

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР
ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ
им. В. Д. ЖУРИНА „САНИИРИ“

Т Р У Д Ы С А Н И И Р И

ВЫПУСК 121

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, ГРУНТЫ,
АНТИФИЛЬТРАЦИОННЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

ТАШКЕНТ—1970

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА СССР
ОрденА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ
им. В. Д. ЖУРИНА „САНИИРИ“

ТРУДЫ САНИИРИ

ВЫПУСК 121

Строительные материалы, грунты,
антифильтрационные мероприятия

В сборнике даются рекомендации различных составов бетонов, используемых в ирригационном строительстве; предлагаются некоторые типы грунтосмесей (нефтегрунты, цементогрунты и др.) как антифильтрационные мероприятия; исследуются физико-технические свойства лессовых грунтов с добавками бентонитовых глин и их отходов, предлагается возможность использования мелкозернистых песков для устройства закрытого дренажа; даются материалы по антифильтрационным исследованиям САНИИРИ.

Сборник предназначен для научных работников, преподавателей, инженеров-проектировщиков, строителей и эксплуатационников, работающих в области гидротехники и мелиорации.

Редакционная коллегия

Ф. Н. Наджимов (*отв. ред.*), Р. А. Алимов, Х. А. Аскарлов, К. И. Белоцерковский, Г. Г. Валентини, И. И. Горошков, А. А. Кадыров, С. И. Кеберле, Н. Т. Лактаев, В. С. Лапшенков, А. М. Мухамедов, У. Ю. Пулатов (*зам. отв. ред.*), А. А. Рачинский (*зам. отв. ред.*), И. Б. Хамадов, Х. И. Якубов.

Б.И.МИНКЕВИЧ, Ш.МАХМУДОВ, В.Н.ФЕДЯЙ

ТЕХНОЛОГИЯ ПОЛИМЕРБЕТОНА НА ФУРФУРОЛЬНОМ СВЯЗУЮЩЕМ

Исследования свойств полимербетона, которые начались в СССР с 1958 г., показали, что он выгодно отличается от обычного бетона такими показателями, как механическая прочность, стойкость к агрессивным воздействиям различных сред, водостойкость, истираемость, водонепроницаемость, морозостойкость. В настоящее время можно получить полимербетоны с характерными и химическими свойствами — заданной плотностью, прочностью, деформативностью, пластичностью, коррозиостойкостью.

В гидротехническом строительстве полимербетон может быть применен при возведении отдельных частей (водоскаты, гасители и др.) сооружений, подвергающихся интенсивному разрушению. Этот материал уложен на ряде гидротехнических сооружений Средней Азии и Казахстана.

Сотрудниками лаборатории стройматериалов САНИИРИ совместно с эксплуатационниками в 1968 г. был исследован Караспанский гидроузел (Чимкентская область), на котором в 1963 г. водоскат был выполнен из полимербетона (575 м^3), но осмотр показал, что после 5-летней эксплуатации плотины водоскат не разрушился.

Основная причина, которая задерживает широкое применение полимербетонов в строительстве, это его высокая стоимость, отсутствие приемлемой технологии изготовления, недостаточная изученность его свойств, которые в значительной степени отличаются от свойств обычного бетона. Обычно основное удорожание падает на стоимость синтетического вяжущего, самым распространенным и дешевым из которых является смола — мономер ФА. Выпускается она Ферганским заводом фурановых соединений. Стоимость 1 м^3 полимербетона, изготовленного на мономере ФА, составляет 200—

250 рублей, что в 5–6 раз дороже железобетона и в 10–12 раз – обычного цементного бетона. Высокая стоимость полимерного связующего обусловливается не только высокой стоимостью химических продуктов, из которых его получают, но и большими затратами на осуществление технологических операций по изготовлению.

Исследования, проводимые по изысканию фурфурольных смол, дают возможность разработать нетрудоемкую технологию получения связующих для полимербетонов. Фурфурол обладает большой реакционной способностью и может образовывать смолообразные соединения со многими химическими продуктами при довольно простых условиях (обычном давлении и низких температурах). Примером тому может служить получение фурфуроланилиновой смолы, а также образование других смолообразных продуктов при взаимодействии фурфурола с ароматическими аминами и их производными. Однако задача получения экономичного полимерного связующего будет решена только в том случае, если получаемый при простых условиях изготовления смолообразный продукт сможет обеспечить требуемые качества строительных изделий (достаточную прочность, долговечность).

В лаборатории строительных материалов СНИИРИ в 1966 г. получено полимерное связующее на основе фурфурола и ароматического амина – дифениламина. Установлено, что раствор дифениламина в фурфуроле, при условии отверждения его серной кислотой, бензолсульфокислотой или смесью этих кислот, является полимерным связующим, способным при твердении в обычных условиях с кислотостойкими заполнителями образовывать материал высокой прочности. Это полимерное связующее названо – смола ФД. В данном случае затраты на изготовление будут состоять из стоимости исходных продуктов.

