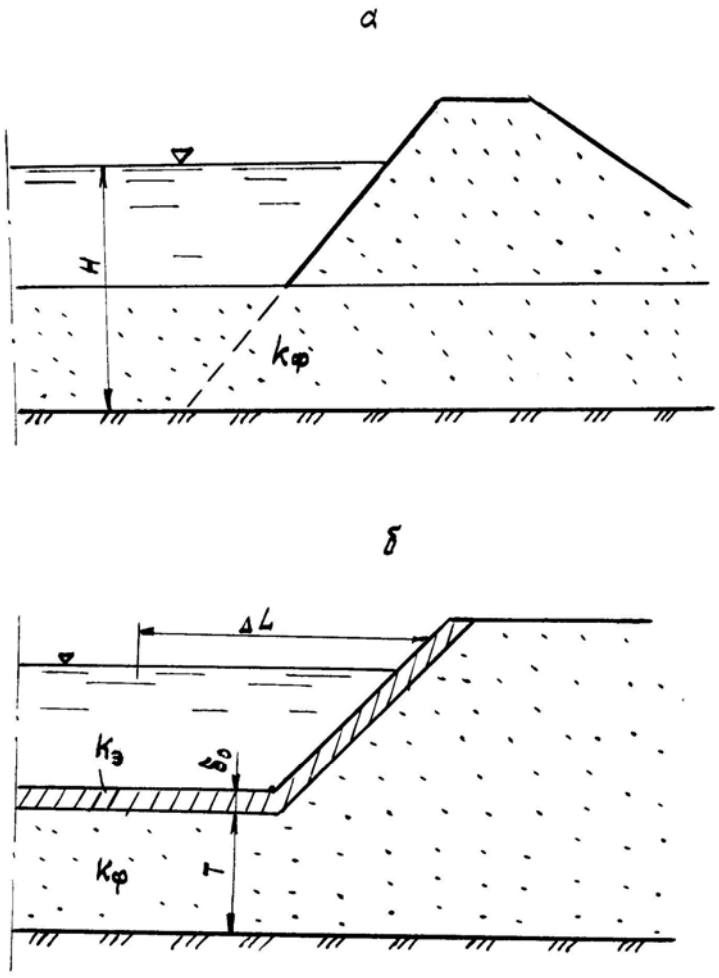


Рисунок 7.12 – Схемы к определению расчетной ширины прямоугольной призмы, заменяющей напорный клин дамбы канала:
а – однородный откос дамбы; б – экранированный защитными покрытием

$\ell_p = \ell_1 + \Delta L$ - расчетная длина пути фильтрации со стороны канала.

Ординаты кривой депрессии со стороны канала и со стороны берега вычисляют по формулам:

$$h = \sqrt{h_0^2 - (h_1^2 - h_0^2)x / \ell_p}\,, \qquad (7.127)$$

$$h = \sqrt{h_0^2 - (h_2^2 - h_0^2)x / \ell_p}\,, \qquad (7.128)$$

где x - расстояние от дрены до расчетного сечения.

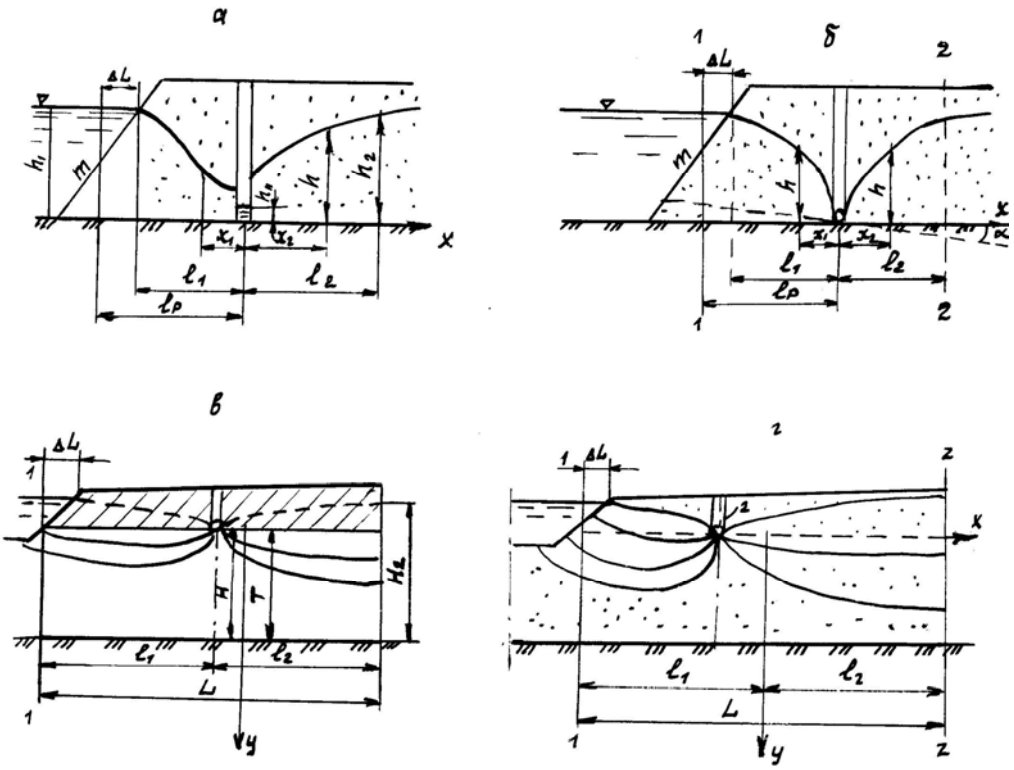


Рисунок 7.13 – Схемы к расчету приканального горизонтального дренажа:

а – безнапорный поток на горизонтальном водоупоре;

б – на наклонном водоупоре;

в – при неоднородном основании;

г – однородном основании.

Для горизонтальной совершенной дрены, расположенной на наклонном водоупоре (рисунок 7.13, б), общий приток фильтрационных вод к дрене складывается из расхода q_1, поступающего со стороны берега. Для определения значения этих расходов можно использовать метод Н.Н. Павловского.

Для потока с обратным уклоном водоупора, движущего между сечениями 1-1 и 0-0 расход определяют по формуле:

$$q_1 = \frac{k_ф(h_1 - h_0 - i\ell_p)(h_1 + h_0)}{2\ell_p}, \qquad (7.129)$$

где $i = \sin\alpha$ - уклон водоупора;

h_1 - глубина потока в сечении 1 -1;

h_0 - глубина воды в дрене.

Для потока с прямым уклоном водоупора, движущегося между сечениями 2-2 и 0-0 расход, поступающий в дрену, определяют по формуле:

$$q_2 = \frac{k_ф(h_2 + i\ell_р - h_0)(h_2 + h_0)}{2\ell_2}, \qquad (7.130)$$

где h_2 - глубина грунтового потока в сечении 2-2;

ℓ_2 - расстояние между сечениями 2-2 и 0-0.

Для приканального горизонтального несовершенного дренажа в двухслойной толще грунта (рисунок 7.13, в) основные элементы напорного фильтрационного потока определяют по зависимостям А.А. Романова:
а) удельный расход дрены

$$q_д = \frac{\pi к_ф \Delta H}{\ell n \frac{2T}{\pi D} - \frac{\pi \ell_1 \ell_2}{LT}}, \qquad (7.131)$$

б) потери воды из канала

$$q_k = q_д\left(1 + \frac{\ell_1}{L}\right) - k_ф \frac{T(H_2 - H_1)}{L}, \qquad (7.132)$$

где

$$\Delta H = \frac{H_2 - H_1}{L}\ell_1 + H_1 - H_д, \qquad (7.133)$$

$k_ф$ - коэффициент фильтрации грунта нижнего слоя;

D – диаметр дрены;

ℓ_1, ℓ_2 - расстояние от дрены соответственно до контура канала и контура питания;

L – расстояние между каналом и контуром питания;

T – мощность нижнего водопроницаемого слоя;

$H_д$ – напор на дрене.

Ординаты пьезометрической кривой вычисляют по уравнению

$$H_x = \frac{q_д}{\pi к_ф}\ell n\left[1 - \ell\frac{\pi(x - x_д)}{T}\right] + \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L}\right)\left(H_2 - H_1 - \frac{q_д \ell_2}{к_ф T}\right) + H_2, \qquad (7.134)$$

где x – абсцисса точки, в которой определяется напор (положительная – в сторону канала и отрицательная – в сторону берега);

$x_д$ - абсцисса, определяющая положение дрены.

В случае горизонтального несовершенного дренажа в однородном грунте (рисунок 7.13,г) при определении основных элементов безнапорного фильтрационного потока область фильтрации условно делят по линии АВ на две зоны – напорную и безнапорную и для каждой из них вычисляют

приток в дрену. Суммарный удельный расход дрены определяют по формуле

$$q_д = \frac{\pi к_ф \Delta H}{\ell n \frac{2T}{\pi D} - \frac{\pi \ell_1 \ell_2}{LT}} + \frac{k_ф (H_1 - T^2)}{2\ell_1} + \frac{k_ф (H_2 - T\ )^2}{2\ell_2}, \quad (7.135)$$

где ΔH - определяют по формуле (7.133).

Потери из канала

$$q_д = \frac{\pi к_ф \Delta H}{\ell n \frac{2T}{\pi D} - \frac{\pi \ell_1 \ell_2}{LT}} \left(1 + \frac{\ell}{L} + \frac{k_ф (H_1 - T\ )^2}{2\ell_1} - \frac{k_ф T (H_2 - H_1)}{L} \right). \quad (7.136)$$

Ординаты кривой депрессии вычисляют по формуле (7.134), подставляя в нее вместо T условную мощность:

$$T_0 = \frac{H_1 + H_2}{2}, \quad (7.137)$$

При наличии вертикального дренажа в виде одного ряда скважин в напорном потоке в однородной толще постоянной мощности (рисунок 7.14, а) расход, поступающий в дренажную скважину, определяют по формуле А.В. Романова:

$$Q_{общ} = \frac{2\pi T к_ф \Delta H}{\ell n \frac{S}{\pi D} + \frac{2\pi \ell_1 \ell_2}{SL}}, \quad (7.138)$$

где T – мощность потока;

ΔH - вычисляют по зависимости (7.133);

S - расстояние между скважинами;

D - диаметр скважин.

Расход, поступающий со стороны контура питания в полосе шириной S, находят по зависимости

$$Q_2 = \frac{k_ф T S (H_2 - H_1)}{L} + Q_{общ} \frac{\ell_1}{L}. \quad (7.139)$$

При наличии комбинированного дренажа в виде горизонтальной дрены и ряда дренажных скважин в напорном потоке (рисунок 7.14, б) суммарный расход дренажной системы, состоящий из горизонтальной дрены длиной L и одной скважины, определяют по формуле:

$$Q_c = Q_г + Q_B, \quad (7.140)$$

где $Q_г$ - расход, поступающий в горизонтальный элемент дренажа;

Q_B - расход, поступающий в дренажную скважину.

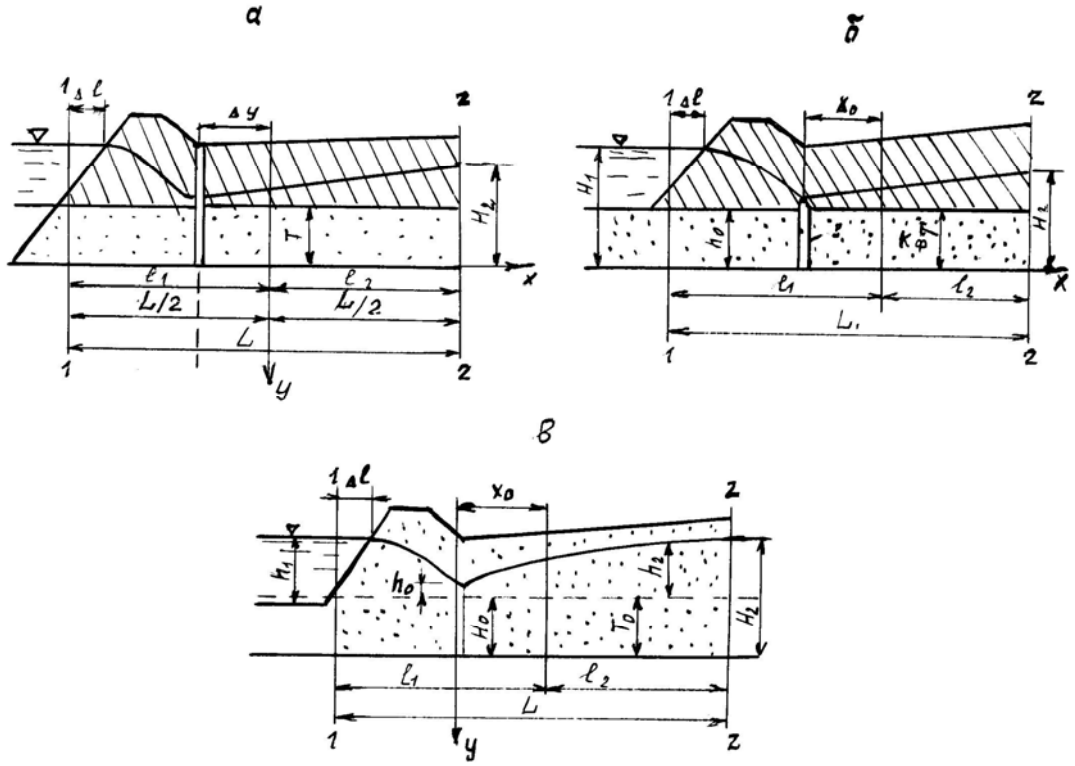


Рисунок 7.14 – Схемы к расчету приканального вертикального и комбинированного дренажа, включающего горизонтальную дрену и ряд скважин: а-б – напорный поток; в – безнапорный поток;

Значения этих расходов вычисляют по зависимостям Г.И. Покровского:

а) при $S/T \geq 2$

$$Q_г = \frac{\pi к_ф T \Delta H}{2}\left(\ell n \frac{2aT + aTB_r + C_r}{C_r} - \frac{2aTB_r}{2C_r + TB}\right) + \\ + q_r(S - 2aT); \qquad (7.141)$$

$$Q_B = \frac{\pi к_ф T \Delta H}{2}\left(\ell n \frac{2T + TB_B + C_B}{C_B} - \frac{2TB_B}{2C_B + TB_B}\right), \qquad (7.142)$$

где $B_r = \ell n \frac{\beta T}{\pi d_r} - 1;$

$$B_r = \ell n \frac{dT}{\pi d_B} - 1;$$

$$C_r = \frac{\pi \ell_1 \ell_2}{\beta L};\ C_B = \frac{\pi \ell_1 \ell_2}{dL};\ d = \frac{S + 4T}{6T};\ \beta = \frac{6T}{S + 4T}.$$

При наличии комбинированного дренажа в виде горизонтальной дрены и ряда дренажных скважин в безнапорном потоке (рисунок 7.14, в) суммарный расход дренажной системы, состоящей из горизонтальной дрены и одной скважины, определяют по формуле:

$$Q_c = Q_{r1} + Q_{r2} + Q_r + Q_B, \qquad (7.143)$$

где

$$Q_{r1} = k_\phi \frac{h_1^2 - h_0^2}{2\ell_1} S,$$

$$Q_{r2} = k_\phi \frac{h_2^2 - h_0^2}{2\ell_1 2} S.$$

Значения Q_r и Q_B определяются по формулам (7.141) и (7.142) .

Удельный расход, поступающий в дренажную систему со стороны контура питания вычисляют по зависимости:

$$q_2 = \frac{k_\phi T_0 (H_2 - H_1)}{L} - \frac{(Q_r - Q_B)\ell_1}{LS} - \frac{Q_{r\ell}}{S}. \qquad (7.144)$$

Для оценки эффективности совместного применения дренажной и противофильтрационной защит каналов при фильтрации в приканальный дренаж в однородном грунте удельный расход и подъем уровня грунтовых вод под каналом находят по формулам (7.101), (7.101’).

В случае двухслойного грунта при фильтрации из облицованного канала в приканальный горизонтальный дренаж с учетом испарения расчет производят по формулам (7.102) – (7.114).

7.11. Определение и анализ КПД каналов переброски стока

При определении технического КПД каналов обычно учитываются только потери технические, включающие потери на фильтрацию и испарение, исключая сбросы, или иначе – организационные потери (Духовный, 1984).

Общие потери на фильтрацию из каналов необходимо определять суммируя их по отдельных участкам с учетом различных параметров, грунтовых и гидрогеологических условий по всей трассе канала.

Для крупных каналов переброски стока в земляном русле потери на фильтрацию в зависимости от характера движения фильтрационного потока рассчитываются по следующим формулам:

При свободной фильтрации

$$Q_ф = \sum_{i=1}^{n} k_i (B_i + 2h_{0i}) L_i \ , \qquad (7.145)$$

при подпертой фильтрации в однородном грунте основания

$$Q_ф = \sum_{i=1}^{n} 2k_i L_i (H_{0i} - T_{0i}) T_{cpi} \alpha_i \beta_i \lambda_i / L_{0i} \, , \qquad (7.146)$$

при подпертой фильтрации в бесконечность для многослойного грунта основания

$$Q_ф = \sum_{i=1}^{т} 2T_i L_i \frac{h_{ki}}{\Delta L_i + \sqrt{T_i z_0 / \varepsilon_п}} \ , \qquad (7.147)$$

при подпертой фильтрации из канала в естественные понижения

$$Q_ф = \sum_{i=1}^{n} 2L_i \frac{T_i \bar{h}_i + \varepsilon L_{1i} (0.5 L_{1i} + \Phi_i)}{L_{1i} + \Delta L_i + \Phi_i}, \qquad (7.148)$$

где $Q_ф$ – расход фильтрационных потерь, м^3/сут;

k_i – коэффициент фильтрации грунта основания на отдельных участках, м/сут;

B_i - ширина канала по урезу на участках, м;

h_{oi} – нормальная глубина в канале на участках, м;

L_i - длина каждого участка канала с одинаковыми параметрами, м;

T_{oi} – бытовая глубина грунтовых вод, м;

$T_{cp\,i}$ - средняя мощность грунтового потока, м;

α_i, β_i, λ_i - расчетные коэффициенты;

L_{oi} – расстояние от канала до естественных понижений, м;

T_i – проводимость водоносной толщи, м^2/сут;

h_{ki} – превышение уровня воды в канале над уровнем грунтовых вод, м;

ΔL_i, ΔL_{1i}, Φ_i – фильтрационные сопротивления, м;

Для крупных каналов переброски стока в облицовке потери на фильтрацию можно определить по формулам:

при свободной фильтрации из трапецеидального русла

$$Q_ф = \sum_{i=1}^{n} k'_{обл\,i} \cdot L_i \left[\frac{b_i (h_{oi} + \delta_0)}{\delta_0} + 2mh_{oi} + \frac{h_{oi}^2}{\delta_0} \sqrt{1 + m^2} \right], \qquad (7.149)$$

при подпертой фильтрации в однородном грунте основания

$$Q_ф = \sum_{i=1}^{n} \frac{k'_{обл\,i}}{\delta_0} \cdot L_i \left[h_{oi}^2 \sqrt{1+m^2} + \Delta h_i \left(b_i + m\delta_0 \right) \right], \qquad (7.150)$$

при подпертой фильтрации в бесконечность в двухслойном грунте

$$Q_ф = \sum_{i=1}^{n} \frac{2T_i H_i L_i}{\Phi_{ki} + \Phi_{облi} + \sqrt{T_i z_0 / \varepsilon_п}}, \qquad (7.151)$$

при подпертой фильтрации в естественные понижения

$$Q_ф = \sum_{i=1}^{n} 2L_i \frac{T_i H_i + \varepsilon L_{1i} \left(0.5 L_{1i} + \Phi_{ki} \right)}{L_{1i} + \Phi_{ki} + \Phi_{дi} + \Phi_{облi}}, \qquad (7.152)$$

где $k'_{обл\,i}$ - осредненный коэффициент фильтрации облицовки по участкам канала, м/сут;

δ_o - толщина облицовки, м;

b_i – ширина канала по дну на каждом участке, м;

$\Phi_{ki}, \Phi_{дi}, \Phi_{облi}$ - фильтрационные сопротивления канала, дрены (естественные понижения) и облицовки, м.

Потери на испарение из канала рассчитываются по формуле А.Н. Костякова (1960) :

$$Q_и = 0{,}0116 h_0 e \left(\alpha + 2m \right) L, \qquad (7.153)$$

где $Q_и$ - потери на испарение, $м^3/с$ на 1 км;

$\alpha = b / h$ - параметр, учитывающий размеры канала;

e – слой испарения, мм/сут;

h_o – нормальная глубина в канале, м;

L – длина канала, м;

m – заложение откосов.

Технический КПД канала определяется по формуле:

$$\eta = 1 - \frac{Q_п}{Q}, \qquad (7.154)$$

где $Q_п = Q_ф + Q_и$ – общие потери воды из канала, $м^3/с$;

Q – расход канала, $м^3/с$.

Для земляных русел каналов потерями на испарение ввиду их малости по сравнению с потерями на фильтрацию часто пренебрегают. Для облицованных каналов потери на испарение близки к потерям на фильтрацию, а иногда и превышают их. Поэтому в каналах с облицовкой потерями на испарение нельзя пренебрегать. Их следует определять на основе специальных наблюдений с использованием испарителей.

Рассмотрим определение КПД на примере БСК -3 и Бг –Р -7 с учетом натурных данных. Подставляя в формулу (7.145) соответствующие параметры канала БСК – 3: b =6,0 м, m=2,1 м, $\delta_0 = 1{,}0$ м и значения осред-

ненных коэффициентов фильтрации бетонопленочной облицовки по участкам (таблица 2.9) : L_1 = 1300 м, $k'_{обл\,i}$ = 1,55 10^{-6} см/с; L_2 = 2400 м, $k'_{обл2}$ = 0,73 10^{-6} см/с; L_3= 3900 м, $k'_{обл3}$ = 0,77 10^{-6} см/с; L_4 = 6300 м, $k'_{обл4}$ = 2,41 10^{-6} см/с; L_5 = 13200 м, $k'_{обл5}$ = 1,17 10^{-5} см/с; получим общие потери на фильтрацию $Q_ф$ = 0,0995 м^3/с. При расчете толщина облицовки принималась с учетом выравнивающего суглинистого слоя под облицовкой $\delta_0 = \delta_{обл} + \delta_{сл} = 0{,}15 + 0{,}85 = 1{,}0$ м.

Потери на испарение из БСК – 3, рассчитанные по формуле (7.153), составили $Q_и$ = 0,0234 м^3/с.

Общие потери воды из канала

$Q_п = Q_ф + Q_и = 0{,}0995 + 0{,}0234 = 0{,}1229$ м^3/с.

Используя полученные величины потерь, вычисляем КПД БСК – 3

$$\eta = 1 - \frac{Q_п}{Q} = 1 - \frac{0{,}1229}{55} = 0{,}9978,$$

где Q – расход канала, равный 55 м^3/с.

Рассчитывая аналогично потри из канала, но без учета подстилающего облицовку БСК – 3 малопроницаемого суглинистого слоя, что соответствует условиям неплотного прилегания облицовки к подстилающему слою, и следовательно, идет в запас расчета, получим

$Q_п$ = 0,883 м^3/с, η = 0,9839.

КПД канала может быть повышен за счет проведения качественной инъекции на концевом участке: ПК 247 – ПК 425. В этом случае при снижении водопроницаемости облицовки на этом участке до среднего значения коэффициента фильтрации 1,55 $\times 10^{-6}$ см/с будем иметь высокий КПД, равный 0,9958 без учета и 0,9991 с учетом подстилающего суглинистого слоя.

Определим для сравнения потери на фильтрацию и КПД необлицованного (земляного) русла канала.

Используя формулу В.В. Ведерникова, получим

$$Q_ф = к_ф\left(B + Ah_0\right)L = 2\frac{1}{86400}(18{,}6 + 2{,}3 \cdot 3) \cdot 27160 = 15{,}99 \text{ м}^3/\text{с},$$

где $K_ф$- коэффициент фильтрации грунта основания (2,0 м/сут);

B - ширина канала по урезу (18,6 м);

n - параметр, принимаемый в зависимости от отношения

$b / h_0 = 18{,}6 / 3 = 6{,}2$ и m_0 =2,1 , равный 2,3.

Тогда КДД земляного русла БСК-3 будет

$$\eta = 1 - \frac{Q_п}{Q} = 1 - \frac{19{,}99}{55} = 0{,}709$$

Таким образом, расчеты показывают, что после устройства сборно-монолитной бетонопленочной облицовки КДД БСК-3 повысился с 0,709 при необлицованном русле до значения не менее, чем 0,984. КПД канала в результате качественно проведенной инъекции облицовки на всем протяжении канала повысится до значения не менее 0,996. При этом потери с I $м^2$ облицовки составят не более 5,0 л /(сут.$м^2$), что удовлетворяет требованиям норм Союзводпроекта (Руководство, 1975), составляющим для бетонопленочных облицовок 7-10 л/(сут.$м^2$). Для определения КПД межхозяйственного распределителя Бг-Р-7на основании данных натурных исследований, представленных в таблице 3.3 были проведены аналогичные расчеты как для БСК-3. Коэффициент фильтрации грунта основания канала Бг-Р-7 принят равным 0,3 м/сут.
Результаты расчетов по каналам БСК-3 и Бг-Р-7 сведены в таблицу 7.10.

Таблица 7.10 - Сравнение основных показателей каналов с бетонопленочной облицовкой и в земляном русле

Показатели	Каналы				
	БСК - 3			Бг –Р -7	
	в облицовке		в земляном русле	в облицовке	в земляном русле
	с учетом подстилающего слоя	без учета подстилающего слоя			
Расход канала, $м^э$/с	55	55	55	6,4	6,4
Протяженность канала в облицовке, км	27,1	27,1	27,1	22,6	22,6
Фильтрационные потери, $м^3$/с	0,099	0,883	15,99	0,119	1,33
Потери на испарение, $м^3$/с	0,023	0,023	0,023	0,013	0,013
Коэффициент полезного действия	0,998	0,984	0,709	0,979	0,789

Анализ этих данных показывает, что технический КПД каналов в сборно - монолитной бетонопленочной облицовке при современном уровне и качестве строительства достигает значений 0,98, что также подтверждается данными В.А.Духовного (1984, 1985). Без применения облицовок КПД этих же каналов в земляном русле составил бы 0,70 - 0,79, что доказывает

высокую эффективность противофильтрационной защиты БСК-3 и Бг-Р-7, Вместе с тем следует отметить, что повышение эффективности каналов в сборной и сборно-монолитной бетонопленочной облицовке может быть достигнуто за счет дополнительного противофильтрационного мероприятия - проведения инъекции цементным раствором подплитного пространства. Как показывают натурные исследования и расчеты БСК-3, КПД каналов в этом случае можно довести до значений 0,996 – 0,999.

В таблице 7.11 приведены данные по КПД наиболее крупных каналов юга России, Украины и Средней Азии. Данные по каналам Северного Кавказа , в основном, получены при эксплуатации эксплуатационными организациями (Ставрополькрайводхозом, Ростовмелиоводхозом, Дагмелиоводхозом. Каббалкмелиоводхозом) по состоянию на 1998 – 2000 гг.

Анализ фактических данных в таблице 7.11 показывает, что КПД каналов в земляном русле с расходами до 60 $м^3/с$ (БСК – 2, Багаевский, Нижнее – Донской, Пролетарский, Право - Егорлыкский) изменяется от 0,75 до 0,90. Для крупных каналов переброски стока в земляном русле с расходами более 100 $м^3/с$ (БСК – 1, ДМК) КПД достаточно высокий и составляет 0,89 – 0,96. Еще более высокий КПД наблюдается на каналах с бетонопленочной облицовкой (БСК – 3, Бг – Р – 7, Каршинский) – 0,97- 0,98. Но наиболее высокий КПД был получен по данным детальных исследований УкрНИИНиМ на каналах с грунтопленочными экранами (Главный Каховский, Кулундинский), а также исследованиями САНИИРИ на канале с бетонопленочной облицовкой повышенной надежности из капроновой ткани, обработанной полиизобутиленом (Караулбазарский). Здесь КПД каналов при качественном соединении полотнищ и отсутствии повреждений пленочного противофильтрационного элемента практически приближается к единице (0,995 – 0,998).

7.12. Оценка пополнения водных ресурсов подземных вод и речного стока за счет фильтрации из каналов

Влияние каналов, особенно крупных, как источников питания грунтовых вод может быть весьма существенным. Подпор грунтовых вод в приканальной зоне распространяется на значительные расстояния (в районах крупных каналов до нескольких километров), вызывая существенные изменения режима грунтовых вод.