Оптимальный состав связующего определялся следующим образом. В фурфурол в разных соотношениях добавлялся

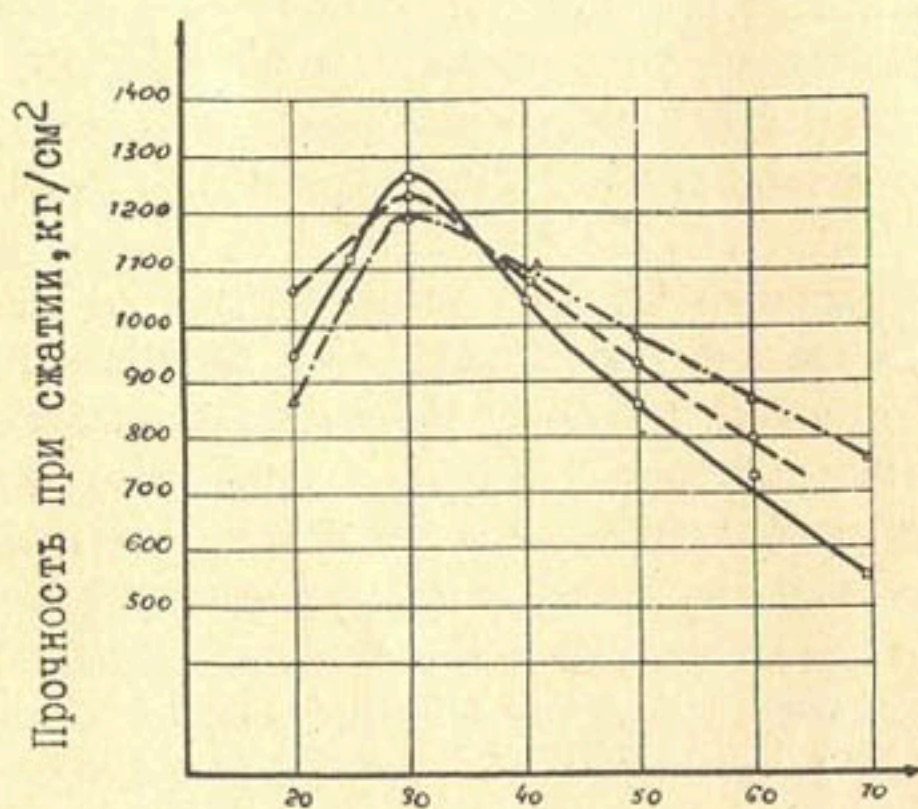
дифениламин. Смесь перемешивалась. Продукт в фурфуроле растворялся при обычных условиях и образовывалось смолообразное вещество. На этом связующем изготавливали полимербетонные образцы-кубы размером $3 \times 3 \times 3$ см, при этом использовались три вида отвердителя - бензолсульфокислота, серная кислота и их смесь при соотношении 1:1 по весу. Заполнителем служил молотый андезит. После хранения в течение определенных сроков при комнатной температуре или в сушильном шкафу затвердевшие образцы испытывались на прочность.

Предварительными опытами установлено, что при приготовлении смолы соотношение фурфурола и дифениламина должно быть в пределах 1:0,5-0,3 по весу. Смола, содержащая 1 весовую часть фурфурола и 0,5 весовых частей дифениламина, условно названа ФД-1; содержащая 1 весовую часть фурфурола и 0,4 весовых частей дифениламина, - ФД-2, смола же, с 0,3 весовыми частями дифениламина - ФД-3. Из этих смол готовились полимеррастворные образцы-кубы размером $3 \times 3 \times 3$ см. Заполнителем служил молотый андезит. Каждая полимеррастворная смесь содержала 20% смолы ФД. Отверждались эти смеси различным количеством серной кислоты, бензолсульфокислоты (БСК) и комбинированным отвердителем.

Затвердевшие образцы, отформованные из полимеррастворных смесей, после хранения в течение 28 суток при комнатной температуре испытывались на сжатие. Результаты испытания позволили установить наиболее оптимальные составы полимербетонов. Данные испытаний образцов приведены на рис. 1, 2, 3.

Максимальная прочность полимеррастворов, отверждаемых различными отвердителями, получена при следующих рецептурах:

1. Заполнитель - 1 в.ч., молотый андезит;
 вяжущее - 0,2 в.ч., смола ФД-1;
 отвердитель - 0,06 в.ч., серная кислота;
 предел прочности при сжатии - 1270 кг/см^2 (рис. 1).



К-во отвердителя в % от веса смолы
 Рис. I. Изменение прочности полимербетона на различных смолах в зависимости от количества отвердителя—концентрированной H_2SO_4 :

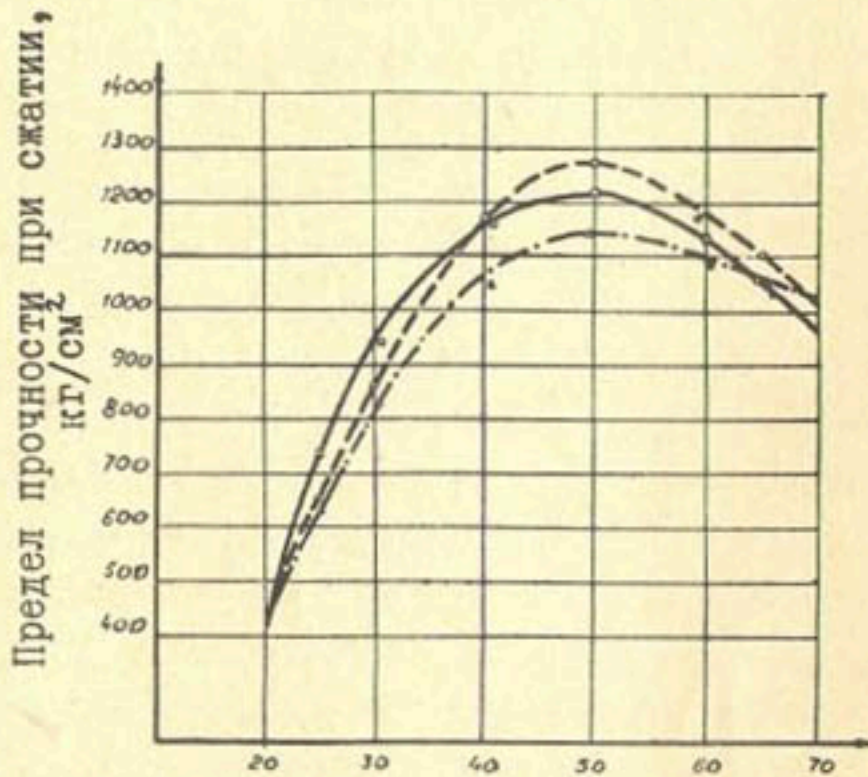
----- смола ФД-1;
 - - - - - смола ФД-2;
 - . - . - " ФД-3.

II. Заполнитель – I в.ч., молотый андезит;
 вяжущее – 0,2 в.ч., смола ФД-2;
 отвердитель – 0,1 в.ч., БСК;
 предел прочности при сжатии – 1220 кг/см² (рис.2).

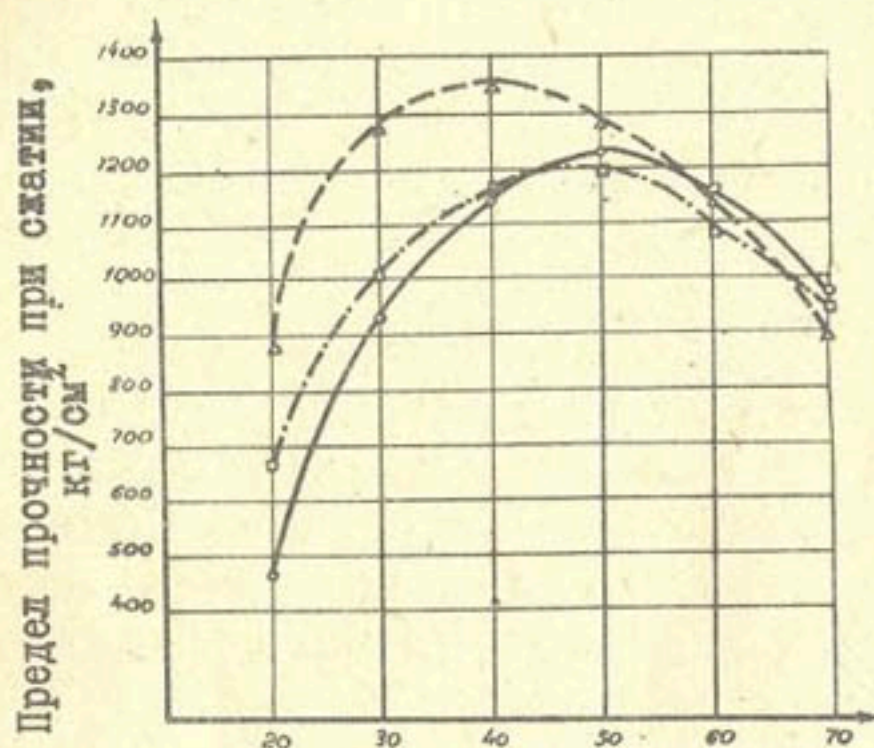
III. Заполнитель – I в.ч., молотый андезит;
 вяжущее – 0,2 в.ч., смола ФД-3;
 отвердитель – 0,08 в.ч., комбинированный;
 предел прочности при сжатии – 1400 кг/см² (рис.3).

Из опытов выяснилось, что наиболее оптимальное соотношение фурфурола и дифениламина в фурфуролдифениламиновой смоле – I весовая часть фурфурола и 0,4 весовых части дифениламина. По этой рецептуре было получено связующее для полимербетонов. Последующие исследования были проведены на этой смоле и на отвердителях – БСК и комбинированном. На основании этого принципа готовились полимеррастворные и полимербетонные образцы различных рецептур, определялся их оптимальный состав и свойства.