Фильтрационные потери воды из каналов и потери при поливах на оросительных системах, пополняя грунтовые воды в межгорных впадинах, где реки служат естественными дренами – одна из важных составляющих возвратных вод (Кац, Пашковский, 1988). Последние повышают сток рек и могут повторно использоваться для орошения.

Пополнение запасов грунтовых вод за счет потерь из каналов может достигать значительных величин. Так, из Северо – Крымского канала по

Таблица 7.11 – КПД ряда крупных каналов

Канал	Грунт ложа канала или тип облицовки	Показатели канала			Данные исследований
		Расход, $м^3/с$	Длина, км	КПД	
БСК-1	суглинок	180	155	0,96	Ставрополькрайводхоз, 2000
БСК-2	суглинок	60	64	0,85	-//-
БСК-3	бетоно пленоч.обл.	55	42	0,97	-//-
Головной участок БСК	суглинок	180	25,4	0,928	Севкавгипроводхоз, 1973
БСК-3	бетоно пленоч.обл.	55	27,1	0,984	ЮжНИИГиМ, 1995
Донской МК	суглинок	250	112	0,89	Ростовмелиоводхоз,2000
Багаевский МК	глинист	30	36	0,75	-//-
Нижне-Донской МК	глинист	25	73	0,90	-//-
Азовский МК	суглинок	20	85	0,82	-//-
Пролетарский МК	суглинок	54	83	0,85	-//-
Верхне-Сальский МК	суглинок	30	98	0,70	-//-
Право-Егорлыкский МК	суглинок	20	397	0,84	Ставрополькрайводхоз, 2000
Распределитель Бг-Р-7	бетоно пленоч.обл	6,4	22,6	0,979	ЮжНИИГиМ,1985
Канал им. Октябрьской Революции (КОР)	облицовка ж/б плитами	50	91	0,92	Дагмелиоводхоз,2000
Правобережный МК	облицовка ж/б плитами	10	18	0,95	Каббалкмелиоводхоз,2000
Главный Каховский МК	грунтопленоч облицовка	530	130	0,998	УкрНИИГиМ,1976-1979
Кулундинский МК	грунтопленоч облицовка	22	19	0,996	УкрНИИГиМ
Каршинский МК	бетоно пленоч. облицовка	175	165	0,970	Средазгипроводхлопок, 1973
Караулбазарский канал	бетоно пленоч.обл	28	22	0,995	САНИИРИ,1982

полнения грунтовых вод составляет 37,0 млн. м^3/год, Ингулецкого МК – 11,6 млн. м^3/год, Краснознаменского МК – 81,0 млн. м^3/год.

Расчетная схема пополнения водных ресурсов реки за счет повышения грунтового питания вследствие фильтрации из канала представлена на рисунке 7.15.

Для оценки притока грунтовых вод в реку и уровней грунтовых вод используем следующие расчетные зависимости:

$$q_p = \frac{T'H + \varepsilon L(0{,}5L + \Delta L)}{L + \Delta L + \Phi}, \qquad (7.155)$$

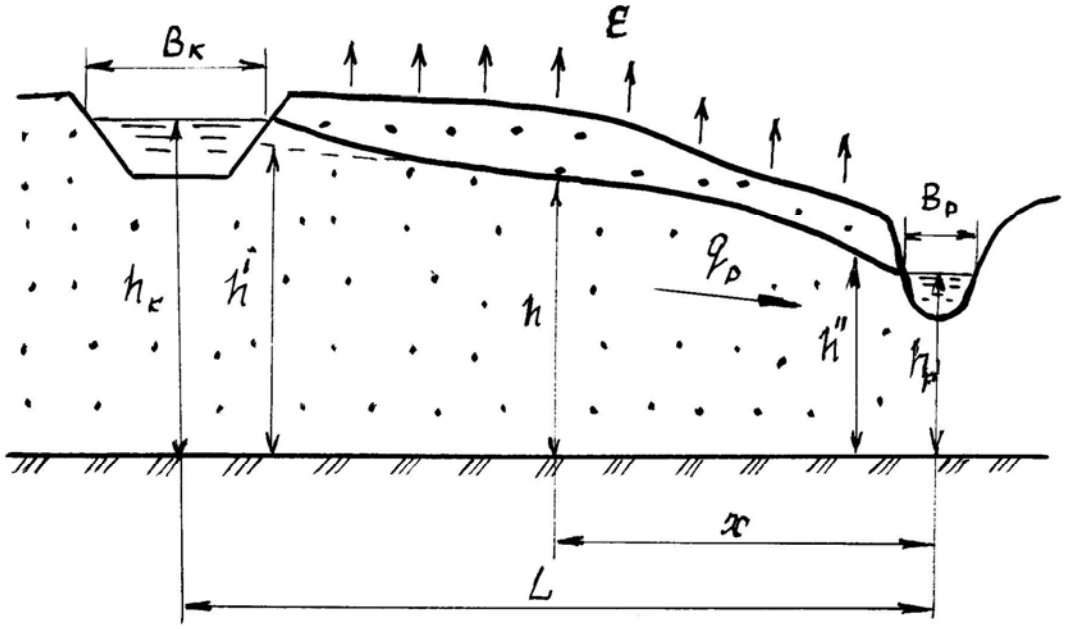


Рисунок 7.15 - Расчетная схема пополнения водных ресурсов реки за счет фильтрации из канала

$$h = h'' + \frac{h' - h''}{L}x - \frac{\varepsilon x}{2T'}(L - z), \qquad (7.156)$$

где $T' = k\dfrac{h_k + h_p}{2}$; $H = h_k - h_p$,

$\Phi = \Phi' + \Phi''$; $\Delta L = \Delta L' + 2\Delta L''$,

$h' = h_k - \dfrac{q_k}{T'}\Delta L$; $h'' = h_p + \dfrac{q_k}{T'}\Phi$.

Параметры Ф’ и Ф”, $\Delta L'$ и $\Delta L''$ определяем по формулам:

$\Phi' = -m_1 f'(m_1)$, $\Delta L' = m_1 f'_{k1}$,

$\Phi'' = -m_1 f''(m2)$, $\Delta L'' = m_1 f''_{k2}$,

где $m_1 = h_k$, $m_2 = 0$.

Односторонний погонный отток из канала (удельные потери на фильтрацию в сторону реки) рассчитываем, как

$$q_k = \frac{T'H + \varepsilon L(0{,}5L + \Phi)}{L + \Delta L + \Phi}. \qquad (7.157)$$

В случае двухслойного основания расчет параметров, входящих в формулы (7.155) и (7.157) , проводится по зависимостям, представленным ранее в п. 7.3.

В заключение отметим, что пополнение подземных вод фильтрационными водами из каналов может в ряде случаев (при далеком расположении реки и относительно высоком уровне воды в русле реки по сравнению с каналом) привести к значительному подъему уровня грунтовых вод и подтоплению приканальной зоны. С другой стороны, пополнение речного стока за счет увеличения грунтового питания рек фильтрующимися водами как из каналов, так и с орошаемых массивов, может вызвать ухудшение качества речной воды, поскольку вместе с грунтовыми водами в русла рек будут поступать зачастую сильноминерализованные коллекторно – дренажные или минерализованные подземные воды. Поэтому использование явления фильтрации из каналов нельзя рассматривать как самоцель в повышении стока речной сети, а лишь как неизбежный процесс при переброске больших объемов воды. Вместе с тем, для уменьшения или исключения негативных последствий фильтрации из каналов следует устраивать противофильтрациооные покрытия и особенно в сильнопроницаемых грунтах основания.

Инфильтрационноле питание грунтовых вод за счет фильтрации из каналов достигает значительных размеров и обычно преобладает над атмосферным. Так, доля инфильтрационного питания по отношению к суммарному может достигать в степных районах 50 – 60 %, а в пустынных и полупустынных районах – 70 – 90 %. Поэтому борьба с фильтрацией из каналов, повышение их КПД является важным мероприятием как для рационального использования водных ресурсов, так и для регулирования режима грунтовых вод в целях борьбы с заболачиванием и засолением земель (Справочное руководство гидрогеолога, 1979; Кац, Пашковский, 1988).

Целесообразность применения противофильтрационных облицовок в каналах должна рассматриваться с учетом гидрогеологических зон. При этом в некоторых случаях их устройство не только бесполезно. но и даже недопустимо, поскольку может отрицательно повлиять на мелиоративное состояние земель (Легостаев, 1986).

Так, в зоне, характеризующейся отличной дренирующей способностью и устойчиво глубоким залеганием пресных грунтовых вод, как правило, почти повсеместно необходима борьба с фильтрацией воды из каналов. В зоне выклинивания грунтовых вод противофильтрационные мероприятия следует проводить выборочно, так как здесь во многих местах возможно

выклинивание грунтовых вод на поверхность в виде родников, с тем, чтобы не истощать их и не снижать их дебит. В зоне рассеивания поверхностных и грунтовых вод фильтрационные воды в большинстве случаев будут способствовать опреснению почв и грунтовых вод. Следовательно, устройство дорогостоящих противофильтрационных облицовок в этой зоне не требуется, за исключением транзитной части каналов.

ГЛАВА 8. ВОДНОБАЛАНСОВЫЕ РАСЧЕТЫ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА

8.1. Водохозяйственные комплексы на базе каналов переброски стока

В том случае, когда водных ресурсов одного бассейна или на отдельных притоках внутри бассейна не хватает для формирования водохозяйственного комплекса (ВХК), то возможно его создание на базе каналов переброски стока. На рисунке 8.1 приведены основные типы ВХК с использованием каналов переброски стока.

Так, межбассейновая переброска стока с использованием водных ресурсов в пределах ВХК (рисунок 8.1. а) может осуществляться из реки-донора по самотечному или машинному каналу переброски стока. Для возможности водозабора в канал переброски, создается подпор за счет нижерасположенного низконапорного гидроузла. С этой целью используются варианты бесплотинного водозабора. В этом случае увеличиваются запасы водных ресурсов дефицитного бассейна реки- подпитки (реки- переброски).

Межбассейновая переброска стока с отбором водных ресурсов (рисунок 8.1, б) может осуществляться в случае наличия избытка водных ресурсов одного бассейна в бассейн другой реки, например с целью подпитки. такая переброска стока может проводиться непосредственно из водохранилища.

Внутрибассейная переброска стока (рисунок 8.1., в) возможна из одной реки данного бассейна, располагающего избыточными водными ресурсами, в другую реку, например приток, где ощущается нехватка воды. Здесь переброска стока тоже может осуществляться из водохранилища.

Водобалансовые расчеты указанных схем ВХК и основные обозначения составляющих, приведенных на рисунке 8.1, рассмотрены ниже в п. 8.2.

Схемы водохозяйственных систем переброски стока на юге России представлены в главе 1. Примерами межбассейновой переброски стока с пополнением водных ресурсов маловодных рек являются (см. рисунок 1.1) переброски стока Кубани в Егорлык и Кубани в Калаус (см. рисунок 1.2), а примером внутрибассейновой переброски стока - ВХС переброски стока Дона в Западный Маныч (см. рисунок 1.3), являющимся притоком р. Дон.

Для переброски стока Кубани в Егорлык создан низконапорный Невиномысский гидроузел, из которого кубанские воды подаются в Невиномысский канал комплексного использования с целью орошения, водоснабжения населенных пунктов, выработки электроэнергии и пополнения водных ресурсов р. Егорлык. В свою очередь, водные ресурсы Егорлыка, поступающие в Пролетарское водохранилище на р. Западный Маныч, способствуют рассолению всего каскада Манычских водохранилищ (Веселовского, Пролетарского и Усть- Манычского), а также озера Маныч-Гудило.

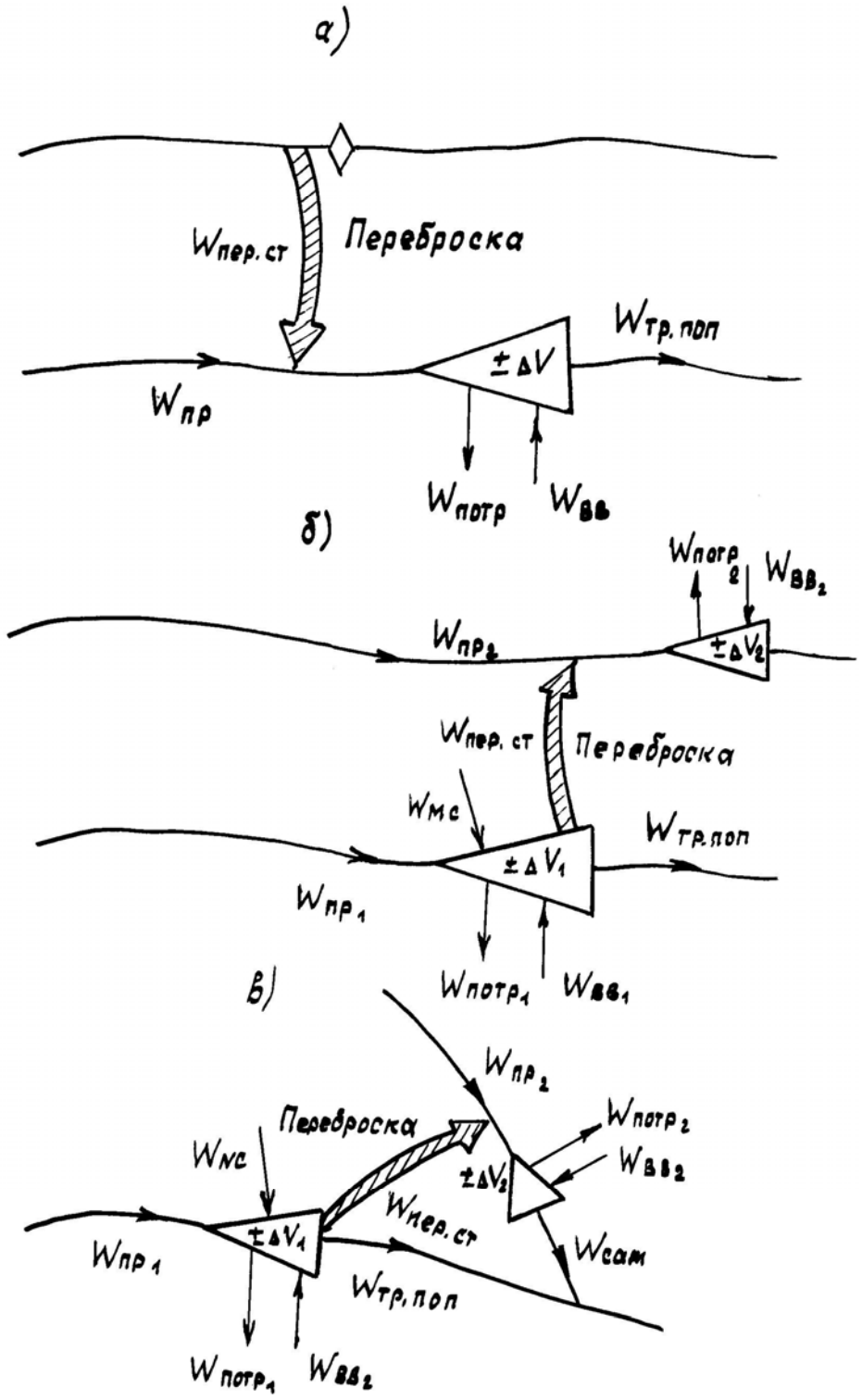


Рисунок 8.1 – Водохозяйственные комплексы на базе каналов переброски стока:

а- межбассейновая переброска стока с пополнением водных ресурсов; б – межбассейновая переброска стока с отбором водных ресурсов; в - внутрибассейновая переброска стока

В балансовом створе Невиномысского гидроузла расчетный сток среднемаловодного года составляет 4186 млн.м^3/год. Для безвозвратного использования в зоне Верхней Кубани выделяется лимит стока в объеме 3649 млн.м^3/год. Остаток расчетного стока 536 млн.м^3/год резервируется для сохранения санитарной проточности Кубани ниже Невиномысского гидроузла. Санитарный попуск в р. Кубань в этом створе составляет 17 м^3/с (Водные ресурсы Ставрополья, 2001).

Переброска стока из Кубани в Калаус осуществляется с помощью Усть-Джигутинского гидроузла с русловым регулирующим водохранилищем и Большого Ставропольского канала протяженностью 1-ой очереди 156 км. Канал БСК-1 используется комплексно для орошения городов-курортов Кавказских Минеральных вод, Невиномысской ГРЭС, Буденновского завода пластмасс и др.

Внутрибассейновая переброска стока Дона в Западный Маныч осуществляется из Цимлянского водохранилища по Донскому магистральному каналу, откуда донские воды поступают в Веселовское и Пролетарское водохранилища. Канал переброски стока ДМК также используется комплексно; для орошения, обводнения, подпитки рек Сал и Западный Маныч, опреснения Манычских водохранилищ, сельхозводоснабжения, рыбного хозяйства.

Головной водозабор в ДМК составляет 2670 млн.м^3/год, из них на орошение используется 1704 млн.м^3/год, попуски в р. Западный Маныч – 412 млн.м^3/год. в р. Сал – 55,2 млн.м^3/год, сельхозводоснабжение – 27,6 млн.м^3/год, рыбное хозяйство – 45 млн.м^3/год. Общие потери из ДМК достигают 278 млн.м^3/год.

Другими примерами межбассейновой и внутрибассейновой переброски стока на юге России являются переброска стока Терека в реку Куму, по Тереко-Кумскому каналу, переброска стока из Кумы в бассейн Восточного Маныча и Чограйское водохранилище по Кумо-Манычскому каналу, переброска стока из бассейна Волги в бассейн р.р. Большой и Малый Узень по Саратовскому каналу и в засушливые степи Поволжья по Куйбышескому обводнительно-оросительному каналу.

8.2. Характеристика основных водопользователей ВХК на базе каналов переброски стока

В составе ВХК на базе каналов переброски стока юга России основными участниками являются:

- орошение;
- обводнение и сельхозводоснабжение;
- водоснабжение (коммунально – бытовое, промышленное, включая тепловые и атомные электростанции);
- гидроэнергетика;

- водный транспорт;
- рыбное хозяйство.

На правах участников ВХК также рассматриваются требования по санитарной проточности всех крупных рек и их притоков, подпитке маловодных пересыхающих рек и водоемов.

Рассмотрим характеристику основных участников ВХК.

Орошение земель. Сочетание благоприятных почвенных и температурных условий с недостаточным увлажнением и засушливым климатом на Северном Кавказе и Поволжье, обуславливает важную роль орошаемого земледелия в сельскохозяйственном производстве на юге России.

На Северном Кавказе широкомасштабное строительство оросительных систем началось после ввода в эксплуатацию Цимлянского водохранилища на Дону и ДМК, БСК и Краснодарского водохранилища на р. Кубань, ТКК на р. Терек. В Поволжье создание оросительных систем связано со строительством Саратовского, Палласовского, Куйбышевского и других каналов.

К концу 80-х годов орошаемое земледелие стало одним из основных водопотребителей по объему безвозвратного изъятия стока среди других участников ВХК на юге страны.

орошение требует больших затрат воды, которая расходуется на фильтрацию и испарение. До 50-70% воды, подаваемой на орошение, теряется безвозвратно. Как водопотребитель, орошение отличается сезонной неравномерностью. Наибольшая потребность в воде приходится на периоды вегетации. Орошение предъявляет соответствующие требования к качеству воды. В оросительной воде допускается содержание растворимых солей до 1 г/л.

К негативным последствиям орошения можно отнести подъем уровня грунтовых вод и повышение минерализации водоисточников за счет поступления в них засоленных коллекторно-дренажных вод.

Обводнение и сельхозводоснабжение. В южных районах страны животноводство обеспечивается кормами за счет естественных обширных пастбищ, которые имеют ограниченные водные ресурсы и поэтому нуждаются в обводнении. Обводнение пастбищ основано на использовании вод рек, озер, прудов, подземных вод и водных ресурсов, перебрасываемых по каналам в засушливые и безводные районы. Так, площадь обводнения в зоне БСК в настоящее время составляет около 700 тыс. га, а в перспективе после ввода IV – ой очереди канала она возрастет до 3 млн. га. В современном состоянии обводненность пастбищ в Ростовской области и Ставропольском крае, расположенных в засушливой степной зоне, не превышает 70%.

Водоснабжение сельских населенных пунктов в отличие от коммунально-бытового водоснабжения городов характеризуется большой часовой неравномерностью, меньшим удельным водопотреблением, значительными объемами безвозвратного водопотребления. Наибольшим потребителем во-

ды в сельхозводоснабжении являются крупные специализированные сельскохозяйственные предприятия по производству продукции животноводства. Требования к качеству воды, используемой для нужд животноводства, в основном соответствуют нормам для хозяйственно-питьевого водоснабжения.

Водоснабжение является наиболее приоритетным компонентом ВХК в бассейне Дона, Кубани и Волги. Водопотребление на нужды городов и промышленных предприятий отличается сравнительно небольшой величиной безвозвратного изъятия стока (около 12% от суммарного), но имеет высокую обеспеченность (95-99%).

Основной объем коммунально-бытового и промышленного водоснабжения приходится на ВХК Нижнего Дона и ВХК в зоне БСК. Здесь водные ресурсы используются для водоснабжения г.г. Ростова-на-Дону, Волгодонска, Новочеркасска, Шахт, Таганрога, Черкесска, Пятигорска, Кисловодска, Ставрополя и других. Самыми крупными водопотребителями промышленной отрасли являются Новочеркасская ГРЭС, Невиномысская ГРЭС, промышленные комплексы Нижнего Дона и Ставрополья. Так, годовое водопотребление Новочеркасской ГРЭС составляет около 2 км^3/год.

Режим водопотребления в коммунальном бытовом водоснабжении характеризуется большой суточной неравномерностью и относительно равномерной подачей в течение года. Качество воды, используемое для питьевых нужд населения должно быть самым высоким. Для промышленных предприятий большое значение имеет бесперебойное обеспечение водой, а также качество воды, общая минерализация, жесткость, температура и т.д.

Вода, использованная в коммунальном хозяйстве и в промышленности, которая в виде бытовых стоков поступает обратно в водоисточники, должна быть обязательно подвержена очистке. В случае сброса неочищенных или недостаточно очищенных сточных вод происходит загрязнение водоисточника, снижается его самоочищающая способность, ухудшается качество воды.

Гидроэнергетика. Для выработки электроэнергии на ГЭС непосредственно используется энергия водного потока. Режим работы ГЭС характеризуется суточной, недельной и сезонной неравномерностью.

На БСК и Невиномысском канале созданы каскады из 7 ГЭС. Только каскад гидроэлектростанций на БСК-1 и Барсучковском сбросе имеет общую мощность 384 тыс. кВт и позволяет комплексно и более эффективно использовать водные ресурсы, перебрасываемые из Кубани в засушливые районы Ставрополья.

Водный транспорт предъявляет режимные требования на воду: необходимые судоходные глубины, внутрисуточные колебания и интенсивность подъема и спада уровней воды. Режим водопользования – сезонный, лимитирующий период – в летнюю межень. Речное судоходство загрязняет реки и судоходные каналы, ухудшает качество воды в них за счет поступления отходов нефтепродуктов, масел и др.

Основное судоходство на юге страны осуществляется на Нижнем Дону и Нижней Волге. Участок Нижнего Дона от Цимлянского гидроузла до Азовского моря имеет протяженность 309 км и здесь поддерживается гарантированная судоходная глубина 360-400 см.

В настоящее время на Нижнем Дону действуют три подпорных гидроузла – Николаевский, Константиновский и Кочетковский, что позволило снизить объем судоходных попусков из Цимлянского гидроузла и высвободить около 3,5 км^3/год. После строительства последней ступени шлюзов – Багаевского гидроузла, специальные судоходные попуски полностью прекратятся, и это даст возможность высвободить дополнительно 4,8 км^3/год для других участников ВХК.

Рыбное хозяйство предъявляет свои требования к водоисточнику, главные из них – необходимое качество воды для жизни и воспроизводства рыбы, обеспечение необходимых глубин, скоростей течения, особенно в период нереста.

Условия сохранения, восстановления и воспроизводства рыбных запасов Азово- Донского промыслового района связаны с использованием значительных объемов речного стока, что позволяет рассматривать эту отрасль в числе наиболее крупных водопользователей в составе участников ВХК бассейна Дона. Так, рыбохозяйственный попуск из Цимлянского водохранилища для среднемаловодного года 75% обеспеченности составляет более 5 км^3/год или около 36% от поступления речного стока в водохранилище.

За период после ввода в эксплуатацию Цимлянского водохранилища (с 1952 г.) затопление Донской поймы, отвечающей рыбохозяйственным требованиям, наблюдалось лишь в 8 случаях (18% лет). Последнее затопление поймы в интересах рыбного хозяйства производилось в половодье 1994 г., когда было затоплено около 100 тыс. га нижнедонской поймы на срок до 2 месяцев (Россия: Речные бассейны, 1999).

Санитарная проточность Санитарные расходы рек в соответствии с действующим законодательством по охране поверхностных вод от загрязнения, в настоящее время принимаются как минимальные среднемесячные расходы за период межени для года 95% обеспеченности. В половодный период санитарный попуск увеличивается до 20% от расчетного объема половодья.

В створе Цимлянского гидроузла минимальный санитарный расход Дона, определяемый правилами использования водных ресурсов водохранилища, составляет:

- на участке Цимлянский гидроузел – ст. Раздорская – 100 м^3/с;
- на участке ст. Раздорская – устье Дона – 120 м^3/с.

Однако, в связи со сложной санитарно-эпидемиологической обстановкой, на участке Нижнего Дона для обеспечения устойчивой работы городских водозаборов Ростова, Новочеркасска, Таганрога, Азова рекомендованные санитарные попуски в нижний бьеф Цимлянского гидроузла долж-

ны составлять: нормальный – 230 м^3/с, гарантированный – 185 м^3/с (Россия: Речные бассейны, 1999).

8.3. Расчет водохозяйственного баланса ВХК на базе каналов переброски стока

Водохозяйственный баланс – это результат сопоставления имеющихся в бассейне реки или на данной территории водных ресурсов с их использованием (Шабанов и др., 1994).

ВХБ состоит из двух основных частей – приходной и расходной. Приходная часть – это располагаемые водные ресурсы рассматриваемой территории, в том числе и за счет переброски стока из других бассейнов. Расходная часть представляет собой потребности в воде различных отраслей народного хозяйства, а также попуски воды ниже по течению и потери воды на испарение и фильтрацию.

Приходную часть ВХБ определяют по данным систематических гидрометеорологических наблюдений с учетом антропогенного изменения стока. Расходную часть ВХБ устанавливают на основе оценки водопотребления при орошении, обводнении сельскохозяйственных земель, коммунально-бытовом, промышленном водоснабжении ТЭС и АЭС, а также с учетом оздоровления и подпитки маловодных рек и нормального функционирования природных комплексов.

Общий вид управления водохозяйственного баланса для рассматриваемых ВХК на базе каналов переброски стока (см. рисунок 8.1) можно записать по аналогии с известными уравнениями ВХБ участка реки (Шабанов и др., 1994; Шкура Вл. Н., 2002; Железняков, Неговская, Овчаров, 1984) следующим образом:

$$\Delta W = W_{пр} + W_{мс} + \Sigma W_{вв} +/- W_{пер.ст} - \Sigma W_{потр} - W_{тр.поп} +/- \Delta V - V_{пот},$$

где ΔW – результирующая ВХБ, которая может быть в виде избытка ($\Delta W>0$) или дефицита ($\Delta W < 0$) водных ресурсов;

$W_{пр}$ – приток речного стока с вышерасположенных участков;

$W_{мс}$ – местный сток, формируемый в пределах рассматриваемого участка;

$W_{вв}$ – объем возвратных вод, поступающий в водоток или водохранилище на рассматриваемом участке;

$W_{пер.ст.}$ – объем переброски стока из других бассейнов (со знаком "+") или из данного бассейна (со знаком "-");

$W_{потр.}$ – объем потребления на данном участке;

$W_{тр.поп.}$ – объем транзитного попуска за пределы участка, включающий санитарный попуск;

ΔV – объем регулирования стока водохранилищем, который принимается

со знаком "+" при сработке и со знаком "-" при наполнении;
Vпот – потери воды на фильтрацию и испарение.

Составляют ВХБ для маловодных, среднемаловодных и средних по водности лет, соответствующих расчетным обеспеченностям 95, 75, 50%.

8.4. Водохозяйственный баланс ВХК Нижнего Дона

Наиболее сложная водохозяйственная обстановка складывается на участке Нижнего Дона, где обеспечение водой практически всех водопользователей осуществляется из Цимлянского водохранилища (Россия: Речные бассейны, 1999). Напряженные условия регулирования стока и режима работы Цимлянского водохранилища возникают в периоды формирования весенних рыбохозяйственных попусков. Необходимость обеспечения весенних рыбохозяйственных попусков из водохранилища вступает в противоречие с регулированием стока, необходимого для других отраслей народного хозяйства в меженный период (санитарная проточность, промышленное и коммунальное водоснабжение, судоходство, сельское хозяйство).

В таблице 8.1 представлен баланс ВХК Нижнего Дона с учетом переброски стока из Дона в Манычские водохранилища по ДМК (см. рисунок 1.3) для лет 75 и 95% обеспеченности.

Согласно этих данных приходная часть ВХБ участка Нижнего Дона, включающая речной сток с вышерасположенных участков водосборного бассейна на р. Дон, боковую приточность к водохранилищу и возвратные воды, составляет 14831 млн.м^3/год для года 75% обеспеченности и 9548 млн.м^3/год для года 95% обеспеченности.

Расходная часть, включающая потери из водохранилища, санитарный, транспортный и рыбохозяйственный попуски, водопотребление, в том числе подачу воды в ДМК, составляет, соответственно, 19086 млн.м^3/год и 14020 млн.м^3/год. Поступление стока на нижерасположенный участок соответственно равно 13030 млн.м^3/год и 9474 млн.м^3/год.

На современном уровне развития ВХК в бассейне Дона при существующей технической схеме шлюзование Нижнего Дона (три ступени шлюзов) собственные водные ресурсы полностью исчерпаны. Так, обеспеченность по числу бесперебойных лет оптимального рыбохозяйственного попуска не превышает 37,9% (при заявленной 50%), а сниженного – 63,4% (при заявленной 85%). Обеспеченность нормального судоходного попуска не превышает 72,4% (при заявленной 85%), а сниженного – 86,5% (при заявленной 95%). перерывы в организации оптимальных рыбохозяйственных попусков достигают 7 лет при наступлении маловодных периодов, аналогичных 1933-1939 г.г. и 1972-1978 г.г. (Россия: Речные бассейны, 1999).

Таблица 8.1 - Водохозяйственный баланс ВХС Нижнего Дона.

Составляющие водохозяйственного баланса	Показатели ВХБ для разных по обеспеченности стока лет млн.м^3/год	
	P= 75%	P= 95%
1. Приходная часть		
Поступление стока в Цимлянское водохранилище	14153	9335
Боковая приточность	553	118
Возвратные воды	125,5	95,5
Итого по приходной части	14831,5	9548,5
2. Расходная часть		
Потери из Цимлянского водохранилища	1427	1211
Попуски в нижний бьеф:		
- санитарный	5813	5813
- транспортный	7935	6580
- рыбохозяйственный	5010	2319
Водопотребление, всего в т.ч.:	4714	3910
- забор в ДМК, в т.ч.:	2721	2426
подпитка р. Сал	55,2	55,2
подпитка р. Маныч	412	412
(Веселовского и Пролетарского водохранилищ)		
-орошение	1703,8	1403,8
- шлюзование через ВДСК	300	300
- забор на НчГРЭС	1946	1946
	1362	1368
- подача в водоем-охладитель РоАЭС	35	35
Итого по расходной части	19086	14020
3. Баланс		
Наполнение	4835	1867
Сработка	9175	6917
Поступление на нижерасположенный участок, в т.ч. - -- санитарная проточность	13030,5	9474,5
	5813	5813

Обеспеченность водоподачи для орошения, рыбохозяйственных прудов, водоснабжения и санитарной проточности выдерживаются на уровне установленных нормативов, однако, в крайне маловодные годы для оро-

шения и рыбохозяйственных прудов в зоне ДМК возможны глубокие ограничения водопользования вследствие исчерпания запасов воды Цимлянского водохранилища до окончания вегетационного периода (степень ограничения может составить 76-83%).

8.5. Русловой водный баланс каналов переброски стока

Русловой водный баланс (РБВ) выражает соотношение между притоком воды на участок канала через верхний граничный створ и ее оттоком через нижний (замыкающий) с учетом изъятий и сбросов оросительных вод, потерь на испарение и фильтрацию, поступления от осадков и подземного притока (Карасев, 1975).

К числу важнейших характеристик каналов переброски стока относятся их КПД, показывающий, какая доля расхода воды в верхнем створе Qв доходит до нижней границы участка с учетом водозаборов q_i :

$$\eta_k = \frac{Q_н + \sum_1^N q_i}{Q_В} \qquad (8.2)$$

где Qн – расход канала в нижнем створе;

N – число точек водозабора

На каналах переброски стока в земляном русле потери воды происходят главным образом вследствие фильтрации из русла. На облицованных каналах и уширенных участках каналов в земляном русле весьма ощутимой величиной по сравнению с общими потерями становятся потери на испарение. Действительное соотношение этих и других элементов может быть установлено на основе расчета РВБ.

В зависимости от характера решаемых задач могут быть использованы различные уравнения РВБ (Карасев, 1975). При учете полного комплекса приходных и расходных составляющих баланса, т.е. при расчете детального РВБ, используется развернутое уравнение:

$$Q_в – Q_н + Q_{б.п} + Q_{ск} – Q_{вз} + Q_{вс} – Q_п + Q_{ос} +/- Q_л +/- \\ +/-Q_{с.р} +/- Q_{р.р} +/- Q_{б.р} +/- Q_ф +/- Q_0 = 0 \qquad (8.3)$$

где Qв и Qн – расходы воды соответственно в верхнем и нижнем створах;

Qб.п – расходы воды боковых притоков, поступающих непосредственно в канал;

Qск – расходы воды со склонов, поступающих в канал;

Qвз и Qвс – соответственно расходы водозаборов и сбросных вод из коллекторно-дренажной сети;

Qп – потери на испарение с водной поверхности канала и испарение в зоне затопления и подтопления в приканальной полосе;

Qос – поступление воды от осадков;

Qл – потери воды на ледообразование или ее поступление от таяния льда;

Qс.р – поступление воды от таяния снегозапасов в русле канала;

Qр.р – расходы руслового регулирования, обусловленные потерей воды на аккумуляцию в емкостях русла или возвратом из них при попусках воды по руслу;

Qб.р – расходы берегового регулирования – фильтрационный отток в берега или приток из них при изменении наполнения русла;

Qф – расходы фильтрационного оттока из русла (потери на фильтрацию) или притока подземных вод в русло при установившемся режиме, в том числе и возврат оросительных вод подземным путем;

Q_0 – остаточный член, компенсирующий неучтенные элементы или невязки РВБ.

Для крупных каналов переброски стока при установившемся режиме движения потока ряд элементов РВБ становится пренебрежимо малым. Так, испарение, несмотря на его значительную величину в южных районах, не играет роли в РБВ из-за относительно малой площади зеркала воды в искусственных руслах. В облицованных руслах каналов пренебрежимо малыми могут быть потери на фильтрацию, особенно для каналов с пленочными противофильтрационными экранами (бетонопленочными облицовками и грунтопленочными экранами). Еще менее существенна в РБВ каналов переброски стока доля осадков. При расчете РВБ ряда каналов переброски стока сбросы в них и боковая приточность могут отсутствовать, а в качестве искомой величины рассматриваются потери на фильтрацию Qф, которые объединяются с остаточным членом Q_0. Поэтому для крупных каналов переброски стока уравнение РВБ при обретает более простой вид по сравнению с выражением (8.3):

$$Qв – Qн – Qвз – Qф = 0, \qquad (8.4)$$

где $Q_{ВЗ} = \sum_{1}^{N} q_i$ - расход водозаборов из канала;

q_i – расход каждого водовыдела из канала;

N – число точек водовыделов.

Однако, для некоторых каналов переброски стока, например, как Головной участок БСК, проходящих в сложных горно – геологических условиях – косогоры, глубокие выемки, в отдельные периоды работы необходимо учитывать расходы боковых притоков и расходы воды со склонов, поступающих в канал. В этом случае, уравнение РВБ будет иметь вид:

$$Qв - Qн + Qб.п + Qск - Qвз - Qф = 0 \qquad (8.5)$$

РВБ составляется за различные расчетные интервалы: декады, месяцы и характерные периоды гидрологического режима или хозяйственного использования вод. Применительно к водному режиму каналов в южных районах выделяются четыре характерные периоды: вегетационный (апрель-сентябрь), осенний (октябрь – ноябрь), зимний (декабрь – январь) и весенний (февраль – март). Каждому из характерных периодов соответствует определенная структура РВБ.

Наиболее простой вид управления РВБ имеет для вегетационного и зимнего периодов (при установившемся движении потока, объединении фильтрационной составляющей и остаточного члена в виде +/- Q_0 и пренебрежением потерями воды на испарение летом):

$$Qв - Qн - Qвз +/- Q_0 = 0 \qquad (8.6)$$

Так как транзитные расходы воды в каналах летом значительно больше, чем зимой, то доля фильтрационных потерь (они учитываются членом Q_0) для высоких летних расходов существенно ниже зимних, хотя по абсолютной величине фильтрация имеет максимум в вегетационный период.

Осенью обычно производится сокращение водоподачи и в связи этим возможно выклинивание некоторой части грунтовых вод в канал и уменьшение фильтрационных потерь. Зато в расходной части баланса появляется дополнительный элемент – потери воды на ледообразование:

$$Qв - Qн - Qвз - Qл +/- Q_0 = 0. \qquad (8.7)$$

В весенний период каналы пропускают нарастающие расходы воды, чем вызывается увеличение потерь на фильтрацию. С другой стороны, появляется отдача от таяния льда и снега, накопленных в русле. Кроме того, может оказаться ощутимым сток из овражно-балочной сети и со склонов, если он принимается в канал. Все это усложняет структуру ВХБ:

$$Qв - Qн - Qвз + Qб.п + Qск + Qл + Qс.р +/- Q_0 = 0. \qquad (8.8)$$

Во всех случаях основу РВБ составляют расходы воды в ограничивающих створах Qв и Qн и водозаборы Qвз. Эти элементы непосредственно определяются по гидрометрическим данным.

Рассмотрим пример расчета РВБ и КПД для Головного участка БСК.

Пример. В качестве исходных данных на Головном участке БСК примем: максимальный расход Q = 180 м^3/с, глубина наполнения h_0 = 5.0 м, ширина

по урезу воды В = 50 м, длина участка канала $L_к$ = 26,14 км. Канал проходит преимущественно в суглинистых грунтах с коэффициентом фильтрации К = 0,5 – 1,0 м/сутки. Для расчета потерь на фильтрацию задаемся К = 0,7 м/сутки. Мощность фильтрующей толщи 35 м.

Данные гидрометрических наблюдений, проведенных в 1972-1973 г.г. НИМИ (Овчаренко, Автономов, 1977), по расходам в начале и конце участка, забору в водоемы и склоновому дождевому стоку в канал представлены в таблице 8.2.

Для расчета РВБ Головного участка БСК используем уравнение с учетом поступления в канал склонового дождевого стока:

$$Qв – Qн – Qвз + Qск.д – Q_0 = 0 , \qquad (8.9)$$

где Qск.д – склоновый дождевой сток, поступающий в канал с косогорных участков.

В соответствии с уравнением РВБ (8.9) остаточный член Q_0, представляющий собой полные потери воды и главным образом потери на фильтрацию, рассчитываем по формуле:

$$Q_0 = Qв – Qн – Qвз + Qск.д . \qquad (8.10)$$

Тогда КПД канала будет определяться по зависимости:

$$\eta_к = \frac{Q_н + Q_{вз} - Q_{ск.д}}{Q_В} . \qquad (8.11)$$

Так, при измеренных значениях расходов на Головном участке БСК от 1 до 17 км: Q = 186,89 м^3/с, остаточный член РВБ, определяющий потери на фильтрацию из канала, используя формулу (8.10), будет равен:
Q_0 = 186,89 – 178,30 – 1,12 + 4,64 = 12,11 м^3/с.

КПД канала в соответствии с этими данными по соотношению (8.11) будет:

$$\eta_к = \frac{178.30 + 1,12 - 4,64}{180,89} = 0,935 .$$

Для остальных данных результаты расчета РВБ и КПД Головного участка БСК приведены в таблице 8.2.

Теперь рассмотрим определение потерь на фильтрацию данного участка БСК расчетным путем. С этой целью используем формулу Н.Н. Павловского для установившейся свободной фильтрации из русла полигонального сечения:

$$Qф = 0,0116К (В + 2h_0) L_к . \qquad (8.12)$$

Таблица 8.2 – Результаты расчета руслового водного баланса и КПД Головного участка БСК по данным наблюдений

Участок канала	Длина участка, L, км	Дата замеров	Измеренный расход, $м^3/с$		Забор в водовыделы $Q_{вз}$, $м^3/с$	Склоновый дождевой сток в канал $Q_{ск.д.}$, $м^3/с$	Qв – $Q_н$, $м^3/с$	Полные потери (остаточный член РВБ)		КПД участка канала $\eta_к$
			в начале участка $Q_В$	в конце участка $Q_н$				Q_0, $м^3/с$	в % Qв	
1 - 27	26, 14	10-12.07.1973г	186,89	178,30	1,12	4,64	8,59	12,11	6,5	0,935
		14-16.08.1972г.	114,52	106,63	1,93	2,42	7,69	8,18	7,1	0,927
		17.04.1973г.	80,00	77,12	-	3,19	2,66	6,07	7,6	0,924
		27.09.-9.10.1972г.	58,67	52,69	0,33	-	5,98	5,65	9,6	0,903
		27.09.1973г.	27,42	23,04	-	-	4,38	4,38	16,0	0,840

Подставляя в данную формулу (8.12) значения соответствующих параметров, получим:

$$Qф = 0,0116 * 0,70 (50+2 * 5) * 26.14 = 12,73 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Сопоставляя расчетное значение потерь на фильтрацию Qф = 12,73 $м^3/с$ с остаточным членом РВБ Q_0 = 12,11 $м^3/с$, видим, что они получились достаточно близкими. Это свидетельствует о том, что остаточный член уравнения РВБ в данном случае для Головного участка БСК представляет собой потери на фильтрацию.

Анализ данных в таблице 8.2. позволяет заключить, что с уменьшением расходов в канале процент потерь по отношению к расходу в начале участка растет, а КПД канала снижается со значением 0,935 до 0,840. При расходах в канале меньше 50 $м^3/с$ КПД канала снижается ниже 0,90, что уже недопустимо по требованиям СНиП 2.06.03-85 для данной категории каналов. Поэтому с точки зрения наиболее эффективного режима эксплуатации Головного участка БСК необходимо пропускать расходы по нему в диапазоне от 50 до 180 $м^3/с$.

ГЛАВА 9. ПРОБЛЕМЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА

9.1. Условия эксплуатации каналов переброски стока

Выполнение каналами переброски стока заданных функций и надежность их работы зависят от условий эксплуатации.

При эксплуатации каналов могут возникать различные деформации русел, заиление, зарастание русел водной растительностью, повреждение и деформации противофильтрационных облицовок, значительная фильтрация, подъем уровня грунтовых вод, подтопление и засоление прилегающих к каналам территорий, ухудшение качества воды.

Деформации при эксплуатации каналов в земляном русле, как правило, наблюдаются при превышении местных скоростей потока допускаемых неразмываемых для грунтов основания. Они проявляются в виде местных размывов откосов, иногда дна русла. Наиболее сильно подвержены размывам участки канала на поворотах и непосредственно за сооружениями. Деформации русла также могут проявляться в виде просадок грунта основания, карстово-суффозионных явлений, оползания откосов под воздействием грунтовых и ливневых вод. Наряду с этим, особенно на участках в насыпи, в дамбах канала могут происходить фильтрационные деформации грунта.

На облицованных каналах характерны деформации плит облицовки, разрушение швов, подмывы потоком плит, неравномерные деформации основания облицовки.

В земляных руслах каналов процессы размыва отдельных участков связаны с отложением продуктов размыва – заилением. В условиях заиления уменьшаются поперечное сечение каналов и уклоны дна, что приводит к снижению их пропускной способности.

Другой проблемой при эксплуатации каналов является зарастание русел водной растительностью вдоль берегов. Это способствует повышению шероховатости русла каналов и также снижает их пропускную способность.

При значительной фильтрации из каналов происходит подъем уровня грунтовых вод в приканальной зоне и подтопление прилегающей территории, что негативно сказывается на продуктивности сельскохозяйственных земель.

На все указанные выше процессы значительное влияние оказывают условия эксплуатации каналов: пропускаемые расходы и колебания уровней воды, режимы работы перегораживающих сооружений, скорость течения потока, мутность и транспортирующая способность потока, возможность попадания в канал ливневых и талых вод, опорожнение и наполнение каналов (продолжительность сработки и пуска воды), выклинивание грунтовых вод в канал при низких уровнях воды, судовые и ветровые волны и волны перемещения (для машинных каналов при внезапной остановке насосных агрегатов).

9.2. Деформации русел каналов при эксплуатации

Деформации (размыв и заиление) русел каналов сказывается, прежде всего, на изменении шероховатости ложа. В деформируемых земляных руслах вместо зернистой шероховатости образуются рифели, дюны, гряды (Рабкова, 1990). Размыв или заиление русла изменяют первоначальную форму поперечного сечения, что приводит к изменению пропускной способности русла. Под воздействием перечисленных факторов первоначальные гидравлические характеристики потока претерпевают изменение.

Однако эти явления закономерны и обусловлены тем, что поток и ложе русла составляют единую механическую систему и находятся в непрерывном взаимодействии. Русло, оказывая воздействия на гидравлические сопротивления и внутреннюю кинематическую структуру потока, формирует условия протекания потока; в свою очередь, поток, воздействуя на граничную поверхность русла (грунты ложа), изменяет его форму. Такой процесс взаимодействия потока и грунтов ложа русла получил название «русловой процесс», проявление которого осуществляется в виде русловых деформаций (Рабкова, 1990).

В искусственных водотоках (каналах) взаимодействие между потоков и руслом из несвязных и слабосвязных грунтов в общем виде подчиняется закономерностям руслового процесса на реках, но по сравнению с ними протекает менее интенсивно и в ограниченных пределах. Каналы как инженерные сооружения строят по проектам на пропуск определенных, мало изменяющихся расходов воды с ограниченным колебанием уровней воды, что резко отличает водный режим каналов и рек. Проектируемые каналы имеют геометрически правильные формы русла и малые скорости (в среднем $V \approx 0{,}4 – 0{,}7$ м/с), обусловленные условиями незаиляемости и неразмываемости, а также малыми уклонами. Если в качестве оценки энергии потока принять произведение расхода на уклон $\rho g Q i$, то энергия потока рек составляет 0,01 – 0,02 и более, а каналов – всего 0,006 – 0,008. Исходя из этих данных, отсутствуют условия для активного проявления руслового процесса в каналах. Однако натурные данные при эксплуатации каналов говорят о том, что и в каналах имеет место проявление руслового процесса и образование различного рода русловых деформаций.

Проектируемая трапецеидальная или полигональная форма русла, исходя из понятия угла естественного откоса в воде для грунтов ложа, не увязана с условиями динамического воздействия потока на грунт, что приводит к нарушению устойчивости грунта на откосе русла канала и возникновению, как следствие, транспорта русловых (донных) наносов. При этом часть наносов поступает по откосу в осевую зону русла и там оседает. Таким образом, русловые деформации (размыв и заиление), определяющие русловой процесс в каналах, протекают в направлениях переформирования заданных в проекте очертаний поперечного сечения русла.

Процесс переформирования в каналах (точнее – доработки потоком русла до устойчивых форм) происходит активно до тех пор, пока форма рус-

ла и его размеры не определят такую скоростную структуру потока, при которой грунт ложа канала по периметру окажется в состоянии предельного равновесия, а поток сохранит способность к транспорту определенного количества наносов (Рабкова, 1990).

В результате переформирования русла (например, уширения и повышения отметок дна на песчаных участках) скорости в канале достигают значения $V \geq 1{,}5\ V_{нр}$,что характеризует предельную динамическую устойчивость сечения (Алтунин, 1979).

При колебаниях уровня воды от 0,3 до 0,5 м могут возникнуть необратимые деформации (меандрирование русла, осередки, местные уширения и др.). Эти явления можно наблюдать на Каракумском канале.

В условиях стеснения потока мостовыми переходами также могут возникнуть значительные деформации русла, которые представляют собой местные размывы откосов и дна за сооружениями.

При превышении поступления наносов над транспортирующей способностью канала происходит заиление, которое увеличивает устойчивость русла, но снижает его пропускную способность. Заиление затрудняет плановое водораспределение, требует огромных затрат труда на очистку каналов. В нашей стране средний ежегодный объем очистки оросительной сети составляет 15 – 16 $м^3$/га. Основной объем наносов (60 – 70% годового объема) поступает в каналы в период паводков на реках (Алтунин, 1979).

Как показывает опыт эксплуатации каналов с машинным подъемом, от волн перемещения, вызванных внезапной остановкой насосных станций, могут разрушаться откосы и даже облицованные стенки каналов. Ветровые воздействия часто усиливаются от физического выветривания откосов. Для предотвращения эрозии откосов от воздействия ветровых волн, как правило, предусматривают крепление откосов канала в зоне колебания уровней воды отсыпкой щебня.

Интенсивность деформации берегов (в виде «подсечки») возникает с увеличением скорости ветра. В этот же период значительно увеличивается мутность потока, что было подтверждено специальными наблюдениями И.Ф. Карасева на Право-Егорлыкском канале, откосы которого сложены суглинками и глинами. Средняя мутность потока при скорости ветра 5 – 6 м/с почти в 2 раза выше, чем в тихую погоду.

Процесс деформаций русла земляных каналов в значительной степени определяется режимом их эксплуатации (замочкой, наполнением и сбросов, изменением расходов воды в зависимости от условий водозабора) и грунтами, слагающими русло.

Для несвязных грунтов значительное колебание уровней воды в период наполнения и сброса воды из канала приводит к большим переформированиям русла (оползание откосов, размыв и обрушение незакрепленных берегов и выполаживание поперечного сечения канала).

В каналах, сложенных связными грунтами, эти деформации гораздо меньше и зависят как от режима эксплуатации, так и от прочностных характеристик грунта, которые меняются в процессе его эксплуатации.

Особенно ответственный момент в эксплуатации канала – это период наполнения и опорожнения его (если каналы периодического действия) и в период замочки (в первый год эксплуатации). При быстром увеличении или уменьшении расхода может происходить оползание мокрого откоса. Особое внимание следует обращать на наполнение каналов в весенний период. Так, на Северо-Крымском канале в период его наполнения часто наблюдается оползание откосов, связанное с их оттаиванием.

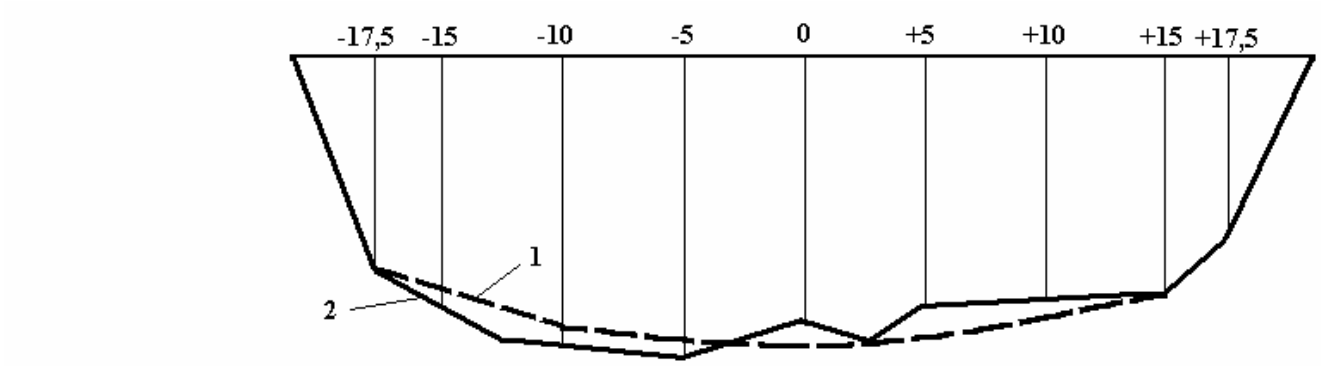
В процессе эксплуатации одного из первых каналов переброски стока на юге России – Невинномысского канала, возникали различные виды деформаций (Карасев, 1975). Верхняя часть русла в зоне переменных уровней подвергается размыву. В процессе деформаций вместо откоса 1:1,5 образуется вертикальная стенка («подсечка») высотой 0,5 – 1,5 м. Происходит размыв и деформация береговой линии в плане. В основном, эти деформации характерны у изгибов канала и его вогнутых берегов.

На отдельных участках Невинномысского канала наблюдаются оползни и оплывины откосов там, где нагорные каналы для отвода ливневых вод заилены. В зонах подпора и на выпуклых берегах происходило отложение наносов, объемы которых были значительными в первые годы эксплуатации. В дальнейшем после образования профиля равновесия заиление русла прекратилось. Согласно исследованиям И.Ф. Карасева (1975) на участках размыва русла, где возникают плохообтекаемые формы берегов и дна, наблюдается повышение коэффициентов шероховатости. Аналогичные деформации в приурезовой зоне в виде «подсечек» наблюдаются также при эксплуатации I-ой очереди Большого Ставропольского канала (Байчоров, Косиченко, Сергеев, 1981).

Значительные размывы и заиление были также отмечены при эксплуатации Терско-Кумского канала. На всех вогнутых берегах канала наблюдаются размывы, а на выпуклых – заиление. В первые годы эксплуатации канала наблюдалось интенсивное заиление начального участка в связи с пропуском расходов воды значительно меньше проектных и работой с постоянным подпором. Так, на ПК 5+50 за 20 лет эксплуатации канала заиление достигало слоя в 96 см.

Через 20 лет эксплуатации ТКК вследствие деформаций существенно изменилась форма его русла (Лобанов, 1995). На 6 км (рисунок 9.1) у левого откоса произошли размывы русла на глубину до 50 см, а по дну у правой части канала – отложение наносов слоем до 40 см.

Значительные деформации русла в процессе эксплуатации также характерны и на Саратовском канале (Алтунин, 1979). Натурные наблюдения показали, что на канале происходит некоторое смещение максимальных глубин и поверхностных скоростей к левому берегу из-за влияния ветровых волн. Профиль канала по сравнению с проектным (трапецеидальной формы) изменялся таким образом, что наибольшим деформациям подвергались откосы и в меньшей степени деформировалось дно канала (рисунок 9.2).



Расстояние между вертикалями, м	3,0	2,5	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	2,5	3,0
Глубина, м		2,05	2,66	3,31	3,40	2,96	2,82	2,76	2,71	2,15

Рисунок 9.1 – Изменение поперечного сечения ТКК на 6 км вследствие деформации русла при эксплуатации:
1 – проектное сечение, 2 – фактическое на 1980 – 1985 гг.

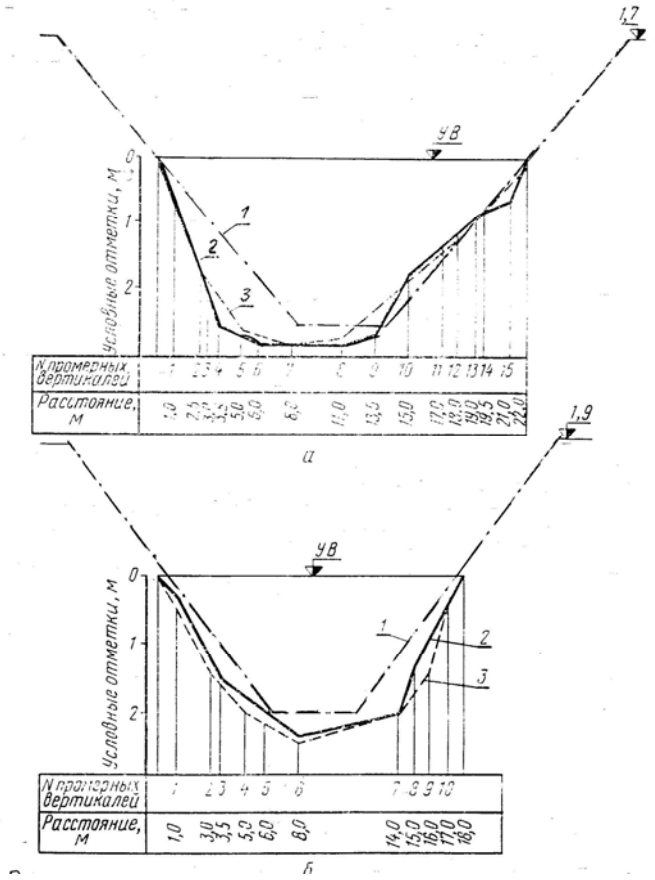


Рисунок 9.2 – Изменение поперечного сечения Саратовского канала на 28 км (а) и 28 км (б) вследствие деформаций русла: 1 – проектное сечение; 2 и 3 – фактическое соответственно на июнь и август 1975 г.