Для получения сравнительных данных по исследованию основных свойств полимербетона различных рецептур необходимо готовить и испытывать большое число образцов различного возраста. Образцы из полимербетонов для испытания на прочность должны быть следующих размеров: кубы 10х10х10 см, 15х15х15 см и 20х20х20 см, балки 10х10х40 см, 15х15х55 см и т.д. Изготовление и испытание таких образцов трудоемко и требует большого количества материалов, кроме того, проведение соответствующих испытаний для получения сравнительных данных о стойкости полимербетона к разрушающему действию воды, мороза, агрессивной среды на образцах крупного размера займет слишком много времени. Поэтому для получения сравнительных данных о водостойкости, коррозионности, атмосферостойкости и других свойствах вначале готовились и испытывались на полимеррастворных образцах малого размера (кубики размером 3х3х3 см, ба-



К-во отвердителя в % от веса смолы
 Рис. 2. Изменение прочности полимербетона на различных смолах в зависимости от количества отвердителя бензолсульфокислоты:
 — смола ФД-1; — — — смола ФД-2;
 - · - · - смола ФД-3.



К-во отвердителя в % от веса смолы

Рис. 3. Изменение прочности полимербетона на различных смолах в зависимости от количества отвердителя—смесь концентр. H_2SO_4 и БСК:
 — смола ФД-1; — — — смола ФД-2;
 - · - · - · смола ФД-3.

лочки 2х2х10 см и т.д.). Полученные данные при определении свойств полимербетона на фурфурольной смоле с добавками сравнивались со свойствами цементного бетона и полимербетона на фурфурольно-ацетоновом мономере. Последний выбран как наиболее широко изученный. Основным сырьем для получения мономера ФА является фурфурол, который используется для изготовления полимербетона, изучаемого нами. По нашему предположению, между этими разновидностями должно быть много сходного. Качества, которые предполагается выработать в полимербетонах, применяемых с ирригации, — это прочность и водостойкость. Поэтому на полимербетонах, изготавливаемых на различных заполнителях, смолах и отвердителях проводились опыты по улучшению этих качеств. Определение свойств на фурфурольном связующем проводилось по соответствующим методикам испытания строительных материалов.

Полимербетон на фурфурольном связующем отверждается кислотными отвердителями — БСК, серной кислотой и их смесью, что делает необходимым применение микронаполнителей из кислотостойких пород. Соотношение количества смолы и заполнителя для плотного полимербетона обычно подбирают так же, как для цементного бетона (смола должна покрыть зерна заполнителя и заполнить пустоты между ними). Введение в состав полимербетона микронаполнителя может сэкономить дорогостоящую смолу.

Еще нет единого мнения о методе подбора состава полимербетона. Существующие же методы основываются на представлениях об обычных бетонах.

Испытание различных составов полимеррастворов на микронаполнителе (молотый песок или молотый андезит) и фурфурольном связующем с добавками позволило установить следующие рецепты.

II

1. Заполнитель - I в.ч., микрозаполнитель;

вяжущее - 0,2 в.ч., смола ФД;

отвердитель - 0,08 в.ч., комбинированный.

При введении в состав полимербетона мелкого заполнителя - песка $M_k = 1,92$ оптимальный состав колеблется в следующих пределах:

2. Заполнитель - I в.ч., мелкий и микрозаполнитель в соотношениях 1,5:1 по весу;

вяжущее - 0,12 в.ч., смола ФД;

отвердитель - 0,05 в.ч., комбинированный.

Оптимальный состав полимербетона с крупным заполнителем - гравием крупностью 5-20 мм может быть следующим:

3. Заполнитель - I в.ч., крупный и микрозаполнитель в соотношениях 1,5:1 по весу;

вяжущее - 0,1 в.ч., смола ФД;

отвердитель - 0,04 в.ч., комбинированный.

При введении в состав полимербетона всех трех видов заполнителей (микрозаполнителя, мелкого, крупного) оптимальный состав будет следующим:

4. Заполнитель - I в.ч., микрозаполнитель, мелкий и крупный в соотношениях по весу 1:1,6:2,5;

вяжущее - 0,15 в.ч., смола ФД;

отвердитель - 0,06 в.ч., комбинированный.

Все эти составы будут иметь различные прочностные характеристики (табл. I).

Таблица I

Прочность полимербетона разных составов

№ № составов	Предел прочности, кг/см ²		
	при сжатии	на растяжение при изгибе	при растяжении
1	1200-1300	270-290	100-120
2	1100-1200	260-270	110-110
3	900-950	235-250	90-100
4	900-950	240-255	75-80

Размер образцов состава 1, 2, — балочки 4х4х4 см и стандартные восьмерки, составы 3, 4, — кубы 10х10х10 см, балочки 10х10х32 см и балочки 10х10х65 см с утолщенными концами.