9.3. Зарастание русел каналов

В условиях эксплуатации каналов возникает проблема борьбы с зарастанием растительностью. При зарастании резко увеличивается шероховатость русла, что значительно уменьшает пропускную способность каналов. Помимо этого, в таких каналах снижаются скорости, что вызывает интенсивное их заиление. На рисунке 9.3. приведены примеры зарастания русел в каналах Ростовской области.

На процесс зарастания влияют такие факторы, как глубина, прозрачность, химический состав воды, структура и органический состав донных отложений, колебания уровня воды, температура воды, ее скорость и др. В прозрачной воде создаются условия для появления растительности, такой как кувшинка, кубышка, рдест, уруть, прорастающий на глубинах 3 –4 м, тростник (до 3 м). Увеличение соли в воде приводит к исчезновению плавающих растений. Однако тростник и рдест достаточно устойчивы к солености воды. Илистые отложения покрываются растительностью в прозрачной воде. Для уменьшения зарастания желательно, чтобы мутность воды была более 0,1 кг/м^3.

В теплой воде с небольшими скоростями создаются наиболее благоприятные условия для прорастания растительности и цветения воды. Благоприятствуют появлению растительности и колебания уровней воды в каналах. Особенно подвержены зарастанию мелкие каналы периодического действия. В каналах растительность обычно не превышает 10 – 20 видов, несмотря на имеющуюся широкую гамму растений, прорастающих в водоемах. Это объясняется наличием течения воды и мутностью потока.

Анализ результатов натурных гидравлических исследований (см. таблица 3.2) показал, что коэффициент шероховатости облицовок каналов меняется в широком диапазоне и зависит не только от состояния поверхности облицовки, но и от условий эксплуатации канала (степени заиления и зарастания живого сечения погруженной водной растительностью – водорослями) (Косиченко, 1992).

При этом на пропускную способность облицованных каналов наиболее существенное влияние оказывает зарастание русла погруженной водной растительностью (водорослями). На участке каналов со средней скоростью течения 0,5 – 0,55 м/с заиление отсутствует и, как следствие, происходит зарастание погруженной водной растительностью. На участках каналов со скоростью менее 0,20 м/с характерно, как правило, заиление русла и интенсивное зарастание живого сечения потока погруженной водной растительностью в течение мая – июня.

Так, на участке Бг-Р-7 (ПК 30+66) в Ростовской области, характеризующимся значительным уклоном водной поверхности, достаточно высокой средней скоростью течения и хорошим состоянием без заиления и зарастания, полученный коэффициент шероховатости $n = 0{,}0157$ соответствует нормативным значениям для бетонных облицовок (по СниП 2.06.03-85 $n = 0{,}015$

а)

б)

Рисунок 9.3 – Зарастание русел каналов Ростовской области:
а – Азовский МК на 65 км; б – Нижне-Донской МК

– 0,017). В случае же заиления русла и зарастания погруженной водной растительностью на других участках Бг-Р-7 (ПК 56 и ПК 189) коэффициенты шероховатости существенно повышаются против нормативных значений в 2 – 3 раза и, по существу, канал из облицованного русла превращается в заросшее земляное русло. Такое повышение коэффициента шероховатости русла соответственно приводит к снижению пропускной способности канала более, чем в 2 раза по сравнению с нормальными условиями эксплуатации.

Как установлено специальными гидробиологическими исследованиями (Оксиюк, 1973) величина биомассы водорослей зависит от характера ложа и на облицованных каналах значительно выше, чем на необлицованных каналах, достигая 200 – 300 г/м^2. Микрофитобентос (сообщества нитчатых водорослей) в большом количестве развивается в облицованных каналах с евтрофированными водоисточниками при скорости течения в зоне развития водорослей менее 0,5 м/с. При благоприятных условиях, когда в каналах имеется достаточное содержание биогенных элементов (азота, фосфора), фитомасса нитчатых водорослей достигает 2000 – 4000 г/м^2. Необходимо отметить, что в облицованных каналах на развитие данных водорослей влияет заиление облицовок.

С точки зрения ограничения биологического загрязнения (развития водорослей) на облицованных каналах необходимо предусматривать регулярную их очистку от водорослей и ила. При этом в облицованных каналах должны обеспечиваться повышенные скорости течения (максимальные скорости в зоне развития водорослей – не менее 0,5 м/с) и достаточно высокая мутность воды, ограничивающие развитие водорослей на откосах. Ограничению развития водорослей способствует также увеличение крутизны откосов и глубины канала, что будет соответствовать поперечному сечению, близкому к гидравлически наивыгоднейшему.

Вместе с тем известно, что незначительное зарастание каналов, пока оно не вызывает существенного гидравлического сопротивления, полезно. Так как корневая система растительности защищает откосы от разрушения, растительность очищает воду от нефтепродуктов, от бактериального загрязнения, не допускает цветения воды. Поэтому важно систематически поддерживать в канале незначительное обрастание.

Чтобы предупредить недопустимое обрастание каналов, рекомендуется затенять их древесной растительностью, например плакучей ивой, миндальным тополем. Откосы каналов окашивают специальными машинами. Гербициды для этих целей используют редко из-за вредного воздействия химических соединений на животный мир. На крупных каналах (Каракумский) для борьбы с водной растительностью разводят травоядных рыб – белого амура, толстолобика и др. На трассах каналов своевременно устраняют мелководья, заводи, где растительность прорастает в первую очередь. В зонах песчаных бурь каналы защищают от поступления в них эоловых песков, путем устройства лесозащитных полос, пескоукрепительных работ и других мероприятий.

На каналах достаточно часто при эксплуатации возникают трудности, связанные с образованием биопомех вследствие зарастания погруженной

водной растительностью, обрастания откосов нитчатыми водорослями. Микробентос в значительной степени развивается на твердых покрытиях каналов при малых скоростях течения в зоне развития водорослей. При этом величина биомассы зависит от типа крепления откосов. На грунтовом ложе она значительно ниже, чем на твердых покрытиях: в необлицованных каналах, как правило, не превышает 15 г/м^2 (в среднем, около 3 г/м^2), в облицованных – достигает 200 – 300 г/м^2, в среднем – 20 г/м^2 (Романенко и др., 1990).

Водоросли в каналах играют большую и разностороннюю роль, которая зависит как от их состава и обилия, так и от назначения искусственных водотоков. В мелиоративных и судоходных каналах вызывает существенные помехи обильное развитие микроскопических форм водорослей, участвующих в их зарастании и снижении пропускной способности. Ограничение обилия фитобентоса в каналах должно идти по пути создания условий для продуцирования меньшей биомассы и по пути изъятия органического вещества из канала. С этой точки зрения целесообразно строительство каналов с грунтовым ложем, так как в них обычно процессы самоочищения превалируют над загрязнением. Однако необлицованные каналы подвержены зарастанию, что делает необходимым проведение мероприятий по его ограничению. При необходимости применения облицовки должен использоваться бетон и предусматриваться регулярное удаление водорослей с откосов, поскольку в облицованных каналах, как правило, разлагается лишь часть внесенных и продуцированных органических веществ и происходит их накопление, что приводит к их самозагрязнению. Щебеночная облицовка совершенно непригодна, так как на щебне образуется огромная биомасса водорослей. А механизированная их очистка практически невозможна. Применение твердых покрытий можно рекомендовать в каналах с большой скоростью течения (свыше 1 м/с), а также мутностью воды, ограничивающими вегетацию бентоса (Оксиюк, 1973).

Как свидетельствуют натурные наблюдения, на пропускную способность каналов существенное влияние оказывает зарастаемость земляных русел влаголюбивой растительностью, а в бетонных руслах – развитие погруженной водной растительности и водорослей.

По данным И.А. Долгушева (1975) натурные изменения коэффициентов шероховатости на 16 каналах Терско-Кумской обводнительно-оросительной системы (ТКООС) позволили заключить следующее.

Коэффициенты шероховатости при зарастании каналов в течение вегетационного периода постепенно увеличиваются, это увеличение сопровождается уменьшением скорости течения воды и соответственно пропускной и транспортирующей способности потока. Пропускная способность каналов ТКООС при зарастании уменьшилась вдвое, скорости – в 1,75-2 раза, коэффициенты шероховатости возросли в 1,8-2,25 раза, а выпадение наносов по длине канала в 5,8 раз.

Для незарастаемых и незаиляемых русел каналов Баксан-Малка, Малка-Кура и других коэффициенты шероховатости были в пределах расчетного значения $n = 0{,}0225$ (колебания 0,01 – 0,035). Эти колебания связаны с изме-

нением средней глубины наполнения канала, мутности воды, уклона водной поверхности и др.

В заросших руслах коэффициент шероховатости увеличивается в 1,5-3,0 раза и составляет 0,035 – 0,045, поэтому скорости потока в таких руслах снижаются до значений 0,16 -–0,40 м/с. В руслах, где фактические коэффициенты шероховатости близки к норме, растительность отсутствует, средние скорости течения воды при минимальных расходах канала равны 0,50 – 0,70 м/с и более.

Бетонированные каналы в отличие от земляных русел вследствие меньшей самоочищающей способности (Оксиюк, 1973) в летний период при благоприятных условиях (относительно малой средней скорости потока, меньше 0,50 м/с) интенсивно зарастают водорослями и погруженной водной растительностью. При этом их коэффициенты шероховатости возрастают в 1,8-2,2 раза, снижаются скорости в 1,2-2,2 раза и пропускная способность – в 1,20-1,65 раза против проектной.

Данные исследований И.А. Долгушева показывают, что снижение пропускной способности при зарастании происходит не столько за счет уменьшения поперечного сечения русла, сколько за счет гидравлических сопротивлений, вызываемых растительностью.

Проведенные исследования по интенсивности зарастания каналов (Долгушев, 1975) показывают:

- живое сечение русла не зарастает у каналов с обеспеченной транспортирующей способностью потока и постоянно работающих в период вегетации;
- наиболее интенсивно развивается растительность в мае – июне;
- зарастание русел каналов повышает коэффициент шероховатости, снижает скорости и пропускную способность каналов, повышает потери на испарение и фильтрацию, снижает их КПД.

На Невинномысском канале (Карасев, 1975)наблюдается зарастание канала камышом и тростником в приурезных полосах шириной до 0,8 м. Эти полосы растительности предохраняют откосы от размыва. Такое незначительное зарастание русла канала в береговой полосе заметного влияния на увеличение шероховатости ложа канала не оказало.

При эксплуатации Терско-Кумского канала также наблюдается зарастание камышом откосов канала. Для борьбы с зарастанием в первые годы работы канала камыш срезали механическими косилками с последующим длительным его затоплением. Однако такой способ уничтожения камыша по данным эксплуатационной службы ТКК трудоемок и недостаточно эффективен.

9.4. Фильтрация из каналов

Для изучения фильтрации при эксплуатации каналов наиболее целесообразно применение метода изолированных отсеков и метода точечных фильтромеров.

На III-й очереди БСК для определения потерь на отдельных участках канала применялись гидровантовые плотины конструкции В.И. Кашарина и Т.П. Кашариной (Кашарина, 1997) (рисунок 9.4). Гидровантовые плотины представляют собой мягкие полотнища из прорезиненной ткани, которые удерживаются под действием напора воды гидровантовой сеткой, закрепленной в береговых анкерах. Напор, создаваемый гидровантовой плотиной, составлял до 3,0 м, а перекрываемый пролет – 30 м.

После определения объема воды, потерянного на фильтрацию, в изолированном отсеке, состоящим из двух гидровантовых плотин, расположенных друг от друга на расстоянии от 1 до 5 км плотины демонтировались и устанавливались на другом участке.

Указанные конструкции могут использоваться для строительной замочки отдельных участков канала перед пуском их в эксплуатацию. В этом случае предусматривается перелив через плотину и заполнение нижерасположенного участка канала.

Потери на фильтрацию через бетонопленочную облицовку БСК – 3 определились с помощью точечных фильтромеров. Они размещались в створе наблюдений на откосах (рисунок 9.5). Общее количество устанавливаемых фильтромеров составляло от 10 до 15. Для оценки водопроницаемости швов ряд фильтромеров были установлены на швы облицовки.

Результаты исследований представлены в п. 2.3.3.

Анализ потерь на фильтрацию из каналов (таблица 9.1) показывает, что потери в необлицованных руслах для ряда каналов достаточно высокие (БСК-1, Распределители ПЕК, каналы Чегемской ОС, Аксыра, Эльхотовский) и в 5–10 раз превышают потери в облицованных руслах каналов.

Наибольшие потери на фильтрацию из необлицованных каналов выявлены на 1-ой очереди Большого Ставропольского канала на участке между пикетами 10 и 234, которые составили 204 л/сут·м^2. В период пуска в эксплуатацию в 1963 году при строительной замочке потери на этом участке изменились от 37 до 96 л/сут·м^2. Такое увеличение фильтрации (в 2–4 раза) на этом участке объясняется тем, что в период десятилетней эксплуатации канала вода промыла ранее заполненные трещины в известняках, песчаниках и галечниках, которые подстилают супеси и суглинки, слагающие ложе канала (Поволоцкий, 1979).

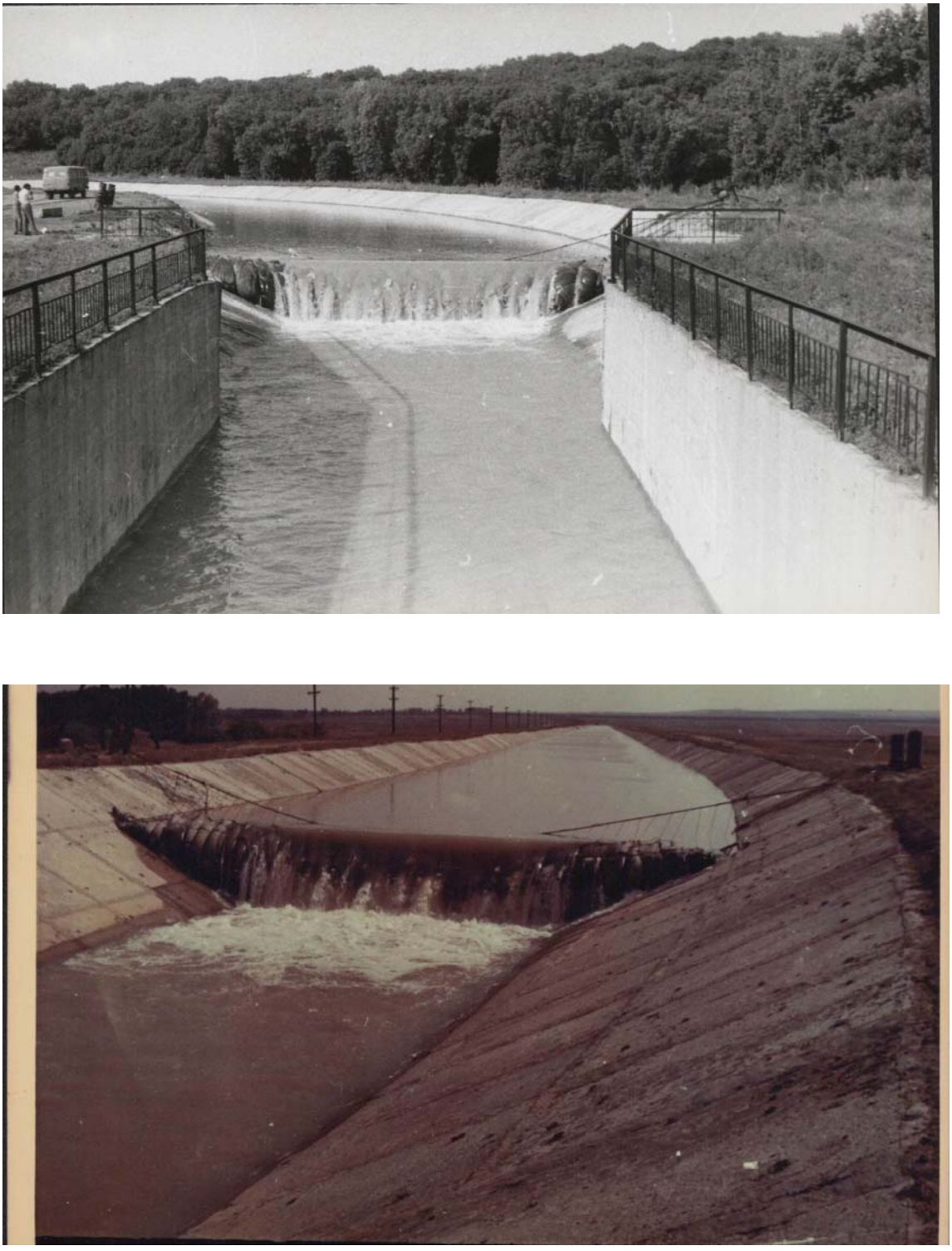


Рисунок 9.4 – Создание изолированных отсеков на БСК – 3 с помощью гидровантовых плотин

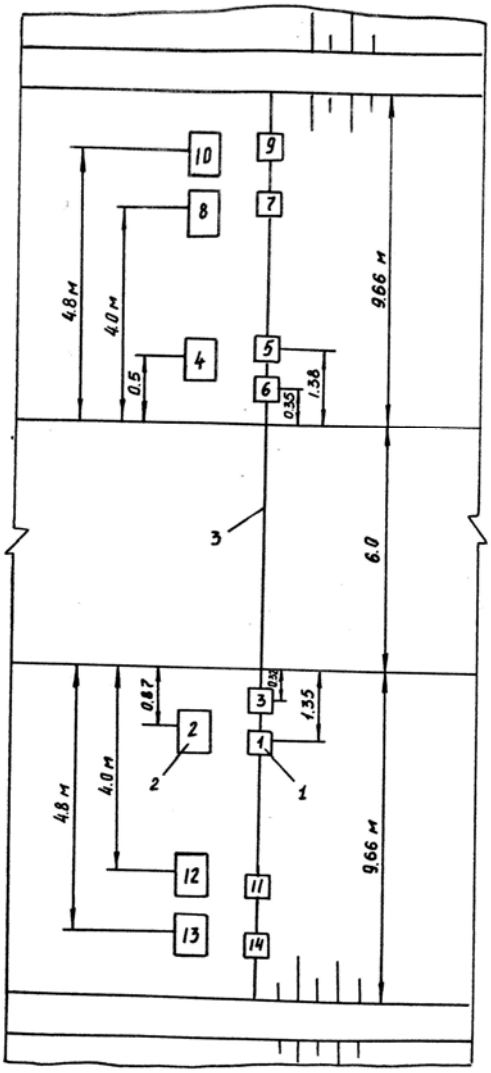


Рисунок 9.5 – Схема размещения фильтромеров на БСК – 3 в створе на ПК 20: 1 – малые фильтромеры; 2 – большие фильтромеры; 3 – трещина в шве облицовки

Местами трещиноватые известняки находятся в непосредственной близости (0,5–1,0 м) от дна канала и в них вполне возможен сосредоточенный отток воды из канала, равный от нескольких десятков до сотни л/с. Подобные явления визуально наблюдались в 1964 году в нескольких местах на 6 км БСК-1. Тогда в замачиваемом канале в нескольких местах образовались локальные места с усиленной фильтрацией в зоне трещин в известняке с сосредоточенным током воды, порядка 100 л/с. Это потребовало выполнения на подобных участках усиления экрана, в том числе с выполнением инъекции цементным раствором (Поволоцкий, 1979).

Характерной особенностью для БСК-1 и других каналов в зоне действия канала является то обстоятельство, что вода в них сравнительно чистая, так как почти весь сток взвешенных наносов остается в водохранилище и

Таблица 9.1 - Потери на фильтрацию из оросительных каналов Северного Кавказа (по данным натурных наблюдений)

Наименование канала	Грунты основания	Глубина канала, м	Фильтрационные потери, л/(сут · м^2)	Год наблюдений
1	**2**	**3**	**4**	**5**
Земляные необлицованные каналы				
Большой Ставропольский канал БСК-1	супеси,	1,52	37-96	1963
	суглинки	2,85	204	1973
БСК-2	глины четвертичные	3,68	7,0	1973
Распределитель "Широкий"	глины четвертичные	0,81	93	1968
Каналы Р-1 и Р-2 на распределителе "Широком"	лессовидные суглинки	1,12	122	1969
Право-Егорлыкский канал (ПЕК)	лессовидные суглинки	–	73	1969
Распределители ПЕК: Р-11, Р-15, Р-16	лессовидные суглинки	0,66	160	1969
Левая ветвь ПЕК	лессовидные суглинки	2,20	110-160	1968
Каналы: Б.Левобережный, М.Левобережный Терско-Кумской ООС	суглинки легкие	1,08	87	1977
Каналы ОС р.Чегем	галечники	0,41	157	1971
Канал "Аксыра"	суглинки	0,72	159	1976
Эльхотовский канал	суглинки	0,65	153	1970
Распределители Ачикулакский, Уч-Тюбинский Терско-Кумского канала	суглинки	1,04	70	1966
Распределитель "Бурунный" Наурско-Шелковской ветви	пески	1,11	208	1967
Облицованные каналы				
БСК-3	суглинки	3,0	11-45	1981-1983
Распределительный канал Бг-Р-7 Багаево-Садковской ОС	суглинки	1,5-2,0	3-40	1985
Каналы ВС-8-Х-1 и ВС-8-Х-3 Верхне-Сальской ОС	суглинки	1,0-1,5	225-338	1974-1975
Канал ЛКХ-1 Прохладненской ОС	глинистые грунты	–	5,8-6,6	1972

каналы практически не заиляются. Поэтому на 1-ой очереди БСК нет условий, при которых на его дно и откосы выпадали бы взвешенные наносы и образовывали сплошной слой наилка и тем самым снизили бы потери воды из канала за счет кольматажа, как это имеет место на оросительных системах, использующих мутные воды р. Терек.

Кольматирующая способность чистой Кубанской воды на трассе БСК-1 незначительна, поэтому в канале с 1963 по 1973 гг. фильтрация не уменьшилась, а наоборот, увеличилась в 2–4 раза.

Что касается II-ой очереди БСК, то там между пикетами 48-80 выявлены очень малые потери — 7 л/сут · м^2. Это объясняется тем, что на этом участке канал проходит в четвертичных глинах и коренных майкопских глинах, характеризующихся малой водопроницаемостью.

На облицованных каналах БСК-3, Бг-Р-7 и ЛКХ-1 потери на фильтрацию незначительны и не превышают норм. Исключение составляют каналы ВС-8-Х-1 и ВС-8-Х-3, где наблюдались значительные нарушения и повреждения облицовки и пленочного экрана, уложенного под бетонными плитами. Поэтому на этих каналах потери оказались по величине близкими к потерям необлицованных русел на сильнофильтрующих участках.

9.5. Применение защитных покрытий для ремонтно – эксплуатационных мероприятий на крупных каналах

Для ремонтно- эксплуатационных мероприятий на крупных каналах весьма эффективно использование защитных покрытий с применением полимерных пленок. Примером эффективного применения таких защитных покрытий является I очередь БСК (Байчоров, Косиченко, Сергеев, 1981).

По данным длительных наблюдений службы эксплуатации (1965-1979 гг.) из-за деформационных явлений и интенсивной локальной фильтрации при работе первой очереди канала периодически на отдельных его участках складывались многочисленные аварийные ситуации - угроза прорыва дамб, резкое повышение уровней грунтовых вод, что приводило к подтоплению и затоплению прилегающих территорий населенных пунктов и пахотных земель. При этом деформации ложа канала были вызваны суффозионными, просадочными и оползневыми процессами, подмывами бортов канала ("подсечками").

Возможность образования различного рода деформаций и сосредоточенной усиленной фильтрации определялась главным образом следующими основными причинами:

а) неблагоприятными инженерно-геологическими условиям (сложный рельеф трассы канала, подтерженность грунтов ложа просадочным и суффозионньм явлениям);

б) отсутствием противофильтрационных экранов почти на всем протяжении первой очереди канала;

в) некачественным выполнением строительных работ на некоторых участках канала (недостаточное уплотнение грунта дамб и дна канала, несоблюдение установленной технологии строительства).

В ходе строительства и последующей эксплуатации канала были выполнены также противофильтрационные мероприятия, как устройство на участках высоких насыпей суглинистых экранов и железобетонных облицовок, инъекция наиболее неблагоприятных и фильтрационном отношении участков канала глинистыми и цементными растворами. Кроме того, для перехвата фильтрационного потока и предотвращения подтопления прилегающих территорий была сооружена дорогостоящая закрытая и открытая коллекторно-дренажная сеть.

Однако, при эксплуатации БСК, несмотря на проведение противофильтрационных мероприятий, во многих местах были выявлены участки интенсивной фильтрации воды из канала. На участке от *0* до 7 км наблюдался резкий подъем уровней грунтовых вод и установлены сосредоточенные выходы фильтрационного потока в виде грифонов. В результате фильтрации воды из канала оказались выведенными из сельскохозяйственного использования частично или полностью около 2,0 тыс.га земель. Участились случаи оползания низовых откосов насыпей канала. Была обнаружена опасная фильтрация с выходом воды в существующие ливнепропускные трубы, построенные на некоторых крупных балках и речках, пересекающих трассу канала.

Причина прогрессирования указанных явлений заключалась в малой эффективности примененных противофильтрационных мероприятий.

Сложившаяся неблагоприятная обстановка на отдельных участках канала требовала применения более эффективных мероприятий, в качестве которых представлялось целесообразным использование полимерных противофильтрационных экранов. При этом, производство работ на БСК, который работает круглогодично, осложнялось невозможностью его полного опорожнения.

Для ремонтных целей на опасных участках БСК, где складывались аварийные ситуации, были применены грунтопленочные и бетоно-пленочные экраны.

Впервые такие мероприятия в порядке эксперимента были выполнены в 1973 г. на 11 км на участке перехода через балку Ореховую.

На этом участке канала неоднократно производились ремонтно-восстановительные работы путем забивки просадочных зон суглинком, которые не давали ожидаемого эффекта. В связи с этим для ремонта аварийного участка был использован грунтопленочный экран.

Последующие наблюдения в течение трех лет показали, что в результате применения пленочной конструкции экрана была полностью устранена опасная фильтрация из канала, и прекращено дальнейшее развитие просадочных явлений его ложа.

Учитывая опыт производства работ на участке 11 км БСК в 1976-1977 гг. было также осуществлено строительство грунтопленочного экрана

на 5,7 км , где при малых расходах по каналу была обнаружена крупная зона провальных явлений суффозионных воронок.

Детальное обследование последнего участка показало, что вследствие полного износа суглинистого экрана идет интенсивная фильтрация воды с образованием суффозионных воронок диаметром 3-5 м, расстоянием между соседними воронками от 1-2 до 10 м.

Грунтопленочный экран, возведенный на участке 5,7 км БСК (рисунок 9.6) состоит из выравнивающего подготовительного слоя, пленочного противофильтрационного элемента, защитного грунтового слоя и крепления. В отличие от этой конструкции экрана, на 11 км канала защитное крепление щебнем отсутствует. Для устройства экранов была использована стабилизированная пленка толщиной 0,2 мм (ГОСТ I 10354-73).