Прочность полимербетона определяется многими факторами. К числу основных из них относятся: содержание в полимербетоне количества вяжущего, отвердителя, режим твердения, минерально-петрографическая характеристика заполнителей. Расход вяжущего определяется пустотностью заполнителей и их крупностью. Чем больше пустотность заполнителя, тем больше потребуется вяжущего и, соответственно, отвердителя. Количество отвердителя оказывает существенное влияние на прочность полимербетона. При его недостатке полимеризация вяжущего идет неполно, что отрицательно сказывается на прочности и других качествах полимербетона. Избыток отвердителя приводит к быстрому схватыванию смеси, уменьшению прочности, к увеличению хрупкости и ухудшению других показателей. Оптимальное содержание вяжущего и отвердителя необходимо выбирать из условия обеспечения такого показателя основной характеристики полимербетона, который будет решающим для его эксплуатации.

Авторы изучали влияние режимов термообработки на прочность образцов полимербетона на смоле ФД. Применяли два способа. Изготовленные образцы после суточного хранения при температуре 18–20° помещались в термощкаф, где подвергались сухому подогреву при 60, 80, 100°C. Время выдерживания образцов в шкафу изменялось от 2 до 24 часов. Другая серия образцов сразу после их изготовления подвергалась сухому подогреву при таких же режимах. Разницы в результатах, полученных этими двумя способами подогрева, не наблюдалось. Лучшие результаты показали режимы обработки при 80°C в течение 10 часов и при 100° в течение 8 часов.

Можно сделать вывод, что нагрев полимербетона интенсифицирует полимеризацию связующего ФД.

Химическая стойкость. Первым условием высокой химической стойкости полимербетонных является достижение полноты отверждения смолы. Повышенную химическую стойкость сообщают полимербетонам химически стойкие заполнители, к самым распространенным из которых относят андезит, диабаз, кварц и др. Химическую стойкость полимербетонам сообщает графит и родственные ему материалы. Для сравнения стойкости различных образцов на смоле ФД в агрессивных средах проводились испытания в тех же агрессивных растворах образцов полимербетона на мономере ФА^I.

Испытания были проведены на серии образцов размером 1х1х3 см следующего состава:

- а) заполнитель - 231 в.ч., кварцевый молотый песок;
вяжущее - 100 в.ч., смола ФД;
отвердитель - 40 в.ч., комбинированный;
- б) заполнитель - 173 в.ч., графит;
вяжущее - 100 в.ч., смола ФД;
отвердитель - 40 в.ч., комбинированный;
- в) заполнитель - 315 в.ч., кварцевый молотый песок;
вяжущее - 100 в.ч., мономер ФА;
отвердитель 20 в.ч., БСК;
ацетон - 1,6 в.ч.

Химическая стойкость полимербетонных определялась по изменению прочности образцов при изгибе. Образцы предварительно подвергались термообработке в течение 12 часов при температуре 80°С через 2 суток после изготовления. В качестве агрессивных сред были использованы растворы кис-

^I Химическая стойкость полимербетонных на смолах ФД изучалась в лаборатории НИИЖБ.

лот: серной 1% и 10%, соляной 1% и 10%, едкого натра 1% и 10%, а также различные растворители (табл.2, 3).

Таблица 2

Химическая стойкость полимерраствора, приготовленного на основе ФД с графитовым наполнителем при выдерживании образцов в агрессивных средах

Среда	:Кон- :цен- :тра- :ция, :%	:Изменение прочности при изгибе че- рез сутки, кг/см ²					
		: 30	: 60	: 90	: 120	: 180	: 360
Воздух		328	334	344	340	334	345
Соляная кислота	1%	139	167	187	170	162	154
" "	10%	123	221	150	160	165	180
Серная кислота	1%	130	166	160	177	178	200
" "	10%	156	177	158	-	167	150
Едкий натр	1%	152	165	141	-	165	172
" "	10%	160	221	193	-	208	210
Толуол	-	439	408	-	374	444	427
Бензол	-	453	411	-	393	315	409
Ацетон	-	407	412	-	423	398	430
Бензин	-	419	426	-	405	400	425

Примечание. Прочность эталонных образцов 356 кг/см².

Из табл.2 и 3 видно, что большое снижение прочности малых образцов при испытании их на изгиб отмечалось во всех щелочных и кислых средах, а уже через 30 суток после погружения в агрессивную среду, прочность образцов на молотом графите снизилась на 40-50% от исходной. Прочность образцов на молотом графите и молотом песке в органических растворителях (бензоле, толуоле, ацетоне, бензине) повысилась к 30-60 суткам выдерживания на 20-30% от исходной.

Химическая стойкость полимерраствора,
приготовленного на основе ФД, мономера ФА и молотого
песка при выдерживании образцов в агрессивных средах

Среда выдер- живания	: Изменение прочности при изгибе через сутки, кг/см ²					
	эталон кг/см ²	30	60	120	180	360
<u>На смоле ФД</u>						
Воздух	306	363	410	435	428	410
Толуол	—	352	418	386	403	415
Бензол	—	383	414	439	393	390
Ацетон	—	382	315	251	227	213
Бензин	—	390	370	375	320	390
<u>На мономере ФА</u>						
Воздух	378	324	344	294	265	290
Толуол		392	393	403	385	374
Бензол		428	441	378	401	408
Ацетон		108	81	65	60	54
Бензин		433	378	378	384	390

Полимербетонные образцы на мономере ФА и на молотом песке при выдерживании в ацетоне потеряли около 75%, а на молотом графите — около 10–15% своей первоначальной прочности (табл. 3).

Стойкость этих же образцов в органических растворителях (толуоле, бензоле, бензине) не изменилась по сравнению с исходной, и в некоторых случаях несколько увеличилась. Растворы едкого натра и некоторых кислот практически не вызывают снижения прочности. Снижается она через 30 суток при хранении образцов в воде. Далее прочность стабилизируется.

Износостойкость. Испытание образцов на истираемость проводилось по стандартной методике на "круге Амслера". Образцы-кубы размером 7х7х7 см были изготовлены из составов 3 и

№ 7. наполнитель - I в.ч.;
вяжущее 0,12 в.ч. - мономер ФА;
отвердитель - 0,4 в.ч., БСК.

В качестве наполнителя использовался гравий крупностью 5-20 мм и молотый андезит в соотношениях 1,5:1 (табл.4).

Таблица 4

Истираемость полимербетона различных составов при 600 м пути истирания (среднеарифметические данные по 6 образцам каждого состава)

№ № со- ставов	:Вес об- разца до испытания : г :	:Вес об- разца после ис- пытания, : г :	:Площадь истира- ния, ² : см ² :	:Истирае- мость на 600 м/пу- ти, : г/см ² :	:Истирае- мость це- ментного бетона : М-200
7	754	746	49	0,16	0,6-1,2
3	742	735	49	0,14	

Водостойкость. Методика определения водостойкости полимербетона проста. Образцы-кубики, балочки из полимербетона разных сроков хранения помещались в воду и в различные сроки хранения испытывались на сжатие. Эталонные образцы хранились в сухих условиях. Величина падения прочности образцов, хранившихся неодинаковое время в воде, характеризует водостойкость полимербетона. Для определения водостойкости полимербетона на смоле ФД готовились серии полимербетонных образцов - кубики и балочки на отвердителях разных видов и в различных количествах. Результаты

испытаний водостойкости этого состава в 28-дневном возрасте приведены в табл.5; в 60-дневном — в табл.6 и после сухого подогрева в течение 10 час. при температуре 80°C — табл.7.

Из данных таблиц легко вычислить коэффициенты размягчения K_p и водостойкость K_v . Так, например, после 60 суток:

$$K_p = \frac{980}{1133} = 0,865; K_v = \frac{1133}{1180} = 0,96.$$

Лучшие показатели водостойкости были получены при сухом подогреве образцов в течение 10 час. при температуре 80°C.

Для определения водостойкости полимербетона с крупным заполнителем изготавливались образцы состава № 3 (табл.8). Составы были испытаны на водостойкость в минерализованных водах. В качестве минерализованной воды употреблялся 8% раствор сернокислого натрия (табл.9). Падение прочности полимербетона в минерализованной воде происходит медленнее, чем в чистой.

Коррозийное влияние полимербетона на стальную арматуру исследовали по следующей методике. Изготавливались образцы-кубы из состава № 3 размером 10x10x10 см:

заполнитель — 1 в.ч., молотый андезит и гравий крупностью 20-40 мм в соотношении 1:1,5 по весу;

вяжущее — 0,1 в.ч., смола ФД;

отвердитель — 0,04 в.ч., комбинированный.

В процессе изготовления в каждый образец заделывали стальные шлифованные стержни диаметром 16 мм, длиной 80 мм. Перед бетонированием стержни очищали ацетоном и взвешивали. Образцы хранили в помещении при температуре воздуха 18-20°. После 12-месячного хранения часть образцов раздавливали, стержни извлекали и вновь тщательно взвешивали. Испытание оставшихся образцов производили в 18- и 24-месячном возрасте. Как было установлено, вес

Таблица 5

Изменение водостойкости полимербетона в возрасте 28 дней
в зависимости от времени нахождения в воде (состав I)

Тип отвердителя, количество от веса вяжущего, %	Предел прочности при сжатии образцов, хранившихся в воде в течение суток, кг/см ²											
	30	60	90	120	150	180	270	360	540	720		
Серная кислота, 30	1060 1155	980 1133	910 1000	880 920	855 920	825 900	810 905	820 905	815 895	820 900		
БСК, 50	1015 1085	965 1065	912 1022	872 990	844 950	820 920	808 898	794 895	805 900	800 910		
Комбинированный, 40	1205 1115	1155 1045	1105 1000	1065 935	1045 200	1025 872	1015 859	1020 865	1010 854	1010 860		

Примечание. В числителе даны результаты испытаний образцов во влажном состоянии, в знаменателе — результаты испытаний образцов, высушенных до постоянного веса.