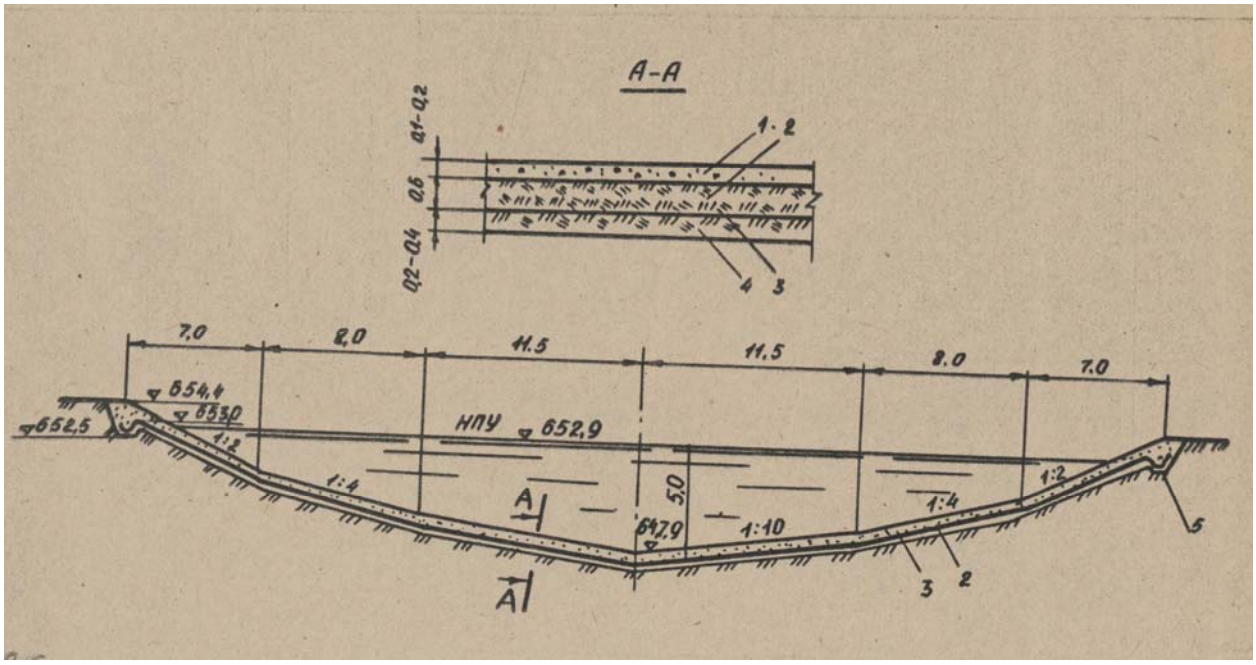


Рисунок 9.6 – Грунтопленочный экран на 5,7 км БСК:

1- гравийно-щебеночный слой толщиной 10-20 см; 2- защитный слой из суглинков толщиной 5 см; 3- полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм; 4- выравнивающий подготовительный слой из супесчано-суглинистых грунтов толщиной 20-40 см; 5- зуб для заделки края пленки глубиной 50 см.

Площадь экранов на 5,7 км составляет 5500 м^2, на 11 км – 5000 м^2 при длине участков соответственно 11О и 1ОО м.

В условиях круглогодичной эксплуатации БСК производство ремонтных работ осложняется необходимостью его остановки, которую с мая по октябрь осуществить практически невозможно, так как в этот период наблюдается максимальное использование воды основными потребителями (орошение, энергетика, водоснабжение). Поэтому остановка канала для ремонтных целей возможна лишь в период пропуска минимальных расходов (ноябрь-апрель) на непродолжительный срок до I месяца. Так, например, оста-

новка канала для ремонта была осуществлена в декабре 1973 г., ноябре 1976 г., и марте-апреле 1979 г. При этом, только в 1976 г. работы производились в условиях положительных температур, а в остальных случаях - при отрицательных температурах (до – 15^0С).

Опыт проведения ремонтно-эксплуатационных мероприятий на первой очереди БСК показал, что ремонтные работы по устройству пленочных экранов могут выполняться при отрицательных температурах, особенно, если они не в больших объемах. Для этого необходимо особое внимание уделять устройству подстилающего слоя: на промерзлую поверхность заранее подготовленного слоя дополнительно укладывается тонкий слой из супесчаных несмерзшихся грунтов, которые резервизуются в кавальеры вблизи стройплощади до наступления отрицательных температур. Аналогичные требования предъявляются к устройству защитного слоя, который выполняется сразу после укладки пленки.

Производство работ по возведению грунтово-пленочных экранов осуществлялось следующим образом.

После остановки канала для предотвращение поступления на строительную площадку воды, оставшейся из-за значительного ее объема еще длительное время в канале, на реконструируемом участке устраивались верховая и низовая временные земляные перемычки. Длина отгороженного отсека принималась, исходя из протяженности аварийного участка канала и необходимых резервных зон у перемычек для временного складирования части грунта выемки, а также разворота техники. Общая протяженность отсеков достигала 200-250 м.

Оставшаяся вода из отсеков перекачивалась через низовую перемычку в отводящее русло канала. Объем перекаченной воды только на участке 5,7 км БСК составил 14,0 тыс. $м^3$. Однако, работой откачивающих средств на 5,7 км канала не удалось добиться полного удаления воды из отсека. В связи с этим, было принято решение перебросить всю оставшуюся разжиженную массу и лед через низовую перемычку одновременной работай 4-5 бульдозеров марки С-100. Этот способ оказался наиболее эффективным для осушения отсека в условиях ограниченного срока остановки канала и отрицательных температур.

Затем производилась выемка метрового слоя грунта в теле канала, часть которого складировалась в резервной зоне отсека у перемычек для последующего использования в качестве подстилающего слоя, а остальная часть вывозилась автосамосвалами за пределы канала, далее, работы осуществлялись по разработанной технологии, которая для ускорения строительства предусматривала одновременное выполнение наибольшего количества операций (рисунок 9.7): уплотнение основания, качественная отсыпка подготовительного выравнивающего слоя из мягких грунтов с очисткой его вручную от твердых включений, расстилание подготовленных полотнищ пленки с заделкой концов в траншеи, отсыпка верхнего защитного слоя из суглинков. Соединение полотнищ пленки между собой производилось скруткой "в замок". Завершающим этапом в процессе производства работ явилась

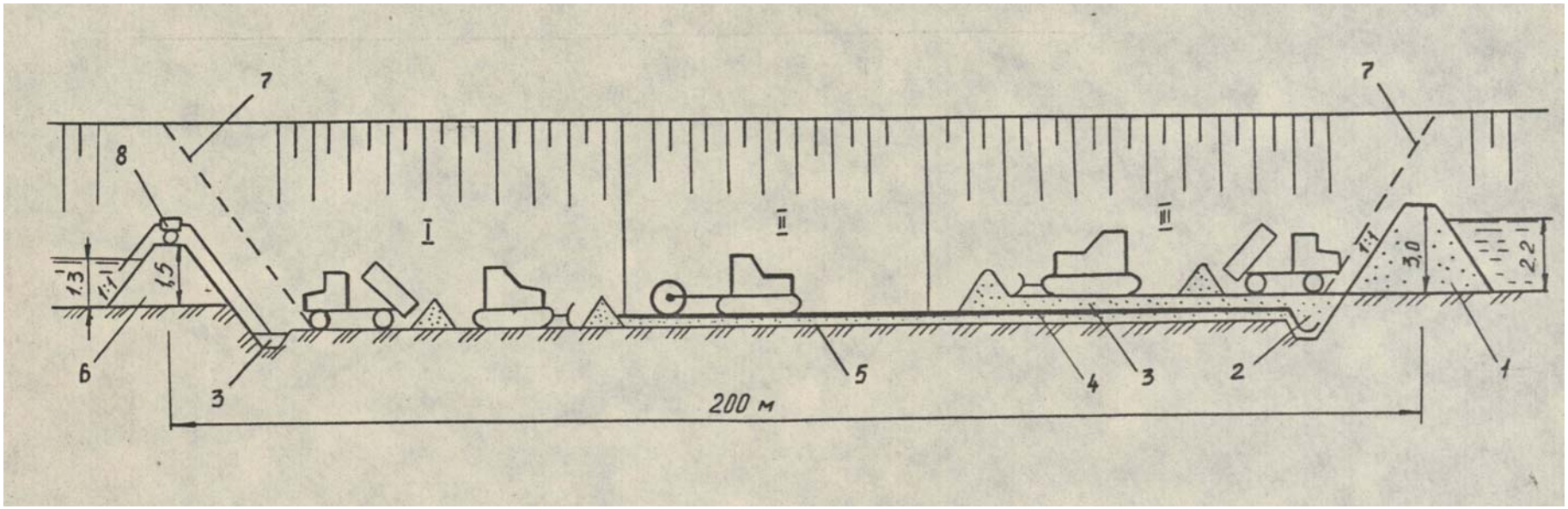


Рисунок 9.7 – Схема одновременных технологических операций по устройству грунтопленочного экрана при проведении ремонтных работ на крупном действующем канале (на примере БСК):
I – отсыпка и разравнивание подготовительного слоя; II – уплотнение подготовительного слоя; III – укладка полотнищ и устройство защитного слоя; 1 – верховая перемычка; 2 – зуб для заделки пленки; 3 - защитный слой; 4 – пленка; 5 – подстилающий слой; 6 – низовая перемычка; 7 – съезд; 8 – передвижная насосная станция; 9 – приямок для откачки воды

обратная засыпка выемки и устройство защитного гравелисто-щебеночного слоя из привозного материала с уплотнением пневмокатками весом до 25 т.

Работы выполнялись силами службы эксплуатации в две смены, при этом в темное время суток в основное производились земляные работы. Строительство экрана на 5,7 км, включая устройство насыпей и водоотлив, было выполнено за 20 дней. В состав бригады по укладке пленки входило 6 рабочих, кроме того по два рабочих было занято на подготовке основания и устройстве защитного слоя.

Бетонно-пленочная конструкция защитного покрытия была применена в 1979 г на 4 км БСК (рисунок 9.8), где наблюдалось образование обширных неглубоких провальных зон с выраженной инфильтрацией из канала. Данная конструкция экрана была рекомендована для включения в проект, выполненного «Севкавгипроводхозом». Конструкция защитного покрытия состоит из подстилающего суглинистого слоя, полиэтиленовой пленки, пергамина, укладываемого под плиты для защиты пленки от повреждений, и сборных железобетонных плит размером 3х2х0,1 м. Длина экранированного участка канала составила 600 м, а площадь его – 30000 м^2.

Рисунок 9.8 – Строительство бетонопленочного защитного покрытия на 4 км БСК

Все подготовительные операции и технология укладки полотнищ пленки под бетонные плиты аналогичны ранее описанному. После раскладки пленки и защитного материала из пергамента производится облицовка железобетонными плитами с соблюдением необходимых требований к этому виду работ. Монтаж железобетонных плит необходимо вести от оси канала к откосам с немедленной разваркой выпусков арматуры.

Для ремонтно – эксплуатационных работ на БСК весьма эффективно применение поверхностных противофильтрационных экранов из полимерных листовых материалов на основе бутилкаучука толщиной от 1,5 до 3 мм, не требующих устройства защитного слоя.

Полимерный материал из бутилкаучука обладает высокой стойкостью против атмосферных воздействия, большой деформативной способностью и достаточной механической прочностью. Кроле того, его отличает ремонтнопригодность и возможность соединения отдельных полотнищ материала с помощью холодного клея или мастики. Плотность материала превышает плотность воды, в связи о чем он не всплывает. Бутилкаучуковый материал в отличие от полиэтиленовой пленки имеет эначительную массу (1,2-3.0 кг/м^2), что предупреждает подъем и разрушение подотнищ ветром.

Применение бутилкаучукового материала позволит избежать большого объема земляных работ, вызванного главным образом устройством защитного слоя на пленку, снизить требования к подстилающему грунту и выполнить все работы по укладке экрана в кратчайшие сроки, что очень важно при проведении ремонтных работ на БСК. При этом возможны варианты укладки материала по осушенному ложу под защитой временных перемычек или при отсутствии такой возможности - под воду без остановки канала.

В целях выявления степени эффективности и надежности примененных ремонтно-эксплуатационных мероприятий на реконструированных участках канала проводились наблюдения.

В таблице 9.2 приводятся данные многолетних наблюдений за эффективностью различных противофильтрационных мероприятий на отдельных участках канала.

На всем протяжении двух обследуемых участков от 5 до 7 и 4 км БСК с помощью закрытого дренажа фиксировался расход дренажного слоя.

Так как аварийные ситуации захватывали весьма ограниченную зону канала ремонтные мероприятия осуществлялись только на аварийном участке. Величина дренажного стока в пределах реконструированного участка определялась главным образом обходной фильтрацией, которая формировалась под частью экрана в результате действия напора (глубины) на экранированной части канала.

На участке от 5 до 7 км канала реконструированный участок оказался короче обследуемого, имеющего постоянно действующий дренаж. Это привело к тому, что сток, перехватываемый дренажом поступал как с экранированной части канала (вследствие обходной фильтрации), так и со смежных с ним неэкранированных участков.

Поэтому проведенные наблюдения позволили оценить противофильтрационную эффективность в целом на обследуемом участке, включающей эффективность непосредственно пленочного экрана. Разумеется, фактическая противофильтрационная эффективность будет намного выше полученной настоящими исследованиями. Вместе с тем, натурные наблюдения дали вполне достоверные и объективные данные о степени эффективности ремонтных мероприятий, поз водящие делать важные практические выводы.

Таблица 9.2. – Результаты наблюдений за противофильтрационной эффективностью ремонтно – эксплуатационных мероприятий на БСК

Участок канала	Годы наблюдений	Забор воды в БСК за год, млн. $м^3$	Объем дренажного стока за год		Вид ремонтно - эксплуатационного мероприятия	Характер аварийной ситуации
			общий тыс.$м^3$	удельный на 1 млн. $м^3$ водозабора		
5-7 км	1969	1197,1	486,1	406	-	-
	1972	2138,0	938,9	440	-	образование суффозионных воронок
	1973	1905,2	730,8	384	инъекция глинистым раствором	-
	1974	1937,4	789,4	407	-	появление очага фильтрации
	1975	2056,9	658,0	320	инъекция раствором глауконитовой глины	-
	1976	1987,2	721,4	364	-	появление очага фильтрации
	1977	2199,4	663,4	301	устройство грунтово-пленочного экрана	-
	1978	2222,2	663,2	298	-	-
	1979	1871,3*	461,4*	247	-	-
4 км	1971	1996,6	31,6	15,8	-	-
	1972	2138,0	30,8	14,4	-	-
	1975	2056,9	32,35	15,7	-	-
	1976	1987,2	31,7	15,9	-	-
	1977	2199,4	31,55	14,3	-	-
	1978	2222,2	31,65	14,2	-	образование провальных зон с выраженной инфильтрацией
	1979	1871,3*	21,85*	11,7	устройство бетоно-пленочного экрана	

Анализируя данные наблюдений можно отметить, что на участке 5-7 км БСК такие ремонтно-эксплуатационные мероприятия как инъекция глинистым раствором и раствором глауконитовой глины не дали ожидаемого эффекта. На второй год эксплуатации канала после реконструкции этих участков вновь отмечалось увеличение дренажного стока, сопровождавшееся, например, в 1974 и 1976 гг. появлением на дамбе канала очага усиленной сосредоточенной фильтрации. Наряду с этим, применение на этом же участке таких мероприятий как устройство грунтово-пленочного экрана позволило существенно снизить дренажный сток, а следовательно, и фильтрационные потери. При этом в дальнейшие годы наблюдений за эффективностью экрана отмечалась тенденция к стабилизации или снижению фильтрации на исследуемом участке, что свидетельствует о долговременном характере данного мероприятия и его очевидной эффективности.

Объем годового стока фильтрации на участке от 5 до 7 км за 1977 г., когда был устроен грунтово-пленочный экран, только в зоне действия вертикального дренажа уменьшился по сравнению со стоком на 58,0 тыс.м^3, что составило 8,0% от общего стока при 4,0% экранирования обследуемого участка, а удельный дренажный сток на I млн.м^3 водозабора сократился на 63 м^3 , т.е. на 17,3%. Сопоставление результатов наблюдений 1977 г. с предшест вующими данными указывает на еще больший эффект применения пленочного экрана в снижении фильтрации. Например, объем дренажного стока 1977 г. по сравнению с 1972 г. уменьшился на 195,5 тыс.м^3, а удельный сток на 1 млн. м^3 водозабора – 139 м^3, т.е. более чем на 31,0 %.

Предварительные выводы можно сделать и по данным наблюдений на 4 км БСК (таблица 9.2): эффект в применении бетоно-пленочного экрана выразился в снижении удельного дренажного стока в 1979 г., когда были проведены противофильтрационные мероприятия, по сравнению с предыдущими годами на 2,5-4 м^3 , т.е. на 17-25 *%.*

О высокой противофильтрационной эффективности проведенного мероприятия на участке II км БСК можно было судить по отсутствию в течение более 6 лет сосредоточенной фильтрации в трубу ливнеспуска под дном канала.

Следует отметить, что на всех реконструированных участках состояние откосов и дна канала оставалось хорошим, без видимых деформаций.

Таким образом, опыт устройства пленочных противофильтрационных экранов на первой очереди Большого Ставропольского канала показал целесообразность их применении в условиях крупных каналов для ремонтно-эксплуатационных мероприятий.

Длину реконструируемого участка при проведении работ под защитой временных перемычек следует назначать от 100 до 500 м. Более длинные отсеки приводят к увеличению затрат на ремонт, осложняют процесс водоотлива и не позволяют выполнить работы в короткий срок, отводимый для ремонтных целей.

Для бетонопленочных облицовок крупных каналов в сложных инженерно – геологических условиях в качестве ремонтно – эксплуатационного мероприятия используется операция по нагнетанию цементного раствора в подплитное пространство между плитой и пленкой. Это объясняется тем, что даже при тщательной отделке откосов не удастся обеспечить полного и равномерного опирания плит по всей поверхности. Нарушение расчетных условий работы плит приводит к образованию трещин в облицовке при длительной эксплуатации. Конструктивный прием нагнетания цементного раствора в зону между плитой и пленкой обеспечивает расчетные условия работы плит, а также кольматацию мелких порывов или точечных отверстий в пленке. В результате повышается водонепроницаемость и надежность облицовки.

С этой целью проводится нагнетание под давлением в пространство между плитами откоса и пленочным экраном затвердевающего состава из цементнопесчаной смеси в соотношении 1:3 (рисунок 9.9).

Способ повышения водонепроницаемости облицовки с помощью инъекции применялся на III очереди БСК. Эффективность проведения инъекции на БСК-3 определялась по степени снижения водопроницаемости облицовки. Измерение коэффициентов фильтрации производились : методом точечных фильтромеров и методом изолированных отсеков. Результаты проведенных исследований (таблица 9.3.) показывают, что в среднем проведение инъекции снижает водопроницаемость бетонопленочной облицовки в 4-50 раз в зависимости от качества выполнения технологических операций.

Таблица 9.3 – Значения коэффициентов фильтрации облицовки до и после проведения инъекции подплитного пространства облицовки

Метод точечных фильтромеров		Метод изолированных отсеков	
Створы	Коэффициент фильтрации, см/с	Отсеки	Коэффициент фильтрации, см/с
ПК 54	$\frac{3{,}77\times10^{-5}}{0{,}71\times10^{-6}}$	ПК 0 – ПК 12	$\frac{5{,}53\times10^{-6}}{1{,}26\times10^{-6}}$
ПК 252	$\frac{4{,}13\times10^{-5}}{1{,}55\times10^{-5}}$	-	-

Примечание. В числителе приводятся значения коэффициента фильтрации облицовки до проведения инъекции, в знаменателе - после проведения инъекции.

На последнем участке (ПК 252) инъекция была выполнена некачественно и поэтому эффективность здесь может быть повышена за счет повторного проведения инъекции с более качественным выполнением работ.

а)

б)

Рисунок 9.9 – Нагнетание цементного раствора в подплитное пространство облицовки на БСК – 3:

а – комплекс механизмов;

б – процесс нагнетания цементного раствора

9.6. Качество воды при эксплуатации каналов

Охрана водных источников и, в том числе каналов, является важной задачей . Во всех случаях, когда речь идет об охране источников воды, подразумевается не только защита воды от попадания загрязняющих веществ, но и сохранение водных ресурсов, т.е., чтобы они были возобновляемыми и неисчерпаемыми.

Ухудшение качества воды в каналах происходит по различным причинам (Ибад – Заде, 1983):

- при попадании загрязненных атмосферных осадков в виде дождя и снега;
- при смыве во время дождей почвы с откосов каналов и прилегающих территорий;
- при размыве дна канала, если оно загрязнено или сложено из солонцовых грунтов;
- при фильтрации загрязненных грунтовых вод;
- при непосредственном сбросе в канал продуктов хозяйственной деятельности человека;
- при резком изменении режима и расхода воды в канале.

Необходимо сохранить естественные свойства жидкости и, прежде всего ее способность к самоочищению, т.е. нужно разумно ограничить « нагрузку на природу». В связи с этим большое значение имеют методы расчета и рациональное размещение мест выпуска в водоемы отработанных сточных вод и прогнозирование качества воды источников. В процессе биохимического самоочищения водотоков важнейшее место отводится их кислородному режиму.

Обычно выделяют три основных фактора, влияющих на изменение концентрации в виде растворенного кислорода: обмен кислорода с атмосферой (атмосферная аэрация); выделение кислорода водными растениями при фотосинтезе; поглощение кислорода при разложении органических и неорганических веществ. Значительное количество растворенного кислорода (РК) расходуется на окисление ограниченных веществ. Мерой содержания легкоминерализуемого органического вещества в водоеме и мерой интенсивности процессов его разложения является биохимическое потребление кислорода (БПК). Таким образом, биохимическое потребление кислорода – один из важных показателей качества воды является также основной причиной уменьшения содержания растворенного кислорода в водотоке. В силу взаимодействия между РК и БПК, большое значение придается построению РК – БПК моделей, описывающих изменение концентрации РК и БПК с учетом их взамодействия.

Для комплексной оценки экологического состояния оросительных каналов необходима также оценка химического состава оросительных вод, которая проводится тремя способами (Будучина, Казинцев, 1986):

1) по общей минерализации;

2) по показателю степени активности натрия к обменным реакциям при взаимодействии оросительной воды с почвой, характеризующему возможность вторичного осолонцевания (SAR);
3) по величине ирригационного коэффициента ($K_и$).

Если общая минерализация воды меньше 1,0 г/л, вода пригодна для орошения без ограничений, больше 1,0 г/л – вода пригодна для орошения с ограничениями:

$K_и$ > 18, SAR< 4,5; при минерализации больше 5,0 г/л вода непригодна для орошения.

При минерализации оросительных вод менее 0,20 г/л опасность вторичного осолонцевания низкая, если значения показателя SAR менее 10.0, средняя – от 10,0 до 18,0, высокая – при 18,0 – 26,0, очень высокая, если SAR> 26,0 г/л. При минерализации оросительных вод более 0,50 г/л опасность осолонцевания почв низкая при SAR менее 6,0 , средняя – при 6,0 – 10,0 высокая при 10,0 – 18,0 и очень высокая, если SAR> 18,0 г/л.

По величине ирригационного коэффициента вода пригодна для орошения при $K_и$ > 18, вода ограниченно пригодна для орошения (необходимы периодические химические мелиорации, промывки и т.д.) при $K_и$ = 6-18, не пригодна для орошения при $K_и$ < 1,2.

В таблице 9.4 приведены натурные данные по качеству воды в оросительных каналах и реках.

Таблица 9.4 – Натурные данные качества воды в оросительных каналах и реках Ставропольского края

Наименование канала и место отбора пробы	Дата отбора пробы	Минерализация, г/л	SAR	$K_и$
1	2	3	4	5
Невиномысский канал				
к-з «Восход» Кочубеевского района	18.07.83	0,20	0,66	169
Право – Егорлыкский канал				
к-з «Путь Ленина» Изобилькельского р-на	22.05.81 29.09.81 19.07.82	0,42 0,48 0,40	0,40 0,27 2,20	59 46 60
п.Ново-Изобильный с-х «Соджевский»	18.03.82 29.06.82 21.04.83	0,57 0,40 0,60	4,40 1,80 1,20	26 54 28
Р - 16	15.04.83 20.04.84	0,40 0,6	0,5 4,80	34 24
с-з «Тахтинский»	20.06.82 16.08.83	0,40 0,39	1,00 2,50	60 48
Большой Ставропольский канал				
Минераловодский р-н	1983-84	<0,50	< 2,0	> 18

Продолжение таблицы 9.4

1	2	3	4	5
Канал Малый Левобережный				
Сброс Советского распределителя КХ– 1, г/л 50 х. Привольный	11.04.83 21.06.83 23.06.83	4,08 0,45 0,71	2,70 5,04 3,75	15 23 45
Канал Совхозный 7,8				
4- й км, ОВ -8	23.04.83	0,58	4,11	19
р. Егорлык				
к-з Баклановский	18.03.82	0,80	7,80	16
к-з «Родина»	27.04.81 1.07.82	1,40 1,10	4,10 6,90	9 11
р. Калаус				
к-з им. Буденного	15.04.81 14.05.82 21.03.84	3,19 1,70 2,30	13,8 13,7 13,7	3 5 4
р. Кума				
с. Новозаведенное	15.01.82 15.07.82 15.04.82	1,62 0,65 1,20	7,40 2,90 13,80	5 20 10
Томузловский коллектор	15.04.82	5,50	26,60	1

Анализ этих данных показывает, что при эксплуатации каналов за период наблюдений качество воды во всех каналах было хорошее, удовлетворяющее всем трем показателям, за исключением отбора проб на сбросе Советского распределителя Малого Левобережного канала. Минерализация не превышает 1,0 г/л, SAR менее 5,0 г/л, а показатель $K_и$ значительно больше 18.

В отличие от каналов качество воды в реках Ставропольского края в большинстве мест отбора проб отмечается неудовлетворительным. Минерализация воды изменяется от 0,80 до 5,5 г/л, показатель SAR в большинстве случаев превышает 6,0 г/л и достигает 14,0 – 27,0 г/л, а коэффициент $K_и$ снижается до значений 1,0 – 5,0, что свидетельствует о непригодности таких вод для орошения.

Такое положение с качеством воды в реках объясняется повсеместным сбросом сильнозасоленных коллекторно – дренажных вод в эти водоисточники.

9.7. Реконструкция каналов переброски стока

Реконструкцию действующих каналов выполняют в зависимости от их назначения, условий трассировки, наличия сооружений на них, возможности повышения уровня воды на водозаборе, необходимости устройства защитных и противофильтрационных покрытий и т.д. Канал, используемый только для целей орошения, можно отключить в межвегетационный период для рекон-

струкции отдельных участков, чего нельзя допустить на канале, служащим для водоснабжения населения и промышленных предприятий. Канал, проходящий на большом протяжении в земляном русле, можно реконструировать без прекращения подачи воды, расширяя и углубляя его с помощью землеройных механизмов или средствами гидромеханизации.

Решение задачи об увеличении подачи воды к объемам водопотребления на уже построенных каналах за счет увеличения пропускной способности (в некоторых случаях в полтора – два раза) возможно также на основании анализа гидравлических и конструктивных особенностей. С этой целью необходимо проводить натурные гидравлические исследования.

В ряде случаев пропускную способность русла канала можно увеличить путем поднятия уровня воды (увеличения глубины) в нем и соответственного повышения бровок канала подсыпкой грунта (рисунок 9.10,а). Это возможно лишь при условии обеспечения в голове канала расчетных уровней воды.

Другой вариант увеличения расхода реконструируемого канала возможен за счет расширения его русла (рисунок 9.10, б). Здесь решающее значение имеет способ производства земляных работ, так как в большинстве случаев расширение русла связано с перерывом подачи воды. Наиболее целесообразно в этом случае расширение русла в два этапа. На первом этапе осуществляется сооружение параллельной нитки канала, разделенной продольной перемычкой. На втором этапе выполняется разработка продольной перемычки при остановке канала в короткий промежуток времени.

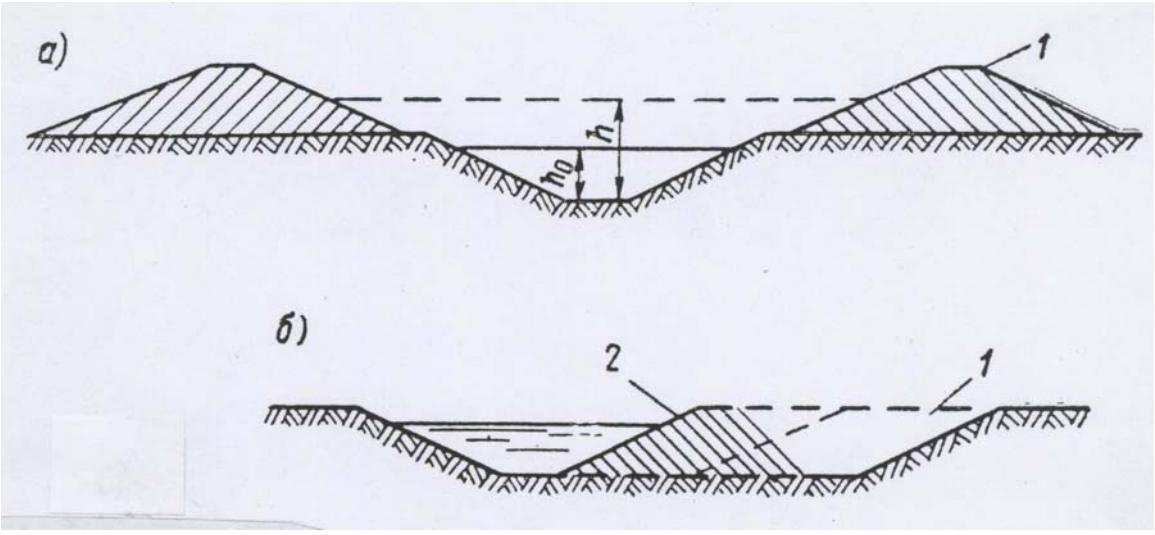


Рисунок 9.10 – Схемы реконструкции каналов:
а – подъем бровок канала; 1 – подсыпка;
б – расширение канала по дну; 1 – дополнительная выемка;
2 - перемычка

Пропускную способность каналов в земляном русле можно увеличить за счет облицовки дна и откосов. В этом случае при устройстве бетонной облицовки в русле канала с коэффициентом шероховатости n = 0,015 – 0,017

против шероховатости земляного русла n = 0,020 – 0,025 пропускная способность может увеличиться до 1,5 раз.

Рассмотренные случаи увеличения расхода возможны при обеспечении в источнике питания (реке или водохранилище) расчетных уровней и расходов воды. Если же воды в источнике не хватает или уровни не достаточны для нормальной работы головного сооружения, то увеличение подачи воды по каналу можно осуществить только за счет подпитывания из дополнительных источников. Повышение уровня воды в реке достигается постройкой ниже водозабора водоподъемной плотины, увеличение расхода постройкой выше водозабора водохранилища. Водохранилища для подпитывания канала могут располагаться при наличии благоприятных условий и около трассы канала. Так, например, для подпитки I очереди БСК было создано наливное регулирующее водохранилище (Кубанское) емкость 620 млн. $м^3$.

Рассмотрим пример реконструкции одного из каналов переброски стока – I очереди БСК.

По проекту реконструкции БСК – 1, разработанному Севкавгипроводхозом, предусматривалось увеличение пропускной способности головной части канала протяженность 45 км со 180 до 250 – 300 $м^3/с$ и снижение до минимума фильтрационных потерь, составляющих 160 – 174 млн. $м^3/год$.

Учитывая сложность рельефа трассы БСК, проходящей по косогору, и возможность просадок ложа канала, предложено два варианта противофильтрационных покрытий – из листовых полимерных материалов и комбинированное с защитой противофильтрационного элемента на откосах (2/3 периметра) бетонными плитами. Указанные покрытия имеют невысокий коэффициент шероховатости и обладают большой деформативной способностью.

В таблице 9.5 представлены результаты гидравлического расчета Головного участка БСК для сравнения в земляном русле, с бетонным покрытием, полимерным и комбинированным покрытием.

Таблица 9.5 – Гидравлические параметры Головного участка БСК с различными типами облицовок (уклон дна канала 0,00015)

Варианты покрытий головного участка БСК	Площадь живого сечения канала, $м^2$	Расчетный коэффициент шероховатости покрытий	Скорость потока, м/с	Расход, $м^3/с$
1	2	3	4	5
Земляное русло	154,4	0,0225	1,17	181
Бетонное покрытие				
без обрастания мхом	154,4	0,017	1,54	238
с обрастанием мхом	154,4	0,019	1,40	216
при пропуске форсированного расхода	178,0	0,019	1,50	265

Продолжение таблицы 9.5

1	2	3	4	5
Полимерное покрытие				
без обрастания мхом	154,4	0,012	2,12	326
с обрастанием мхом	154,4	0,014	1,84	284
при пропуске форсированного расхода	178,0	0,014	1,94	350
Комбинированное покрытие				
без обрастания мхом	154,4	0,0145	1,78	275
с обрастанием мхом	154,4	0,0166	1,54	245
при пропуске форсированного расхода	178,0	0,0167	1,675	298

Все расчеты были выполнены для условий начала эксплуатации канала (без обрастания мхом), длительной эксплуатации (при обрастании покрытия мхом) и для случая форсированного пропуска расхода при длительной эксплуатации канала. Коэффициент шероховатости полимерного покрытия на основании исследований ЮжНИИГиМа и имеющихся данных для сходных покрытий колеблется в пределах n = 0.010 – 0.012 . При обрастании покрытия мхом значение коэффициента шероховатости следует увеличивать примерно на 0,002.

Анализируя результаты таблицы 9.5, можно отметить, что земляное русло и бетонное покрытие по всему периметру канала не удовлетворяют предъявляемым требованиям к пропускной способности канала, а полимерное и комбинированное покрытия обеспечивают необходимую пропускную способность в условиях длительной эксплуатации.

ГЛАВА 10. ТРАНСФОРМАЦИЯ КАНАЛОВ В ЕСТЕСТВЕННЫЕ РУСЛА

10.1. Отличительные особенности каналов от естественных русел

Для оценки возможной трансформации каналов в естественные русла важное значение имеет рассмотрение их отличительных особенностей.

Канал представляет собой инженерное сооружение, имеющее русло правильной формы, с четко регламентированными расходами и медленно изменяющимися уровнями воды.

В отличие от естественных водотоков – рек каналы имеют искусственное ложе, характеризующееся относительным постоянством поперечного профиля и глубины воды по всей трассе. В них, как правило, нет отмелей, перекатов, песчаных кос и плесов как в реках. Существенной особенностью некоторых каналов является наличие частичной или полной облицовки ложа защитными покрытиями. На каналах имеются перегораживающие, регулирующие и другие гидротехнические сооружения, от работы которых зависит гидравлический режим канала.

Являясь искусственными сооружениями определенного хозяйственного назначения, каналы обладают регулируемым режимом. Как известно, реки получают воды за счет питания с водосборной площади, а у каналов водосборная площадь, как правило, отсутствует. По длине каналов, в отличие от рек, происходит сокращение объема стока и расходов вследствие разбора воды потребителями.

В каналах сток формируется исключительно за счет головного источника, который устанавливает в них свой гидрологический, гидрохимический и гидробиологический режимы.

Большой особенностью режима каналов является однообразие морфометрических условий их русла (отсутствие смены глубоководных и мелководных участков, меандрирующих изгибов в плане и др.), что обуславливает пониженный турбулентный водообмен и снижение процессов самоочищения по длине. Из-за снижения самоочищающей способности в каналах может происходить интенсивное загрязнение воды за счет массового развития и отмирания гидробионтов, в основном фитопланктона – водорослей и перифитона (обрастания откосов и дна) (Латышенков и др., 1972).

Перечисленные выше особенности каналов свидетельствуют о том, что их полная трансформация в естественные русла невозможна в силу существенных отличий в режиме функционирования и характера русла. Вместе с тем, в процессе эксплуатации в земляных руслах каналов наблюдается русловые деформации, которые изменяют первоначальную форму сечения русла. Тем самым, каналы при длительной эксплуатации могут приближаться в определенной степени к естественным руслам рек с характерными русловыми переформированиями, за исключением плановых деформаций, связанных с меандрированием русла и образованием плесов и перекатов.

Следует отметить интересный опыт природоприближенного восстановления и эксплуатации водных объектов, накопленный в Германии при ренатурировании (рекультивации) малых рек, а также такой крупной реки, как р. Рейн (Румянцев и др., 2001).

10.2. Руслоформирующие процессы в земляных руслах каналов

В искусственных руслах каналов взаимодействие между потоком из несвязных и слабосвязных грунтов в общем виде подчиняется закономерностям руслового процесса на реках, но по сравнению с ними протекает менее интенсивно и в ограниченных пределах (Рабкова, 1990).

Каналы, как инженерные сооружения, пропускают определенные, мало изменяющиеся расходы воды с ограниченным колебанием уровней воды, что резко отличает водный режим каналов от рек. Проектируемые каналы статической устойчивости имеют малые скорости (в среднем 0,4 ÷ 0,7 м/с), обусловленные условиями незатопляемости и неразмываемости, а также малыми уклонами. Если в качестве оценки энергии потока принять произведение расхода на уклон ρgQi , то энергия потока рек составляет 0,01 – 0,02 и более, а каналов всего 0,006 – 0,008. Исходя из этих данных, отсутствуют условия для активного проявления руслового процесса в каналах. Однако натурные данные по эксплуатируемым каналам говорят о том, что и в каналах имеет место проявление руслового процесса (Рабкова, 1990).

Особенно русловые процессы характерны для русел каналов динамической устойчивости, когда средние скорости течения превышают допускаемые неразмывающие ($V > V_{н.р}$). В таких руслах возможны деформации как в виде рифелей, так и более крупных форм – гряд, что свойственно, в основном, речным руслам.

Кроме того, проектируемая трапецеидальная форма русла, исходя из понятия угла естественного откоса в воде для грунтов ложа, не увязана с условиями динамического воздействия потока на грунт, что приводит к нарушению устойчивости грунта на откосе русла канала и возникновению перемещения русловых (донных) наносов. При этом часть наносов поступает по откосу в осевую зону русла и там оседает. Таким образом, происходящие русловые деформации каналов в виде размыва и заиления способствуют переформированию заданных в проекте очертаний поперечного сечения русла.

Процесс переформирования в каналах (точнее – доработка потоком русла до устойчивых форм) происходит активно до тех пор, пока форма русла и его размеры не определяют такую скоростную структуру потока, при которой грунт ложа канала по периметру окажется в состоянии предельного равновесия, а поток сохраняет способность к транспорту определенного количества наносов (Рабкова, 1990).

В каналы подаются четко регламентированные расходы с медленно изменяющимися уровнями воды, которые устанавливают определенный ре-

жим наносов в отличие от естественных водотоков с резко изменяющимися во времени фазами перемещения наносов и характерными нестационарными русловыми деформациями (Алтунин, 1979).

Поэтому в каналах процесс руслоформирования проходит длительный период. В тех случаях, когда во времени расходы воды в канале изменяются незначительно и правильно была запроектирована форма русла, соответствующая этому расходу, то русловой процесс может не возникать вообще, если не будет дополнительных факторов, вызывающих сначала образование микроформ, а потом макроформ (Алтунин, 1979).

Интенсивность руслового процесса также в значительной степени будет определяться наличием взвешенных наносов, поступающих в канал при водозаборе. Разрушение берегов канала и дополнительное поступление грунта с откосов канала, из которых образуются наносы и возникают мезоформы, и даже могут получаться крупные русловые формы (макроформы), являются основной причиной, способствующей возникновению руслового процесса и вызывающей неравномерное движение потока. Размываемое русло способствует возникновению общей неустойчивости потока, так как возникают такие формы его ложа, которые уже приводят к общей неустойчивости русла. И этот процесс длится до тех пор, пока не наступает какое-то динамическое равновесие.

В результате взаимодействия потока и русла возникают нестационарные деформации русла, соответствующие строго определенному типу руслового процесса. Многообразие форм этого процесса зависит от водности – расхода воды, типа гидрографа паводка, характеризующего изменение расхода во времени, геологического строения долины, ее залесенности и связанной с ним интенсивности эрозии склонов долины и берегов, рельефа местности – продольного и поперечного уклонов водотока, направления течения (с севера на юг или наоборот), вызывающего кориолисовое ускорение.

В отличие от большинства рек, где происходит процесс меандрирования, на каналах такие типы руслового процесса допускать нельзя. В случае возникновения мезоформ надо проводить инженерные мероприятия по поддержанию трассы канала, близкой к проектной (Алтунин, 1979).

В земляных каналах необходимо создавать такой гидравлический режим, при котором будут устранены причины, вызывающие интенсивные русловые переформирования, а тем более определенный тип руслового процесса, приводящий к общей потере устойчивости канала в плане.

На основании вышеизложенного можно отметить, что в каналах русловой процесс протекает менее активно, чем в искусственных руслах, и не все типы русловых образований могут проявляться. Внешне питание каналов ограничено или совсем отсутствует. Каналы имеют более устойчивое русло, чем реки. Однако как в реках, так и земляных руслах каналов общим является взаимная увязка морфологических и динамических характеристик, которая происходит естественным путем в результате взаимодействия потока и русла и обуславливает наиболее вероятное соотношение между геометрическими элементами русла.

10.3. Потеря плановой устойчивости русел

Согласно М.А. Великанову, русло управляет потоком, формирует его поле скоростей, а поток влияет на форму своего русла, производит размывы и намывы и, перенося вниз по течению размытый материал (наносы), создает себе русло, отвечающее его скоростному полю. При этом изменение формы русла сравнительно быстро передается полю скоростей потока, то есть его кинематической структуре. Измененное же поле скоростей потока может вызвать образование новых русловых форм только в течение сравнительно большого промежутка времени. Это главная особенность взаимодействия твердой деформирующей поверхности с жидкой средой (Железняков, Негловская, Овчаров, 1984).

В результате взаимодействия потока и русла образуются русла, отличающиеся разной степенью устойчивости. С целью установления степени устойчивости русел В.М. Лохтин предложил использовать отношение крупности частиц грунта к уклону водотока d/J .

Так как устойчивость русла зависит от глубины, М.А. Великанов предложил степень устойчивости характеризовать безразмерным числом $d/h_{cp}\,J$, где d – средний диаметр донных частиц.

Для оценки устойчивости русел вводятся (Железняков, Негловская, Овчаров, 1984) коэффициент устойчивости, представляющий собой отношение гидравлической крупности к динамической скорости потока w/V_*, и коэффициент подвижности, представляющий собой обратную величину $V_*/w = (1/w)\sqrt{\tau_0/\rho}$, где $\tau_0 = \rho g h_{cp} J$ - касательное напряжение на дне, равное влекущей силе потока.

Изучение гидроморфологии русла рек на их устойчивых участках дает важную информацию для проектирования больших каналов – каналов переброски стока. Наибольший интерес представляет морфологическое соотношение между шириной и глубиной потока. Ширина реки во много раз превышает глубину, так как боковая эрозия (размыв берегов) отличается большей свободой своего динамического развития, чем глубинная эрозия.

Первым морфологическое соотношение между шириной и глубиной русел рек установил В.Г. Глушков (1924) в виде параметра Γ:

$$\sqrt{B/h_{cp}} = \Gamma, \qquad (10.1)$$

который зависит от грунтовых условий. Для песчаных грунтов это соотношение больше, чем для глинистых. Следовательно, в несвязных грунтах формируется более широкие (распластанные) русла.

Физическую сущность взаимодействия потока в несвязных и связных грунтах можно описать следующим образом. Для отрыва частиц несвязного грунта необходимо преодолеть вес частиц и силу трения между частицами. Эти же силы при остановке частиц их удерживают (тормозят движение). Следовательно, условия начала движения частиц и их остановки примерно

одинаковы. В результате оказывается, что зоны возможной эрозии и аккумуляции несвязных наносов близко совпадают. При размыве связного грунта необходимо преодолеть силы сцепления, существенно превышающие вес частиц. Для преодоления силы сцепления необходимы большие скорости потока, чем для сдвига частиц несвязного грунта. Вместе с тем для остановки частиц связного грунта нужны пониженные скорости потока. В результате оказывается, что зоны эрозии и аккумуляции удалены друг от друга на большие расстояния. В несвязных грунтах размывы берегов сопровождаются отложением наносов на дне. Поток распластывается, уменьшается его пропускная способность. В связных грунтах размываются и берега и дно, что нередко сопровождается увеличением пропускной способности русла.

Известные гидроформологические зависимости отличаются большим разнообразием.

М.А. Великанов получил безразмерный параметр

$$Л = Q/(d^2\sqrt{gdJ}), \qquad (10.2)$$

от которого зависит $B/h_{ср}$ (d – средний диаметр наносов в донных отложениях).

Основная гидроморфологическая зависимость имеет вид:

$$B/h_{ср} = (B/h_{ср})_0 Л^x, \qquad (10.3)$$

где $(B/h_{ср})_0$ - морфологическое отношение $(B/h_{ср})$ при x = 0.

Существуют типы морфологических зависимостей для определения ширины и глубины потока в зависимости от параметра $(Q/\sqrt{g})^{0,4}$:

$$h_{ср} = 0{,}35(Q/\sqrt{g})^{0,4}. \qquad (10.4)$$

Другой тип морфологических формул, предложенный В.С. Алтуниным, В.И. Антроповским, имеет вид:

$$B/h_{ср} = AQ^{x_1}/(J^{x_2}d^{x_3}),$$

где A, x_1, x_2, x_3 – параметры.

Используя инвариант подобия Г.В. Железнякова в виде:

$$B/h_{ср} = C_Г/F_r, \qquad (10.5)$$

выражение (10.1) запишем следующим образом

$$Г = \frac{1}{V}\sqrt{C_Г g/\alpha}. \qquad (10.6)$$

Согласно Г.В. Железнякову их выражения (10.5) можно записать

$$Q = (C_Г/\alpha)^{0,5} h_{ср}^2 (gB)^{0,5}. \qquad (10.7)$$

При $(C_Г/\alpha)$=1 эта формула принимает вид

$$Q_M = h_{ср}^2 (gB)^{0,5}, \qquad (10.8)$$

Q_M - морфологический расход.

Тогда зависимость (10.7) запишем в виде

$$\sqrt{Q_M / Q} = (C_\Gamma / \alpha)^{-0,25} = M_\Gamma . \qquad (10.9)$$

С учетом такого обозначения формулу для средней глубины получим в виде:

$$h_{ср} = M_\Gamma Q^{0,5} / (gB)^{0,25} . \qquad (10.10)$$

Исходя из формул (10.9) и (10.10), параметр M_Γ можно истолковать как корень квадратный из отношения морфологического расхода к расходу воды Q или как безразмерную глубину – отношение средней глубины потока $h_{ср}$ к линейной величине $Q^{0,5} / (gB)^{0,25}$.

Многочисленные подсчеты параметра M_Γ для рек и каналов в земляном русле показывают, что M_Γ – величина переменная, в определенных условиях движения потока изменяется сравнительно в небольших пределах. По К.В. Гришанину для русел, сформированных мелкозернистыми наносами $0,75 \le M_\Gamma \le 1,05$. Значение $M_\Gamma \approx 0,90$ соответствует устойчивым руслам, относительная шероховатость которых создается и регулируется самим потоком. Если M_Γ выходит за указанные пределы, проявляется неустойчивость русла. При повышенных значениях M_Γ происходит заиление русел, а при пониженных – размывы русел.

В случае, когда поток и русло взаимодействуют как самоуправляющая (саморегулирующая) система без существенных русловых деформаций в течение длительного времени, то считают, что такие русла находятся в динамическом равновесии. Средняя скорость потока при динамическом равновесии русла больше размывающей скорости потока.

Русла динамически устойчивых каналов могут оказаться при их эксплуатации более стабильными, чем статически устойчивые, по следующим причинам (Железняков, Неговская, Овчаров, 1984). При скоростях потока, превышающих неразмывающие (в допустимых пределах), русло потока окажется сформированным в более однородных по крупности грунтах (местные неоднородности русла по крупности будут устранены самым потоком). Произойдет самоотмостка русла и его кольматация. Может возникнуть некоторое искривление русла, что приведет к повышению его устойчивости. Кроме того, санитарно-гигиеническое состояние динамически устойчивых каналов будут лучше, чем статически устойчивых.

Основная причина неустойчивости канала – возникновение крупных грядовых образований на дне, вызывающих плановую неустойчивость. Эти грядовые образования наблюдались на больших земляных каналах (Каракумский), проходящих в различных грунтовых условиях и на средних (Саратовский, Палласовский), проходящих в связных грунтах (Алтунин, 1979).

Влияние формы русла на рельеф дна показывает, что причиной неустойчивости русла при определенных соотношениях $B / h_{ср}$ является макрошероховатость ложа, размеры которой в виде отношения ℓ_Γ / h_Γ характери-

зуют переход от устойчивого состояния к неустойчивому. При этом микроформы в виде песчаных гряд и рифелей, возникновение которых связано с макротурбулентностью потока, в основном характерны для каналов, сложенных песчаным грунтом.

На речных потоках интенсивные русловые переформирования могут проходить за сравнительно короткий период времени (например, за период паводка, проходящего несколько дней) и за сравнительно длительный период (в течение года или нескольких лет). Бытовое состояние русла может восстанавливаться до начала этих интенсивных русловых переформирований. На отдельных участках можно выделить однонаправленные необратимые деформации.

Рассматривая общую классификацию русловых процессов Н.Е. Кондратьева и И.В. Попова применительно к каналам в размываемых руслах, можно выделить следующие их типы: ленточногрядовый, побочневый и ограниченного меандрирования. Для ленточногрядового руслового процесса в русле происходит движение системы гряд, искривленных в плане под влиянием придонных скоростей; само русло малоизвилистое. При побочневом типе руслового процесса образуются побочни (песчаные отмели), расположенные в шахматном порядке, что способствует увеличению извилистости русла. Для ограниченного меандрирования руслового процесса характерна сравнительно слабая извилистость русла (неразвитиая). Первая форма руслового процесса в каналах динамической устойчивости встречается наиболее часто, вторая и третья – достаточно редко при выполнении определенных условий, изложенных выше. Другие типы русловых процессов – свободного и незавершенного меандрирования, русловой и пойменной многорукавности, в каналах невозможны по ранее указанным причинам. Эти формы свойственны только естественным руслам рек.

Один из важных выводов гидроморфологической теории руслоформирования – установление зависимости, позволяющей ввести критерий продольной устойчивости русла в виде (Алтунин, 1979):

$$J = \left(\frac{Q^2}{g d_{ср}^5} \right) \left(\frac{h_{ср}}{B} \right)^{\frac{2{,}5+3x_р}{x_р}} . \qquad (10.11)$$

При $x_p = 1/6$, что соответствует динамически устойчивому состоянию русла, показатель степени составит $\frac{2{,}5 + 3x_р}{x_р} = 18$.

Вводя гидроморфологический параметр a_y , В.С. Алтунин получил связь его с критерием подвижности наносов Fr_d (или критерием устойчивости) и продольным уклоном сформировавшегося устойчивого русла:

$$a_y = \left(\frac{Fr_d}{\ell}\right)^{0,1}. \qquad (10.12)$$

Анализ натурных и лабораторных данных по земляным каналам показал, что параметр a_y изменяется в пределах $a_y = 4{,}3 - 5$.

Другими критериями плановой устойчивости потока в прямолинейном русле являются следующие соотношения (Рекомендации…, 1988).

Т.Г. Войнович-Сяноженцкого и Н.Б. Кереселидзе

$$\frac{n_{ср}}{\sqrt{2}} \cdot \frac{C \cdot M}{\sqrt{g}}\left(1 - ж\frac{M}{C}\right)^{0,5} = \lambda_{кр}; \qquad (10.13)$$

В.С. Алтунина

$$\frac{b}{h'_{ср}} \geq \frac{2.2C_k}{\sqrt{g}}\left(1 - \frac{43g}{C^2}\right)^{0.5}, \qquad (10.14)$$

$$\frac{C}{\sqrt{g}} \leq \left[0{,}2\left(\frac{b}{h_{ср}}\right)^2 + 43\right]^{0,5}, \qquad (10.15)$$

где $n_{ср}$ – средний коэффициент шероховатости русла;

C - коэффициент Шези;

M - коэффициент Буссинеска;

ж - постоянная Кармана;

$в$ – ширина канала по дну;

$h_{ср}$ – средняя глубина русла.

По данным С.Т. Алтунина при значении параметра $\lambda_{кр} = (6 \div 8)$ В (где В – ширина русла по срезу воды) сохраняется относительная плановая стабильность потока; при больших значениях $\lambda_{кр}$ возможно нарушение плановой устойчивости, что иногда приводит к возникновению кривизны русла канала, появлению процесса меандрирования.

10.4. Примеры трансформации каналов в естественные русла

Примерами трансформации каналов в естественные русла могут служить некоторые каналы Северного Кавказа в земляном русле. Так, по данным натурных исследований И.А. Долгушева (1975) на Северном распределителе канала старшего порядка Баксан-Малка уже в первые годы эксплуатации (1964-1967 г.г.) наблюдались значительные деформации его русла. Участки с

переборами сечения заилились, а в местах сужений сечения произошли размывы. Деформации сечений канала за период эксплуатации с 1964 по 1967 гг. приведены в таблице 10.1.

Таблица 10.1 – Максимальные и минимальные величины деформаций сечений Северного распределителя (при наполнении канала 1,18 м)

Параметры канала	Проектное сечение	Исполнительное сечение 1964 г.	Фактическое сечение 1967 г.
Живое сечение, $м^2$			
максимальное	3,5	9,0	7,6
минимальное	3,5	2.0	4,0
Ширина по верху, м			
максимальная	4,45	7,3	9,4
минимальная	4,45	3,1	5,0
Смоченный периметр, м			
макимальный	5,28	7,8	9,3
минимальный	5,28	3,6	5,5

Данные этих наблюдений показывают, что максимальное сечение потока в Северном распределителе на период наблюдения 1967 г. по сравнению с начальным 1964 г. уменьшилось в 1,18 раза, что свидетельствует о заилении таких участков канала, а минимальное сечение – увеличилось в 2 раза, где наблюдались значительные размывы русла. При этом ширина канала по верху и смоченный периметр во всех случаях увеличились в размерах.

Изменение гидравлического режима канала за период наблюдений приведено в таблице 10.2.

В соответствии с гидравлическими исследованиями скорость потока на Северном распределителе на период наблюдения составила 0,23 – 0,30 м/с против проектной 0,57 м/с, что привело к снижению пропускной способности русла в 1,33 раза.

Изменение скорости, а отсюда и несущей способности потока вызывает заиление каналов. Участки каналов с завышенными уклонами в результате увеличения скоростей подвергаются размыву. Заиление переуглубленных участков канала вызывает увеличение его ширины по дну, в результате уменьшается гидравлический радиус, скорость и транспортирующая способность потока. Скорость и транспортирующая способность потока на Северном распределителе увеличиваются в сечениях с переборами (ПК 2+00) из-за заиления и уменьшения живого сечения. Транспортирующая способность в сечениях с недоборами (ПК 8+00) понижается в результате размывов и увеличения сечения канала. Данные по очистке канала, объем которых в 1966 г. составил 2990 $м^3$ свидетельствуют о полном осветлении воды в канале вследствие недостаточных скоростей для транспортирования взвешенных наносов.

Таблица 10.2 – Гидравлический режим Северного распределителя (при наполнении 1,18 м)

Параметры канала	Проектное сечение	Исполнительное сечение 1964 г.	Фактическое сечение 1967 г.
Скорость потока, м/с			
средняя	0,57	0,41	0,29
ПК 2+00	0,57	0,17	0,23
ПК 8+00	0,57	0,71	0,30
Живое сечение, $м^2$			
ПК 2+00	3,5	3,0	6,6
ПК 8+00	3,5	2,1	5,0
Расход, $м^3/с$	2,0	1,5	1,5

На отложение наносов и сильное развитие растительности Северного распределителя оказала влияние также несогласованность транспортирующей способности с каналом старшего порядка. Так, скорости воды в канале старшего порядка Баксан-Малка составили 0,45 – 1,10 м/с и более, а в канале младшего порядка – Северном распределителе 0,23 – 0,30 м/с. Скорости в магистральном канале обеспечивают транспортирование более 1.62 – 1,77 $кг/м^3$ наносов, а в Северном распределителе – в 2 – 4 раза меньше, что вызывает полное осветление воды, заиление и зарастание русла.

Проведенные исследования на оросительных каналах Ростовской области в 2003 г. также подтверждают вывод о влиянии гидравлического режима работы каналов на их состояние и возможность трансформации в естественные русла. На рисунках 10.1, 10.2 приведены каналы, характеризующиеся значительным заилением русла, сильным зарастанием камышом, интенсивным развитием погруженных водных растений – водорослей, деформациями откосов. В таблице 10.3 представлены данные исследований экспедиции кафедры гидравлики и инженерной гидрологии НГМА на Азовском магистральном канале.