Таблица 6

Изменение водостойкости полимербетона в
возрасте 60 суток в зависимости от времени
нахождения в воде (состав I)

Тип отвердителя, количество от веса вяжущего, %	:Предел :прочности :при сжатии :до помеще- :ния их в :воду	:Предел прочности при :сжатии образцов, хранив- :шихся в воде в течение :суток, кг/см ²			
		: 60	: 120	: 180	: 240
Серная кислота - 30	I220	II05	930	900	905
БСК - 50	I205	II60	II60	II09	II00
Комбинированный - 40	I295	I200	II50	I092	I096

Таблица 7

Изменение водостойкости полимербетона после
его сухого подогрева при температуре 80⁰C
в течение 10 часов в зависимости от времени
нахождения в воде

Тип отвердителя, количество от веса вяжущего, %	:Предел :прочности :при сжатии :образцов :до помеще- :ния их в :воду	:Предел прочности образцов :при сжатии, хранившихся в :воде в течение суток				
		: 60	: 120	: 150	: 180	: 240
БСК, 50	I200	II60	II35	II22	III5	II08
Комбинированный, 40	I255	II85	II50	II37	II20	II25

Таблица 8

Изменение прочности полимербетона на
смоле ФД при хранении в воде
(состав 3)

№ № соста- вов	: Предел прочности образцов при сжатии, кг/см ²						
	до по- мещения их в воду	: после хранения в воде в течение суток:					
		30	60	90	120	240	360
I	750	620	650	610	590	550	530

Таблица 9

Изменение прочности полимербетона на
смоле ФД при хранении в минерализован-
ной воде

№ № соста- вов	: Предел прочности при сжатии, кг/см ²						
	до по- мещения в мине- ральную воду	: После хранения в минеральной воде в течение суток					
		30	60	90	120	240	360
I	780	715	680	650	670	640	620

стержней не изменялся во времени. Не обнаружены и какие-либо следы коррозии на поверхности стержней. Следовательно, среда полимербетона на смоле ФД не оказывает коррозирующего влияния на стальную арматуру.

Адгезия с металлом. Испытания на адгезию с металлической арматурой проводились методом выдергивания стальных стержней гладкого профиля при $d = 16$ мм марки А-I из призм $10 \times 10 \times 20$ см состава № 3. Глубина заделки стержней составляла 20 см. Выдерживание стержней производилось через 28 и 60 суток после изготовления образцов. Данные испытаний показали, что сцепление арматуры с полимербетоном составляет 108 кг/см^2 .

Модуль упругости полимербетона при сжатии определялся на призмах размером $7 \times 7 \times 22$ см тензометрами с базой 20 мм, с ценой деления 1 мк, укрепленными с двух сторон, и индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм. Нагрузка осуществлялась ступенями, равными $0,1 R$ призмной. После каждой ступени давалась выдержка продолжительностью 5 мин. В виду упругого последействия отсчеты деформаций производились на каждой ступени дважды: в момент приложения нагрузки для замера упругих деформаций и после выдержки для замера пластической, остаточной деформации.

При растяжении модуль упругости определялся аналогичным путем на образцах-призмах размером $10 \times 10 \times 60$ см, с утолщенными торцами.

Среднеарифметические данные испытаний 5 образцов были следующими

Призмная проч- ность, кг/см^2	Прочность при растяжении, кг/см^2	Модуль упругости	
		при сжатии	при ра- стяжении
850	90	298000	160000

Результаты испытаний показывают, что полимербетон на смоле ФД мало отличается от полимербетона на мономере

ре ФА. Прочностные показатели у первого больше на 20-25%; другие свойства мало отличимы.

Стоимость полимербетона на смоле ФД ниже стоимости полимербетона на смоле ФА на 10-15%. Важным преимуществом смолы ФД перед ФА является то, что для ее изготовления не требуется технологического оборудования и рабочей силы.

В 1967 г. была определена возможность изготовления смолы на основе фурфурола и отходов производства дифениламина. Отходы производства дифениламина были доставлены с химического завода г.Заволжска. По сведениям лаборатории завода, они содержали 15% дифениламина; остальной состав — смолообразные продукты с зольными остатками. Анализы таких же отходов с Березниковского химического комбината и химического завода из г.Рубежное показали, что все они имеют одинаковый стабильный состав. Отходы представляют собой сухие комки черного цвета, очень легко дробятся и растворяются в фурфуроле. Однако при комнатной температуре срок растворения их составляет 1-2 суток. Для ускорения процесса необходимо смесь подогревать до температуры 60-70°C в течение 1-2 час.

Для определения оптимальных составов смолы были проведены опыты, аналогичные опытам с дифениламином, и определено, что оптимальное соотношение фурфурола и отходов производства дифениламина — 1:0,75-1, а количество отвердителя (комбинированного) — 40% от веса смолы, которая условно названа нами смолой ФОД (табл.10).

При исследовании свойств полимербетона на смоле ФОД обнаружено, что он обладает хорошей водостойкостью. Для испытания изготавливались образцы следующих составов:

8. Заполнитель — 1 в.ч., молотый андезит;
вяжущее — 0,25 в.ч., смола ФОД;
отвердитель — 0,1 в.ч., комбинированный.
9. Заполнитель — 1 в.ч., гравий, песок, молотый песок в соотношении по весу 2,5:1,6:1;
вяжущее — 0,15 в.ч., смола ФОД;
отвердитель — 0,06 в.ч., комбинированный.