а)

б)

Рисунок 10.1- Азовский магистральный канал (65 км):
а – зарастание русла камышом;
б – размывы и оползание откосов

а)

б)

Рисунок 10.2 – Зарастание и образование сине-зеленых водорослей
в руслах каналов:
а – Нижне-Донской МК; б – распределитель Багаевско-Садковской ОС

Таблица 10.3 – Данные исследований на Азовском магистральном канале (65 км)

Параметры	Значения
Средняя скорость, м/с	0,142
Площадь живого сечения потока, $м^2$	13,54
Уклон водной поверхности, J	0,000495
Ширина по дну, м	5,7
Глубина на оси канала, м	1,88
Толщина слоя заиления (у правого берега), м	0,54
Ширина зарослей камыша у каждого берега, м	1,5 – 2.0
Коэффициент шероховатости, n	0,174/0,0250*
Коэффициент гидравлического сопротивления, λ	2,268
Расход, $м^3/с$ проектный фактический	 8,0 2,068

* - проектный коэффициент шероховатости русла канала

По результатам замеров средняя скорость потока в Азовском МК оказалась очень малой (0,142 м/с) и примерно в 2,5 – 3,0 раза меньше минимальной допустимой скорости по условиям незаиляемости. Такие малые скорости течения обуславливают интенсивное заиление русла, и сильное зарастание берегов канала (см. рисунок 10.1, а). Вследствие сильного зарастания канала на данном участке (65 км) коэффициент шероховатости его русла превысил проектное значение в 7 раз, а пропускная способность снизилась в 3,86 раз. Все это свидетельствует о стремлении русла канала к естественному с характерными процессами заиления и зарастания. Вместе с тем, плановых деформаций русла канала и тем более потери плановой устойчивости русла на Азовском МК в настоящее время не наблюдается.

На Нижне-Донском МК также отмечались малые скорости течения, не превышающие 0,25 м/с, вследствие чего здесь наблюдается зарастание камышом и развитие вдоль берега сине-зеленых водорослей шириной до 3,0 – 3,5 м. Исключительно малые скорости течения были отмечены на одном из распределителей Багаевско-Садковской ОС (Бг-Р-6), которые составили всего 0,02 м/с. Это способствовало большой зоне зарастания сечения канала, в том числе развития практически по всему сечению погруженной растительности – ряски.

Таким образом, приведенные выше примеры свидетельствуют о возможности частичной трансформации каналов в естественные русла при определенных гидравлических режимах и условиях их эксплуатации (малые скорости течения, заиление, зарастание и др.).

10.5. Проблемы рекультивации каналов после срока их службы

В соответствии с существующими рекомендациями (Мирцхулава, 1974; Науменко, 1990) средние сроки службы межхозяйственных и внутрихозяйственных каналов составляют 30 – 50 лет, а магистральных оросительных каналов и каналов переброски стока – 100 лет. Несмотря на достаточно длительный срок службы каналов, после его окончания в зависимости от технического состояния канала приходится решать вопрос либо о дальнейшем его использовании, либо о реконструкции или рекультивации, т.е. прекращения его функционального использования с целью транспортирования воды потребителю.

В случае неудовлетворительного технического состояния канала при принятии решения о его рекультивации возможны следующие варианты.

1. Производится полная ликвидация русла канала с целью использования этих участков в сельскохозяйственном обороте земель для получения сельхозпродукции.

Для этого землеройными механизмами разрабатываются дамбы и засыпается русло канала, производится планировка участка канала вместе с прилегающей территорией к каналу. После проведения всех необходимых работ эти участки используются в севообороте.

2. В процессе рекультивации канала его русло не ликвидируется, а используется для других целей, например, рыборазведения, рыболовства или для отдыха на воде.

По длине канала выполняется поперечные перемычки, разделяющие русло на отдельные секции. В перемычках устраиваются трубчатые перепускные сооружения. В результате образуется система замкнутых водоемов с возможностью водообмена через перепускные сооружения. Особенно целесообразно для рекреационных целей использовать облицованные каналы.

3. Русло канала при рекультивации разделяется и в дальнейшем используется в качестве накопителей или хранилищ для жидких и твердых отходов промышленности и сельского хозяйства. Для предотвращения загрязнения грунтовых вод в русле обязательно осуществляются защитные противофильтрационные мероприятия. В случае бетонопленочных облицовок и грунтопленочных экранов в русле канала может осуществляться не сплошное защитное покрытие, а выборочный ремонт облицовки в местах выявленных деформаций или повреждений.

4. В отдельных случаях русло земляных каналов не ликвидируется, а используется для посева луговых трав, сенокоса и выпаса животных. Для получения высоких урожаев луговых трав целесообразно в течение вегетационного периода проводить периодическую замочку русла путем подачи по каналу небольших расходов воды.

5. Сильнозаросшие русла каналов камышом, рогозом и другой растительностью, проходящие вблизи населенных пунктов, могут использоваться

в качестве биопрудов и прудов-осветлителей сточных вод коммунально-бытового хозяйства и предприятий. При этом канал по длине разбивается на секции специальными перемычками.

6. На густонаселенных территориях трассы каналов в процессе рекультивации могут использоваться для строительства дорог с грунтовым или асфальтовым покрытием.

7. Для борьбы с эрозией почв и снегозадержания трассы каналов также могут использоваться для насаждения нескольких рядов деревьев и кустарников, т.е. для создания полевых лесополос, причем в этом случае русло канала может не разрабатываться и не уничтожаться.

8. При необходимости дальнейшего использования канала после срока его службы по своему назначению, проводится очистка и спрямление русла, наращивание дамб, устройство защитной или противофильтрационной облицовки, замена подпорно-регулирующих сооружений и распределительных узлов сооружений. Перечисленные работы должны выполняться на основе разработанного проекта реконструкции канала.

9.В работе (Румянцев и др., 2001) рассматриваются методы ренатурирования (восстановления) плановых очертаний малых водотоков, заключающиеся в разборке береговых креплений, искусственной подаче наносов, местной посадке древесной растительности, создании в русле донных порогов и полузапруд. Эти методы позволяют малые реки возвращать в первозданное природоприближенное состояние. Происходят естественным путем размывы (эрозия) берегов и отложения продуктов размыва (побочни), что приводит к увеличению извилистости русла и его свободному меандрированию.

В определенной степени такие методы рекультивации могут использоваться и для каналов. Однако, в отличие от малых рек, здесь возможны только ограниченные деформации русла и исключается его свободное меандрирование. Указанные вопросы требуют постановки в дальнейшем специальных исследований.

ГЛАВА 11. ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШЕГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА

11.1. Перспективы использования каналов переброски стока на юге России

Как показывает описанный выше опыт, на юге страны крупные водохозяйственные системы создаются, как правило, на базе каналов переброски стока. Такие системы созданы на базе Невинномысского, Большого Ставропольского, Донского магистрального, Терско – Кумского, Саратовского, Палласовского и других каналов. Эти каналы перебрасывают воду из бассейнов Волги, Дона, Кубани и Терека в маловодные районы Ставропольского края, Ростовской, Саратовской и Волгоградской областей. Однако к настоящему времени свободных водных ресурсов в основных реках региона - Дону, Кубани и Тереке, уже не осталось, а в маловодные годы они испытывают существенный дефицит.

В сложившихся условиях на юге страны роль главной водораспределительной магистрали отводится р.Волге (Урванцев, 1987). Во-первых, вследствие своего исключительного географического положения она является стержнем Единой водохозяйственной системы европейской части страны. Во-вторых, это самая полноводная и крупная река во всей Европе. По объему годового стока она в 10 раз превосходит р. Дон и более чем в 18 раз – р.Кубань. К тому же напряженность водохозяйственного баланса Каспийского моря спала из-за внезапного подъема его уровня с 1986 года и последующей его стабилизации.

Поэтому в перспективе дальнейшее развитие водохозяйственных систем на юге России следует рассматривать за счет переброски стока из Волги (рисунок 11.1). В первую очередь целесообразно осуществить строительство каналов переброски стока по существующим проектам: Волго-Дон- II, Волга-Чограй и Волга –Урал. Здесь уместно напомнить, что строительство каналов Волго-Дон- II и Волга-Чограй, по –существу, было уже начато, а затем приостановлено.

Переброска стока Волги по каналу Волго- Дон- II позволит полностью устранить дефицит водных ресурсов в бассейне р.Дон в объеме 6 км^3/год. В дальнейшем после пополнения водных ресурсов Дона за счет волжской воды целесообразна реализация другого существующего проекта Ростовско – Краснодарского канала (РКК), с помощью которого предполагается оросить и обводнить большие площади засушливых земель Краснодарского края и Ростовской области и осуществить подпитку р.Кубань в маловодные периоды года.

В отдаленной перспективе (более 50 лет) на базе Ростовско-Краснодарского и Донского магистрального каналов следует создать

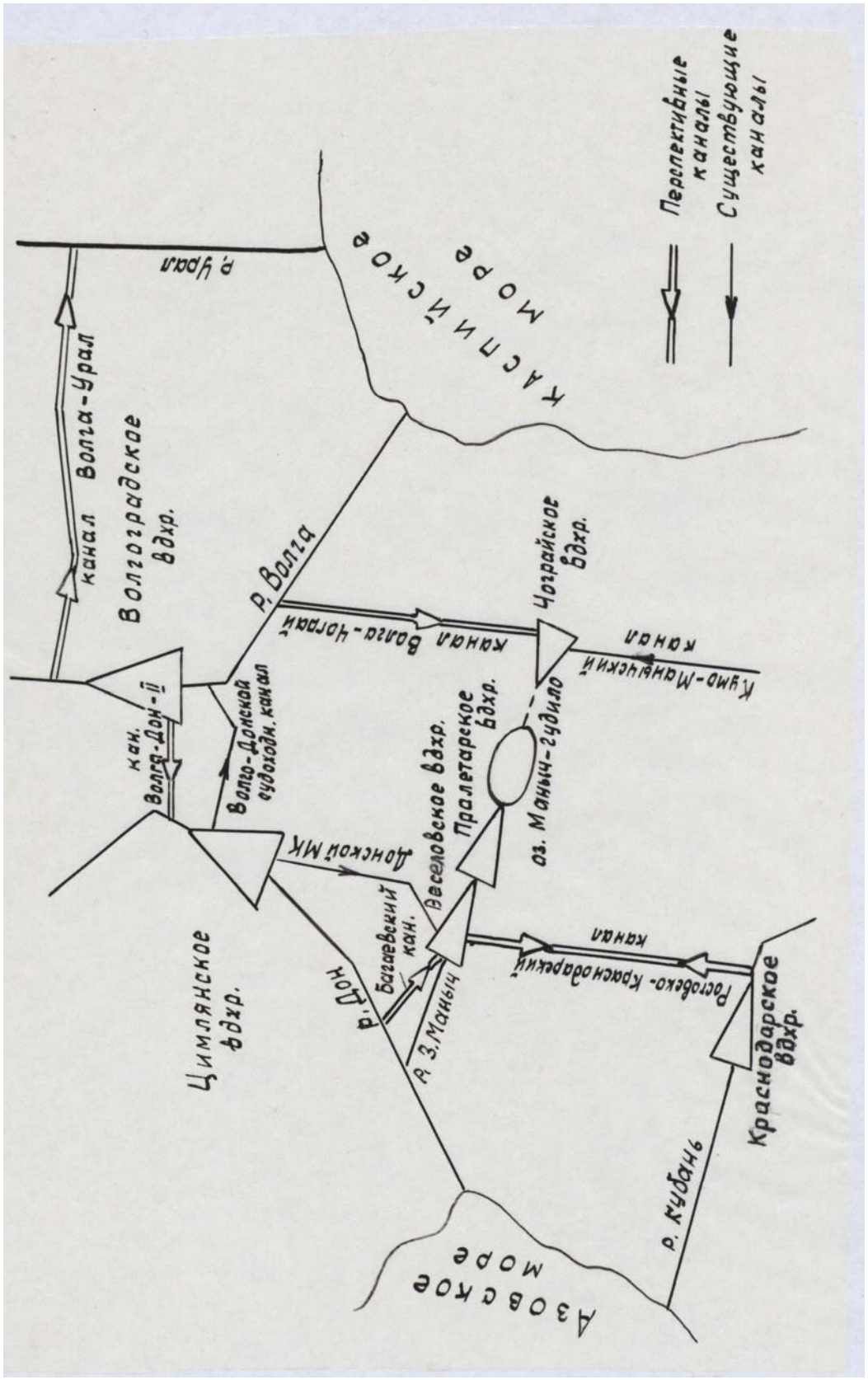


Рисунок 11.1 – Общая схема перспективных каналов переброски стока на юге России

единую управляемую водохозяйственную систему Нижнего Дона и Кубани. В случае дефицита воды в Кубани осуществляется переброска стока по РКК из р.Дон. В случае избытка водных ресурсов в р.Кубань в период паводков и наводнений производится обратная переброска стока по каналу РКК из Кубани в Дон. При этом расход переброски стока после ввода III –ей очереди строительство РКК может составить до 800 $м^3$/с или до 30% паводкового расхода р.Кубань 0,1 % обеспеченности. Это полностью исключит угрозу наводнений на Средней и Нижней Кубани.

Однако создание такой управляемой водохозяйственной системы на базе РКК потребует выполнения сложных технических решений. По трассе канала должно быть создано множество гидротехнических сооружений и бьефов, несколько крупных насосных станций и регулирующих водохранилищ, которые могли бы осуществлять, по-существу, принудительно- самотечное перемещение больших масс воды в прямом и обратном направлениях.

В ближайшей перспективе (5-10 лет) следует закончить строительство четвертой очереди и приступить к пятой очереди Большого Ставропольского канала. Это позволит практически довести площади орошаемых земель в зоне БСК до 200 тыс. гектаров, обводненных до 2 млн. гектаров.

В перспективе на юге страны останется актуальным создание средних и малых каналов отраслевого назначения для решения различных водохозяйственных задач, в том числе и для подпитки маловодных рек и водоемов.

К числу таких предложений можно отнести создание каналов для подпитки с целью оздоровления малых рек Ростовской Области - рр.Грушевка, Кагальник, Кундрючья.

Что касается проектов переброски стока северных рек и озер в бассейн Волги, то здесь нет необходимости осуществлять ее в полном объеме в связи с изменением режима Каспийского моря (повышение уровня воды и его стабилизация). Вместо планировавшегося объема переброски после двух этапов 67,0 $км^3$/ год достаточно будет подать дополнительный объем стока, соответствующий суммарному объему в три запроектированных канала на юге страны (Волго-Дон –II, Волга-Чограй, Волга-Урал) – 13,3 $км^3$/год.

Другой крупный проект переброски стока части сибирских рек, как известно, осуществляется в основном для покрытия потребностей других государств – Казахстана, Узбекистана и Туркменистана с объемом подачи стока на первом этапе 19,7 $км^3$/год (Леонтьев, 1985). Объем стока, предназначенный для России, составляет незначительную величину – 4,9 $км^3$ в год или 18% от всего объема переброски стока по каналу «Сибирь – Средняя Азия». Поэтому его строительство должно проводится в значительной степени за счет средств заинтересованных государств или на кредитной основе с учетом взаимно – выгодных экономических отношений с Россией.

Несомненно, что реализация проектов переброски и сибирских и северных рек должна проводиться только после их всестороннего экологического обоснования с прогнозом ожидаемых последствий на природную среду, а также решения вопросов финансирования и возмещения затрат на строительство.

11.2. Задачи дальнейших научных исследований каналов переброски стока

Учитывая перспективы использования каналов переброски стока для создания водохозяйственных систем на юге страны, следует поставить следующие задачи их исследований:

- изучение руслоформирующих процессов в динамически устойчивых земляных руслах;
- более точное определение гидравлических сопротивлений бетонных русел;
- всестороннее изучение в натурных условиях неблагоприятных факторов при эксплуатации крупных каналов переброски стока;
- разработка технических решений по созданию каналов двойного действия в прямом и обратном направлениях;
- изучение последствий фильтрации из каналов, проходящих в полувыемке-полунасыпи и в насыпи;
- дальнейшая разработка воднобалансовых схем и русловых расчетов;
- изучение процесса деформаций русел каналов при эксплуатации;
- изучение гидрохимического и гидротермического режимов в каналах круглогодичного действия;
- обобщение натурных данных по гидравлическим режимам и характеристикам каналов различного порядка;
- постановка специальных наблюдений за трансформацией каналов в естественные русла.

Перечисленный круг задач исследований позволит более обоснованно подходить к проектированию и эксплуатации каналов переброски стока.

В связи с тем, что реализация планов переброски стока северных и особенно сибирских рек отодвинута во времени необходимо исследовать данную проблему и выявить все возможные последствия изменений природно – экологических условий северных территорий страны.

Наиболее существенные задачи в научной разработке комплексной оценки изменения природной среды при переброске части стока рек Сибири на юг должны быть следующими (Авакян, Широков, 1994):

1. Выработка научно обоснованных рекомендаций по характеру использование различных видов природных ресурсов в условиях преобразования режима сибирских рек;
2. Разработка методики эколого – географического и экономико - географического обоснования оптимальных вариантов переброски части стока сибирских рек с учетом максимальной эффективности намечаемых мероприятий по мелиорации не только засушливых районов Средней Азии и Казахстана, но и переувлажненных районов Западной Сибири;
3. Оценка ожидаемых результатов изменений гидрологического режима рек при частичной переброске их стока на юг и выработка рекомендаций по устранению отрицательного влияния перераспределения стока на экологические и хозяйственные условия в бассейне Оби в Карском море;
4. Создание методики инженерно – геологических, гидрогеолоических и гидрологических расчетов и прогнозов изменения водного режима и их влияния на прилегающие территории в районе создаваемых водохранилищ и каналов.

В целом необходимо отметить, что межбассейновые и внутрибассейновые переброски речного стока – один из рациональных способов водного благоустройства и широко используется у нас и за рубежом. При этом все в большей мере учитывается не только водохозяйственное обоснование перераспределения речного стока, но и природно - экологическое прогнозирование тех изменений, которые возникнут после создания намеченных трасс переброс вод.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абальянц С.Х. Гидравлические сопротивления в земляных каналах // Труды САННИРИ.- Ташкент, 1969. Вып. 108.с.3 – 70.
2. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах.- Л.: Гидрометеоиздат, 1981. - 240 с.
3. Авакян А.Б., Широков В.М. Рациональное использование и охрана водных ресурсов.- Екатеринбург: Из-во «Виктор», 1994.- 319 с.
4. Аверьянов С.Ф. Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод.- М.: Колос, 1982.- 237 с.
5. Агроскин И.И. Расчетная формула для коэффициента Шези // Гидротехническое строительство, № 2, 1949.
6. Айвазян О.М. Гидравлические сопротивления и пропускная способность равномерных аэрированных и неаэрированных бурных потоков в бетонных руслах // Гидротехническое строительство. 1992. № 6, с. 33 – 39.
7. Айвазян О.М. Зона гидравлических сопротивлений земляных каналов // Гидротехническое строительство. 1987. № 11. с. 54- 58.
8. Айвазян О.М. Исследования спокойного и бурного потоков в гладкостенных и железобетонных лотковых каналах // Гидротехническое строительство, 1984, № 2, с. 43 – 47.
9. Айвазян О.М. К расчету пропускной способности земляных каналов и русел // Гидротехническое строительство, 1989, № 1, с. 18 – 26.
10. Айвазян О.М., Махмудов Х.Ж. Исследование гидравлического сопротивления бурных неаэрированных потоков в бетонных руслах // Гидротехнические строительство, 1992, № 3, с. 36 – 39.
11. Алиев Т.А., Титов В.А. Определение и анализ числовых характеристик гидравлических параметров крупных земляных каналов в связных грунтах // В сб. тр. Союзводпроекта «Научные исследования и проектирование канала «Сибирь – Средняя Азия». М., 1985, с. 46 – 54.
12. Алимов А.Г. Эффективность и надежность облицовок оросительных каналов // Гидротехника и мелиорация. 1982. №4. с. 31 – 35.
13. Алимов А.Г. Эффективность применения различных герметиков при строительстве облицовок на магистральных каналов Большой Волгоградской и Заволжской оросительных систем // Экспресс-инф. ЦБНТИ Минводхоза СССР. – М., 1980. Сер.5, вып. 2. с. 14-22.
14. Алимов А.Г., Гондельберг Э.И., Иванов В.М. Натурные исследования противофильтрационных одежд оросительных каналов // Гидротехника и мелиорация. 1977, №8. с. 33 – 38.
15. Алимов А.Г.,Иванов В.М. Результаты определения потерь воды

на фильтрацию через монолитную бетонную облицовку при различном подпоре грунтовых вод / Волгогипроводхоз.- Волгоград, 1977. 4 с.
16. Алтунин В.С. Мелиоративные канала в земляных руслах.- М.: Колос, 1979.- 255 с.
17. Алтунин В.С., Бородин В.А., Ганчиков В.Г., Косиченко Ю.М. Защитные покрытия оросительных каналов .- М.: Агропромиздат, 1987.- 160 с.
18. Алтунин В.С., Желобаев А.А., Новикова Н.М. и др. Кадастр крупных земляных каналов СССР.- М.: Союзгипроводхоз, 1986.- 212 с.
19. Алтунин В.С., Ларионова Л.В. Гидравлические сопротивления крупных земляных каналов в несвязных грунтах // Гидротехнические строительство, 1987, № 8, с. 18- 21.
20. Алтунин В.С., Селяметов М.М., Мулюкова Н.Б. О гидродинамически устойчивых руслах больших земляных каналов // Гидротехническое строительство, 1978, № 9. с
21. Алтунин В.С., Симаков Г.В., Турсунов А.А. Методические основы гидравлического расчета крупных земляных каналов // Сб. научно-методических статей по гидравлике, вып.3 . - М.: Высшая школа, 1980, с. 17-31.
22. Алтунин В.С., Турсунов А.А., Штеренлихт Д.В. Основные направления гидравлических исследований крупных земляных каналов // Гидротехника и мелиорация, 1983, № 1, с. 32 – 35.
23. Алтунин В.С. Деформации русел каналов.- М.: Колос, 1972.- 119 с.
24. Альтшуль А.Д. Гидравлические потери на трение в трубопроводах. М.: Госэнергоиздат, 1963.- 256 с.
25. Альтшуль А.Д., Войтинская Ю.А., Казеннов В.В., Полякова Э.Н. Гидравлические потери на трение в водоводах электростанций.- М.: Энергоатомиздат, 1985.- 104 с.
26. Альтшуль А.Д., Казеннов В.В., Полякова Э.Н. , Войтович А.П. О расчете потерь напора на трение по длине в бетонных каналах // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1980, т. 138. с.35- 42.
27. Аронин В.С. Грунтопленочный экран Куйбышевского обводнительно – оросительного канала / Сб. «Проблемы проектирования мелиоративных и водохозяйственных систем и водохозяйственных систем и сооружений», № 55, Союзводпроект, - 1981 с. 125-132.
28. Аршеневский Н.Н., Губин Ф.Ф., Губин М.Ф. и др. Гидроэлектрические станции.- М.: Энергия, 1980.- 368 с.
29. Асанова Д.А. Гидравлические сопротивления заросших каналов // Гидравлика водопроводных сооружений: Сб.тр.- Ташкент, 1987,

с. 80 – 85.
30. Байчоров Ю.У., Косиченко Ю.М., Сергеев Б.И. Применение пленочных противофильтрационных экранов для ремонтных работ Большого Ставропольского канала // Гидротехническое строительство, 1981, № 6, с.40-43.
31. Белов В.А. Противофильтрационные мероприятия на малых водоемах.- Ростов – на - Дону: Их-во СКНЦВШ, 2000. - 191 с.
32. Беновицкий Э.Л. Вывод расчетных зависимостей для коэффициента шероховатости частично заросших русел // Водные ресурсы, 1988, № 1, с. 68 – 74.
33. Беновицкий Э.Л. О коэффициенте гидравлического трения на границе зарослей высшей водной растительности в открытых руслах // Водные ресурсы, 1991, № 3, с. 71 – 75.
34. Большаков В.А., Константинов Ю.М., Попов В.Н. и др. Справочник по гидравлике,- Киев: Из-во «Вища школа», 1984.- 340 с.
35. Боровков В.С. Русловые процессы и динамика речных потоков на урбанизированных территорях.- Л.: Гидрометеоиздат, 1989.- 286 с.
36. Брылев В.А., Жбанов Ф.И., Агарков Е.В. Волго – Дон –II : быть или не быть // Природа, 1990, № 6, с.8-16.
37. Будучина В.И., Казинцев Е.А. Оросительные воды Ставрополья и их влияние на мелиоративное состояние орошаемых земель // Известия вузов. Северо – Кавказский регион. Технические науки, 1986, № 1. с. 37 – 41.
38. Васильев О.Ф., Алтунин В.С., Алиев Т.А., Зубкова Н.Г. Основные НИР по обоснованию параметров каналов переброски стока (на примере канала Волга - Дон) // В сб. «Научные исследования при проектировании канала «Сибирь –Средняя Азия». – М.: Союзводпроект, 1985, с.142-159.
39. Васильев С.В., Веригин Н.Н., Глейзер Б.А. и др. Методы фильтрационных расчетов гидромелиоративных систем / Под ред. Н.Н. Верингина.- М.: Колос, 1970.- 440 с.
40. Великанов М.А. Русловой процесс.- М.: Физматгиз, 1958.- 396 с.
41. Веригин Н.Н. Потери на фильтрацию и подпор грунтовых вод в каналах и водохранилищах СССР // Прогноз подтопления и проектирование мероприятий на его предотвращению : Сб. научн. тр. ВНИИ ВОДГЕО.- М., 1986, с. 5 – 8.
42. Веригин Н.Н. Фильтрация воды из оросителя ирригационной системы // Доклады АН СССР, 1949, Т. 66, №4, с. 589 - 592.
43. Водные ресурсы Ставрополья / Под ред. А.А. Кондратенко.- Ставрополь: Ставрополькрайводхоз, 2001.- 288 с.
44. Воропаев Г.В. Прогноз влияния переброски части стока сибирских рек на природные условия // Гидротехника и мелиорация,

1983, № 1, с. 27 – 32.
45. Герарди И.А. Единая государственная система регулирования и межбассейнового перераспределения водных ресурсов СССР // Сб. тр. «Вопросы проектирования технически совершенных мелиоративных систем». Союзводпроект, вып. 2, № 40, М., 1974, с. 3 – 15.
46. Гиргидов А.Д., Троицкий В.П., Лаксберг А.И. О методах гидравлического расчета земляных каналов // В сб. тр. Союзводпроекта «Научные исследования при проектировании канала «Сибирь – Средняя Азия» , М., 1985. с. 112 – 124.
47. Гончаров В.Н, Теория гидравлического трения на стенке.- Новочеркасск, 1929. 129 с.
48. Гончаров В.Н. Динамика русловых потоков.- Л.: Гидрометеоиздат, 1962.- 374 с.
49. Горбачев Р.М. Водопроницаемость бетонопленочной облицовки оросительных каналов // Труды ТИИИМСХа. – Ташкент, 1973, Вып. 37, с. 63 – 71.
50. Горбачев Р.М. Натурные определения фильтрации из каналов, экранированных бетонопленочной облицовкой // Труды Средазгипроводхлопка. – Ташкент, 1974, Вып. 5, с. 108 – 113.
51. Гришанин К.В. Гидравлическое сопротивление естественных русел .- Санкт – Петербург: Гидрометеоиздат, 1992.- 182 с.
52. Гурин К.Г. Неоднородная шероховатость частично облицованных русел крупных каналов / Автореф. дис. канд. техн. наук.- Новочеркасск, 2001.- 20 с.
53. Дандара Н.Г., Дандара А.Н. Гидротехнические сооружения Новочеркасской ГРЭС и их влияние на прилегающие территории // Сб. «Мелиорация антропогенных ландшафтов», т. 18. Стабилизация и улучшение природно – технических систем, НГМА.- Новочеркасск, 2003, с. 18-28.
54. Долгушев И.А. Повышение эксплуатационной надежности оросительных каналов. – М.: Колос, 1975. – 136 с.
55. Духовный В.А. Водохозяйственный комплекс в зоне орошения. Формирование, развитие.- М.: Колос, 1984.- 255 с.
56. Духовный В.А. Водохозяйственный комплекс в зоне орошения. Формирование, развитие. – М.: Колос, 1984. – 255 с.
57. Емцев Б.Т. Техническая гидромеханика.- М.: Машиностроение, 1978.- 463 с.
58. Железняков Г.В. Пропускная способность русел каналов и рек .- Л.: Гидрометеоиздат, 1981.- 311 с.
59. Железняков Г.В., Неговская Т.А., Овчаров Е.Е. Гидрология, гидрометрия и регулирование стока.- М.: Колос. 1984.- 430 с.
60. Запорожченко Э.В. Инженерно – геологический опыт проектиро-

вания, строительства и эксплуатации первой очереди Большого Ставропольского канала.- Ставрополь: СКГВХ, 1974.- 123 с.
61. Зегжда А.П. Гидравлические потери на трение в каналах и трубопроводах.- М.- Л.: Госстройиздат, 1957.- 278 с.
62. Ибад – Заде Ю.А. Транспортирование воды в открытых каналах.- М.: Стройиздат, 1983.- 272 с.
63. Ибад-Заде Ю.А. Водопроводные каналы (гидравлические и русловые расчеты).- М.: Стройиздат, 1975.- 192 с.
64. Иваненко Ю.Г. Устойчивые потоки в неразмываемых и размываемых руслах.- Новочеркасск: Югмелиорация, 1990.- 222 с.
65. Инструкция по проектированию и строительству противофильтрационных устройств из полиэтиленовой пленки для искусственных водоемов / СН 551-82 .- М.: Стройиздат, 1981.- 40 с.
66. Ищенко А.В. Повышение эффективности и надежности комбинированных сборно – монолитных бетонопленочных облицовок оросительных каналов / Автореф. дис. канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1986. – 28 с.
67. Кавешников Н.Т. Эксплуатация и ремонт гидротехнических сооружений.- М.: Агропромиздат, 1989.- 272 с.
68. Калиткин Н.Н. Численные методы.- М.: Наука, 1978.- 512 с.
69. Канал Волга – Чограй: Обосновывающие материалы / Севкавгипроводхоз.- Пятигорск, 1983.- 40 с.
70. Канал Волга – Чограй / Севкавгипроводхоз.- Пятигорск, 1984.- 9с.
71. Карасев И.Ф. Русловые процессы при переброске стока.- Л.: Гидрометеоиздат, 1975.- 288 с.
72. Карпунин В.В., Алимов А.Г., Абезин В.Г., Косиченко Ю.М. Теория определения параметров противофильтрационных облицовок оросительных каналов / ПНИИЭМТ.- Волгоград, 1999.- 50 с.
73. Карман Т. Некоторые вопросы теории турбулентности // В сб. «Проблемы турбулентности», Пер. с нем., М.- Л.: ОНТИ, 1936, с. 35- 74.
74. Кац Д.М., Пашковский И.С. Мелиоративная гидрогеология.- М.: Агропромиздат, 1988.- 256 с.
75. Кашарина Т.П. Мягкие гидросооружения на малых реках и каналах.- М.: «Мелиорация и водное хозяйство», 1997. 57 с.
76. Козлов Д.В. Развитие теории и методов гидравлических, ледотехнических и гидротермических расчетов водоемов и водотоков с ледяным покровом // Автореф. дисс. докт. техн. наук, М., 2002.- 56 с.
77. Колганов А.В.. Косиченко Ю.М. Гидравлическая эффективность и надежность оросительных канлов.- М.: Из-во «Рома», 1997.- 160 с.
78. Кондратенко А.А. Искусственная гидрографическая сеть Ставро-

полья // Гидротехническое строительство, НГМА.- Новочеркасск, 2003, с. 37-42.
79. Кононов И.В. Расчет качества облицовок по КПД канала и уровню грунтовых вод // Гидротехника и мелиорация, 1978, № 7, с. 27-31.
80. Косиченко Ю.М.О допускаемых скоростях и изменчивости гидравлических сопротивлений в бетонных руслах каналов // Гидротехническое строительство. 1993, 1 №8,с. 41 – 43.
81. Косиченко Ю.М. Гидравлика мелиоративных каналов / НГМА.- Новочеркасск, 1992.- 175 с.
82. Косиченко Ю.М. Гидравлическая эффективность и экологическая надежность облицованных каналов // Гидротехническое строительство, 1992, № 12, с. 12-17.
83. Косиченко Ю.М. Гидравлические и экологические аспекты эксплуатации каналов.- Новочеркасск: НГМА, 2000.- 230 с.
84. Косиченко Ю.М. К гидравлическому расчету облицованных каналов // Известия вузов, Строительство, 1993, 2 № 2, с. 72 – 75.
85. Косиченко Ю.М. Обеспечение противофильтрационной эффективности и надежности облицовок оросительных каналов // Доклады ВАСНИЛ, 1988, № 3, с. 41 – 43.
86. Косиченко Ю.М. Расчет коэффициентов шероховатости заросших русел каналов // Известия вузов. Северо – Кавказский регион. Технические науки, 1997, № 2, с. 82 – 89.
87. Косиченко Ю.М. Расчет противофильтрационной эффективности облицовок с пленочными экранами // Гидротехническое строительство, 1983, №12, с. 33 – 38.
88. Косиченко Ю.М. Фильтрация из щели полимерного экрана поверхностного типа // Доклады ВАСХНИЛ, 1982, № 11, с. 44 – 46.
89. Косиченко Ю.М., Бородин В.А. Инструкция по расчету водопроницаемости и эффективности противофильтрационных облицовок каналов // Союзводпроект, Союзгипроводхоз, ЮжНИИГиМ. – М. - Новочеркасск, 1984. – 99 с.
90. Косиченко Ю.М., Гурин К.Г. Натурные исследования и расчеты влияния неоднородного русла на пропускную способность Головного участка БСК // Проблемы строительства и инженерной экологии.- Новочеркасск: ЮРГТУ, 2000, с. 219 – 222.
91. Косиченко Ю.М., Ищенко А.В. Устройство для измерения фильтрационных потерь через облицовку водоема / А.с. 1148927 (СССР), опубл. в Б.И. № 13, 1985.
92. Косиченко Ю.М., Ищенко А.В., Максимов Ю.А. Бетонопленочная одежда откосов гидротехнических сооружений / А.с. № 1138448 (СССР) опубл. в Б.И. № 5, 1985.
93. Косиченко Ю.М., Ищенко А.В.. Максимов Ю.А., Рябыкин А.И.

Противофильтрационная эффективность бетонопленочной облицовки Большого Ставропольского канала.- В кн.: Мелиоративное и водохозяйственное строительство с применением полимерных материалов. Елгава, 1985, с.125- 133.

94. Косиченко Ю.М., Максимов Ю.А. и др. Бетонопленочная одежда откосов гидротехнических сооружений / А.с. № 1041621 (СССР), опубл. в Б.И. № 34, 1983.
95. Косиченко Ю.М., Полубедов С.Н. Водопроницаемость противофильтрационных облицовок при наличии в них трещин // Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Технические науки. 1997. № 4 , с. 91 – 94.
96. Косиченко Ю.М., Полякова Н.Ю. Гидравлические сопротивления бетонных русел каналов // Известия вузов. Северо – Кавказский регион. Технические науки, 1997, № 1, с. 77-82.
97. Косиченко Ю.М., Турянская Н.И., Богомолов Н.Е. Натурные гидравлические исследования коэффициента шероховатости облицованных каналов // Ростовский ЦНТИ, № 69, 1991.
98. Косиченко Ю.М., Щедрин В.Н. Надежность функционирования оросительных систем и сооружений.- М.: ЦНТИ Мелиоводинформ. 1996, ч. 1, 2, 180 с.
99. Косиченко Ю.М. , Печенежская И.А. Методика расчета водопроницаемости полимерных экранов и фильтрации из каналов и водоемов.- Новочеркасск, 1998.- 23 с.
100. Косолапов А.Е., Кувалкин А.В., Янгулова Н.А. и др. Региональные проблемы комплексного использования и охраны водных ресурсов / Под ред. А.Е. Косолапова. Новочеркасск: НГМА, 1998.- 226 с.
101. Косолапова Н.А. Оптимизация управления водными ресурсами Нижнего Дона // Автореф. дисс. канд. техн. наук.- Новочеркасск, 2000.- 25 с.
102. Костяков А.Н. Основы мелиораций.- М.: Сельхозгиз, 1960.- 622 с.
103. Кузнецов А.И., Запорожец А.А. Натурные исследования коэффициентов шероховатости канала Северский Донец – Донбасс // Гидротехническое строительство, 1976, № 7, с. 25- 27.
104. Латышенков А.М., Хрящев Н.П., Веригин Н.Н. и др. Каналы систем водоснабжения и ирригации (рекомендации по проектированию и эксплуатации каналов).- М.: Стройиздат, 1972.- 153 с.
105. Легостаев В.М. Везде ли нужна борьба с фильтрацией воды из каналов // Гидротехника и мелиорация, 1986, № 7, с. 26 – 29.
106. Леонтьев О.А. Основные проектные решения по каналу «Сибирь – Средняя Азия» // В сб. тр. Союзводпроекта «Научные ис-

следования при проектировании канала «Сибирь – Средняя Азия», М., 1985, с. 15 – 21.
107. Леонтьев О.А., Абальянц С.Х. Задачи научных исследований при составлении проекта главного канала «Сибирь – Средняя Азия» // В сб. Союзводпроекта «Научные исследования при проектировании канала « Сибирь – Средняя Азия», М., 1985. с.3 – 8.
108. Лобанов Г.Л. Неразмываемые русла земляных каналов и разработка рекомендаций по их гидравлическому расчету / Автореф. дисс. канд. техн. наук, Новочеркасск, 1995.- 24 с.
109. Ломизе Г. М. Фильтрация в трещиноватых породах.- М.- Л.: Госэнергоиздат, 1951.- 127 с.
110. Максимов Ю.А., Косиченко Ю.М., Максимова Т.Ю. Натурные исследования потерь воды на фильтрацию через бетонопленочную облицовку третьей очереди Большого Ставропольского канала.- В кн.: Гидротехнические сооружения мелиоративных систем с использованием математических методов и ЭВМ в управлении водохозяйственными системами. Новочеркасск, 1982, с. 144 – 149.
111. Маслов Б.С., Колганов А.В., Гулюк Г.Г., Гусенков Е.П. История мелиорация в России, том II,- М: Росинформагротех, 2002.- 528 с.
112. Маслов Б.С., Колганов А.В., Гулюк Г.Г., Гусенков Е.П. История мелиорация в России, том III,- М: Росинформагротех, 2002.- 257 с.
113. Миклин Филипп. Советские проекты переброски стока : проблемы и перспективы // Мелиорация и водное хозяйство, 1989, № 2, с. 54- 57.
114. Мирцхулава Ц.Е. Надежность гидромелиоративных сооружений.- М.: Колос, 1974.- 279 с.
115. Мирцхулава Ц.Е. О надежности крупных каналов.- М.: Колос, 1981.- 318 с.
116. Михайлов А.В. Внутренние водные пути.- М: Стройиздат, 1973.- 328 с.
117. Михеев Н.Н. Природа предъявляет счет // Мелиорация и водное хозяйство, № 3, 1998, С. 2-6.
118. Мордвинцев М.М. Речные водохозяйственные системы на малых степных реках.- Ростов – на – Дону: Из – во СКНЦВШ, 2001.- 381 с.
119. Натальчук М.Ф., Ольгаренко В.И., Сурин В.А. Эксплуатация гидромелиоративных систем.- М: Колос, 1995.- 320 с.
120. Науменко И.И., Надежность сооружений гидромелиоративных систем.- Киев: Вища школа, 1990.- 239 с.
121. Недрига В.П. О водопроницаемости противофильтрационных пленочных экранов искусственных водоемов // Инженерная гидрогеология: ВНИИ ВОДГЕО, М., 1976, Вып. 52, с. 22 – 26.
122. Никитин И.К. Турбулентный русловой поток и процессы в при-

донной области.- Киев: Из-во АН УССР. 1963.- 120 с.
123. Никурадзе И. Закономерности турбулентного движения жидкостей в гладких трубах // В сб. «Проблемы турбулентности». Пер. с нем. , М.- Л.: ОНТИ, 1936, с. 75 – 150.
124. Обводнительно – оросительная система Большого Ставропольского канала / Севкавгипроводхоз.- Пятигорск, 1975, 1975.-17 с.
125. Обводнительно – оросительная система Большого Ставропольского канала : 3-я очередь строительства / Севкавгипроводхоз.- Пятигорск, 1983.- 11 с.
126. Оксиюк О.П. Водоросли каналов мира.- Киев: Наукова думка, 1973.- 207 с.
127. Олейник А.Я. Геогидродинамика дренажа.- Киев: Наукова думка, 1981.- 283 с.
128. Ольгаренко Л.Ф. Натурные и лабораторные исследования гидравлических сопротивлений потока в лотковых каналах и метод их расчета. Автореф. дисс. канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1974.- 23 с.
129. Павловский Н.Н. Основы гидравлики, открытые русла и сопряжение бьефов: Собрание сочинений.- М.- Л.: Из-во АН СССР, 1955. Т.1,- 547 с.
130. Павловский Н.Н. Гидравлический справочник.- М.: ОНТИ, 1937.- 890 с.
131. Печенежская И.А. Водопроницаемость полимерных противофильтрационных экранов для условий установившегося и неустановившегося характера фильтрации / Автореф. дис. канд. техн. наук.- Новочеркасск, 1998. – 17 с.
132. Пивовар Н.Г., Бугай Н.Г., Рычко В.А. Дренаж с волокнистыми фильтрами.- Киев: Наукова думка, 1980- 216 с.
133. Плащев А.В., Чекмарев А.В. Гидрография СССР.- Л.: Гидрометеоиздат, 1978.- 287 с.
134. Поволоцкий М.Я. Потери воды на фильтрацию из каналов и водоемов Центрального и Восточного Предкавказья // Сб. науч.тр. «Проектирование и эксплуатация мелиорируемых земель на Северном Кавказе», вып. 4. – М.: Росгипроводхоз, с. 152-164.
135. Полад-Заде П.А., Грищенко Н.С. , Чаталбашев П.П. Опыт строительства крупных каналов.- М.: Колос, 1982.- 208 с.
136. Полубедов С.Н. Особенности водопроницаемости бетонных и бетонопленочных защитных покрытий оросительных каналов / Автореф. дис. канд. техн. наук. – Новочеркасск, 2001. – 23 с.
137. Поляков С.А. Надежность противофильтрационных облицовок и экранов и применением пленочных материалов на оросительных каналах и водоемах: Автореф. дисс. канд. техн. наук. – Новочеркасск, 1993, 26 с.

138. Полякова Н.Ю. Гидравлические сопротивления и пропускная способность бетонных русел каналов при их эксплуатации / Автореф. дис. канд. тех. наук.- Новочеркасск, 2000.- 24 с.
139. Право – Егорлыкская обводнительно-оросительная система – 50 лет (1952 – 1001 гг.)/ Ставропольмелиоводхоз, Севкавгипроводхоз – Ставрополь – Пятигорск, 2002, - 21 с.
140. Право – Егорлыкская обводнительно-оросительная система в Ставропольском крае / Севкавгипроводхоз.- Пятигорск, 1973 – 7 с.
141. Прандтль Л. Результаты работ последнего времени по изучению турбулентности // В сб. «Проблемы турбулентности». Перевод с нем., М.- Л.: ОНТИ, 1936, с. 9 – 34.
142. Пустыльников Я.А. О расчете фильтрационных потерь из экранированных каналов // Гидравлика и гидротехника.- Киев, 1969. № 8 . с.115.
143. Рабкова Е.К.Проектирование и расчет оросительных каналов в земляном русле.- М.: Из-во УДН, 1990.- 252 с.
144. Распопин Г.А. Течение между параллельными поверхностями с различной шероховатостью // Известия вузов. Строительство и архитектура, 1990, № 2, с. 92 – 97.
145. Распопин Г.А. Эпюры скоростей водных потоков с трением на поверхности // Известия вузов. Строительство и архитектура, 1980, № 10, с. 106 – 110.
146. Река счастья. К 50-летию Невинномысского канала / Под ред. А.А. Кондратенко.- Ставрополь:: Ставрополькрайводхоз, 1997.- 208 с.
147. Рекомендации по гидравлическому расчету крупных каналов // ГКНТ СССР, М., 1988.- 153 с.
148. Романенко В.Д., Оксиюк О.П., Жукинский В.Н. и др. Экологическая оценка воздействия гидротехнического строительства на водные объекты.- Киев: Наукова думка, 1990.- 256 с.
149. Россия: водно – ресурсный потенциал / Под ред. А.М. Черняева, РоСНИИВХ.- Екатеринбург: Из-во «Аэрокосмоэкология», 1998.- 342 с.
150. Россия: речные бассейны / Под ред. А.М. Черняева, РоСНИИВХ.- Екатеринбург: Из-во «Аэрокосмоэкология», 1992.- 520 с.
151. Россия: социально – экологические водные проблемы / Под ред. А.М. Черняева, РоСНИИВХ.- Екатеринбург: Из-во «Аэрокосмоэкология», 1999.- 273 с.
152. Рудаков В.К. Охрана территорий при гидротехническом строительстве.- Киев: Урожай. 1987.- 104 с.
153. Руководство по проектированию магистральных и межхозяйственных систем (ВТР-П-7-75) // Союзводпроект, М.,1975.- 50 с.

154. Румянцев И.С. Страницы истории россииской гидротехники.- М.: МГУП, 1999.- 211 с.
155. Румянцев И.С., Чалов Р.С., Кромер Р., Нестман Ф. Природоприближенное восстановление и эксплуатация водных объектов / Под. ред. И.С. Румянцева.- М.: 2001.- 285 с.
156. Смирнова Л.А., Сотников В.И., Стольберг Ф.В. Природоохранные мероприятия в проекте канала Волга- Дон // В сб. «Проблемы и технические решения природоохранных мероприятий при мелиоративном и водохозяйственном строительстве».- М.: Союзгипроводхоз, 1988, с. 53 – 60.
157. СНиП 2.06.03 – 85. Мелиоративные системы и сооружения.- М.: Стройиздат, 1986.- 60 с.
158. Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения / Под ред. В.П. Недриги.- М.: Стройиздат, 1983.- 543 с.
159. Справочное руководство гидрогеолога. Т.1. – Л.: Недра, 1979. - 512 с.
160. Сухоруков П.А., Ворошнов С.Н., Шевчук Я.В. Эффективность современных противофильтрационных конструкций облицовок оросительных каналов с применением полимерных материалов.- В кн.: Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Технология и механизация гидроизоляционных работ промышленных, гражданских и энергетических сооружений.- Л., 1983, с.114 – 116.
161. Ткачев А.А. Переходные гидравлические процессы в магистральных каналах оросительных систем для условий динамического регулирования водораспределения / Автореф. дис. канд. техн. наук.- Новочеркасск, 2000.- 25 с.
162. Троицкий В.П. Основные положения проектирования и гидравлического расчета крупных земляных необлицованных каналов / Труды ЛПИ, Л., 1976, № 351 с.-
163. Урванцев Г.С. По трассам искусственных рек.-М.: Просвещение, 1987.- 222 с.
164. Хрусталев Ю.П., Андреева Е.С., Богучарсков В.Т. и др. Природные условия и естественные ресурсы Ростовской области // СКНЦВШ, РГУ.- Ростов-на-Дону, 2002.- 432 с.
165. Чаталбашев П.П. Механизация земляных работ при строительстве крупных мелиоративных каналов / Сб. «Проблемы проектирования мелиоративных и водохозяйственных систем и сооружений». № 55.- М.: Союзводпроект, 1981, с.106 – 119.
166. Черняев А.М. Вода России.- Екатеринбург: Из-во «Виктор», 1993.- 67 с.
167. Чоу В.Т. Гидравлика открытых каналов. – М.: Стройиздат, 1969. - 464 с

168. Чугаев Р.Р. Гидравлика (техническая механика жидкости).- Л.: Энергоиздат, 1982.- 672 с.
169. Шабанов В.В., Галямина И.Г., Беглярова Э.С., Юрченко Н.Ф. Комплексное использование водных ресурсов и охрана природы.- М.: Колос, 1994.- 318 с.
170. Шапиро Х.Ш. О расчетных параметрах Главного канала переброски стока сибирских рек в районы Урала, Западной Сибири, Средней Азии и Казахстана // В сб. тр. Союзводпроекта. «Научные исследования при проектировании канала «Сибирь – Средняя Азия», М., 1985, с. 22 – 31.
171. Шестопалов В.М., Огняник Н.С., Дробнохот Н.И. и др. Водообмен в гидрогеологических структурах Украины: Водообмен в нарушенных условиях.- Киев: Наукова думка, 1991.- 528 с.
172. Шкура В.Н. Об актуальных вопросах мелиораций водных объектов // В сб. «Гидротехническое строительство»/ НГМА, Новочеркасск, 2003, с. 3 – 8.
173. Шкура В.Н. Рыбопропускные сооружения. Ч.1, - М.: Из-во «Рома», 1999.- 380 с.
174. Шкура Вл. Н. Комплексное использование и охрана водных ресурсов.- Новочеркасск, 2002.- 180 с.
175. Штеренлихт Д.В. Гидравлика, кн. 2, - М.: Энергоатомиздат, 1991.- 367 с.
176. Штеренлихт Д.В. Очерки истории, гидравлики, водных и строительных искусств. Книга 3. Россия. Конец XVII в. – М.: МГУП, 1999 – 382 с.
177. Яковлев С.В., Проворов И.В., Иванов Е.И., Губий И.Г. Рациональное использование водных ресурсов.- М.: Высшая школа, 1991. - 400 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	с.
ВВЕДЕНИЕ……..	3
Глава 1. ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ СИСТЕМЫ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА…….	6
1.1. Необходимость применения каналов переброски стока на юге России……...	6
1.2. Водохозяйственные системы юга России…….....	11
1.3. Водохозяйственная система в междуречье Дона и Кубани…….	16
1.4. Водохозяйственная система, соединяющая Волгу с Балтийским морем и Москвой……..	23
Глава 2. КАНАЛЫ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА МЕЖОТРАСЛЕВОГО НАЗНАЧЕНИЯ……	26
2.1. Основные требования к каналам переброски стока …….	26
2.2. Общая характеристика крупных каналов переброски стока юга России……	28
2.3.Большой Ставропольский канал……...	30
2.3.1. Первая очередь канала (БСК-1)…….....	32
2.3.2. Вторая очередь канала (БСК-2)…….....	50
2.3.3. Третья очередь канала (БСК-3)…….....	51
2.3.4. Четвертая очередь канала (БСК-4)……...	68
2.4. Донской магистральный канал ……	72
2.5. Терско-Кумский канал…….	79
2.6. Невинномысский канал……	88
2.7. Кумо-Манычский канал……	103
2.8. Право-Егорлыкский канал……..	103
Глава 3. КАНАЛЫ ОТРАСЛЕВОГО НАЗНАЧЕНИЯ……	108
3.1. Требования к каналам отраслевого назначения и их общая характеристика……	108
3.2. Ирригационные каналы……	109
3.2.1. Каналы Ростовской области…….	109
3.2.2. Каналы Кабардино – Балкарии…….	124
3.2.3. Каналы Дагестана……..	127
3.2.4. Каналы Ставропольского края……..	130
3.2.5. Каналы Краснодарского края……	132
3.2.6. Каналы Поволжья……..	135
3.2.7. Каналы Сибири……...	149
3.3. Судоходные каналы……..	153
3.3.1. Волго-Донской судоходный канал……..	154
3.3.2. Канал им. Москвы……..	156
3.3.3. Беломорско-Балтийский канал……..	157
3.3.4. Волго-Балтийский водный путь……..	159

3.3.5.Волго-Каспийский канал…… 160
3.4. Рыбоходные каналы……. 161
3.4.1. Рыбоходно-нерестовый канал Константиновского гидроузла……. 161
3.4.2. Рыбоходно-нерестовый канал Николаевского гидроузла…… 164
3.5. Водопроводные каналы…… 166
3.5.1. Каналы Новочеркасской ГРЭС……. 166
3.5.2. Каналы Ростовской АЭС……... 169
3.6. Энергетические каналы…… 171
3.6.1. Энергетические каналы каскада ГЭС на Большом Ставропольском канале……... 172
3.6.2. Деривационный канал Сенгилеевской ГЭС…… 174
3.6.3. Деривационный канал Баксанской ГЭС……... 174
3.6.4. Энергетические каналы Нижне- Черекских ГЭС…… 176
Глава 4**.** ПРОЕКТЫ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА…… 178
4.1. Из истории разработки проектов каналов переброски стока…….. 178
4.2. Канал Волга – Дон- II…… 180
4.3. Канал Волга – Чограй …….. 186
4.4. Ростовско- Краснодарский канал……..... 191
4.5. Багаевский канал……... 196
4.6. Северо – Ставропольский канал…….. 198
4.7. Канал Волга – Урал…….. 201
4.8. Переброска части стока северных и сибирских рек на юг….. 203
Глава 5**.** ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА…….. 210
5.1. Существующие подходы и методы гидравлического расчета крупных каналов……... 210
5.2. Расчет земляных русел каналов статической устойчивости……... 226
5.3. Расчет земляных русел каналов динамической устойчивости…….. 237
5.4. Расчет бетонных русел каналов…….. 242
5.5. Расчет каналов с неоднородной шероховатостью по периметру…….. 255
5.6. Расчет каналов с неоднородной шероховатостью по длине……..... 258
5.7. Гидравлический расчет каналов при наличии ледяного покрова…….. 263

Глава 6. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ СОПРОТИВЛЕНИЙ РУСЕЛ КАНАЛОВ…… 270
6.1. Теоретические обобщения в области исследований гидравлических сопротивлений……..... 270
6.2. Новые теоретические зависимости для определения гидравлических сопротивлений в гидравлически гладких и шероховатых руслах……. 275
6.3. Математическая модель течения и определение гидравлических сопротивлений в трапецеидальном русле……..... 285
6.4. Влияние водной растительности на гидравлические сопротивления и шероховатость русел каналов…… 301
6.5. Гидравлические сопротивления в бетонных руслах каналов…….. 313
6.6. Влияние русловых деформаций на гидравлические сопротивления……..... 322
Глава 7. РАСЧЕТЫ ФИЛЬТРАЦИИ ИЗ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА…… 327
7.1. Влияние фильтрации из каналов на режим грунтовых вод….. 327
7.2. Расчет установившейся свободной фильтрации из необлицованных каналов…….. 329
7.3. Расчет установившейся подпертой фильтрации из необлицованных каналов……... 332
7.4. Расчет неустановившейся подпертой фильтрации из необлицованных каналов…….. 337
7.5. Равномерное напорное движение в трещинах противофильтрационных облицовок…… 342
7.6. Водопроницаемость противофильтрационных облицовок….. 350
7.7. Расчет фильтрации из облицованных каналов……... 358
7.8. Критерии перехода свободной фильтрации в подпертую для облицованных каналов……. 366
7.9. Примеры оценки характера фильтрации и фильтрационных потерь для ряда крупных каналов……..... 369
7.10. Влияние приканального дренажа на режим грунтовых вод…… 373
7.11. Определение и анализ КПД каналов переброски стока…….. 379
7.12. Оценка пополнения водных ресурсов подземных вод и речного стока за счет фильтрации из каналов……..... 384
Глава 8. ВОДНОБАЛАНСОВЫЕ РАСЧЕТЫ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА …….. 389
8.1.Водохозяйственные комплексы на базе каналов переброски стока……. 389
8.2.Характеристика основных водопользователей ВХК на базе каналов переброски стока……. 391

8.3. Расчет водохозяйственного баланса ВХК на базе каналов переброски стока……..... 395
8.4. Водохозяйственный баланс ВХК Нижнего Дона…….. 396
8.5. Русловой водный баланс каналов переброски стока……. 398
Глава 9**.** ПРОБЛЕМЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА…… 404
9.1. Условия эксплуатации каналов переброски стока……..... 404
9.2. Деформации русел каналов при эксплуатации…….. 405
9.3. Зарастание русел каналов при эксплуатации……..... 409
9.4. Фильтрация из каналов……. 413
9.5. Применение защитных покрытий для ремонтно-эксплуатационных мероприятий на крупных каналах…… 418
9.6. Качество воды при эксплуатации каналов……. 429
9.7. Реконструкция каналов переброски стока ……..... 431
Глава 10**.** ТРАНСФОРМАЦИЯ КАНАЛОВ В ЕСТЕСТВЕННЫЕ РУСЛА……. 435
10.1. Отличительные особенности каналов от естественных русел……. 435
10.2. Руслоформирующие процессы в земляных руслах каналов……. 436
10.3. Потеря плановой устойчивости……. 438
10.4. Примеры трансформации каналов в естественные русла…... 442
10.5. Проблемы рекультивации каналов после срока их службы…… 448
Глава 11. ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШЕГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ КАНАЛОВ ПЕРЕБРОСКИ СТОКА…….. 450
11.1. Перспективы использования каналов переброски стока на юге России……. 450
11.2. Задачи дальнейших научных исследований каналов переброски стока…….. 453
ЛИТЕРАТУРА…….. 455