Таблица 10

Основные свойства полимербетонов и полимеррастворов

Физико-технические показатели	Единица измерения	На мономере ФА		На смоле ФД		На смоле ФОД	
		раствор	бетон	раствор	бетон	раствор	бетон
Объемный вес	г/см ³	2,0-2,1	2,1-2,15	2,0-2,1	2,05-2,2	2,0-2,1	2,1-2,15
Предел прочности при сжатии	кг/см ²	800-1000	600-700	1100-1300	700-750	900-1000	650-750
при растяжении	"	80-90	60-70	90-100	80-90	85-90	65-75
Растяжение при изгибе	"	180-200	120-160	200-210	180-190	190-195	150-170
Удельная ударная вязкость	"	1,8-2,0	2-3	1,8-2,0	2,5-3	1,8-2,0	2,2-3
Усадка линейная	мм/п.м	4,0-4,5		3,2-3,6		4,0-4,5	
объемная	%	4,5-5		3,5-3,8		4,2-4,5	
Модуль упругости	кг/см ²		200000- 250000		270000- 290000		210000- 240000
Истираемость	г/см ²		0,350		0,214		0,320
Водопоглощение за 24 часа	% к весу		0,010		0,012		0,008
Водонепроницаемость	атм/сут.		18/90		18/90		18/90

В качестве заполнителя использовался гравий крупностью 5–20 мм, песок $M_k = 1,84$. Из состава № 8 готовились кубы размером 3х3х3 см и из состава № 9 – 7х7х7 см. После хранения при комнатной температуре в течение 60 суток образцы были помещены в воду. Эталоны хранились в сухой среде (табл. II).

Таблица II

Изменение прочности полимербетона на смоле ФОД при хранении в воде

№ № соста- вов	: Предел прочности образцов при сжатии, кг/см ²						
	до поме- щения в воду	После хранения в воде, сутки					
		30	60	90	120	240	360
8	930	870	840	810	790	765	750
9	550	510	490	475	470	450	460

В ы в о д ы

В предлагаемом способе изготовления полимербетона в качестве связующего предложено использовать обычный раствор одного химического продукта в другом.

В данном случае не требуется затраты на осуществление технологических операций по получению связующего, и его стоимость будет почти такой же, как стоимость исходных продуктов.

Из сравнения технологий получения смолы ФД и изготовления полимербетона, а также из предварительных данных испытаний изучаемых материалов можно определить возможные технико-экономические преимущества полимербетона на смоле ФД перед применяемым в настоящее время в строительстве полимербетоном на мономере ФА.

Полимербетон на смоле ФД обладает высокой прочностью и превышает прочность полимербетона на мономере ФА на 20–25%.

Большим преимуществом полимербетона на связующем — смеси фурфурола с отходами производства дифениламина по сравнению с другими видами полимербетонов может быть его низкая стоимость. Низкая стоимость полимербетона обуславливается малой стоимостью связующего, состоящего из I весовой части фурфурола и 0,75 вес.частей отходов химического производства, которые отвозятся в отвал. Стоимость I тонны такого связующего может стоить 150—170 р., при цене фурфурола 300 руб. за тонну. Стоимость мономера ФА — 550 руб. за тонну.

Технология изготовления полимербетона на связующем — смеси фурфурола и дифениламина, отходов производства дифениламина аналогична технологии изготовления полимербетона на мономере ФА.

В настоящее время в лаборатории ведутся исследования по расширению области применения полимербетона на фурфурольном связующем (смолы ФД и ФОД) и изготовлению из них высокопрочных строительных деталей, таких как коррозиоустойчивые тонкостенные трубы для дренажа и др.

И.УСМАНОВ

ВОЗМОЖНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ ПЕСКОВ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ЗАКРЫТОГО ДРЕНАЖА

Октябрьский Пленум ЦК КПСС и последовавший XIV Пленум ЦК Узбекистана указали возможность расширения и ускорения темпов освоения новых орошаемых земель, площадь которых в течение ближайшего десятилетия должна увеличиться на 7-8 млн.га. Только на долю УзССР к 1970 г. по перспективному плану приходится около 700 тыс.га. Для освоения столь большой площади наряду с другими мелиоративными мероприятиями будет широко внедряться закрытый горизонтальный дренаж — наиболее современный и экономически эффективный способ рассоления земель. Это требует обеспечения дешевыми и качественными материалами и снижения строительной стоимости дренажа.

Для строительства дренажа в орошаемых районах Средней Азии применяются главным образом гончарные трубы, которые выпускаются в республике в недостаточном количестве и удовлетворяют лишь 40% потребности строительства. К тому же стоимость их высока, так как для изготовления труб необходимо строить на осваиваемых массивах специальные заводы, что требует больших затрат. При укладке гончарных труб в дрены необходимо также устройство фильтра из гравийно-песчаной смеси, состав которой подбирается самым тщательным образом, так как в районе строительства часто отсутствуют карьеры с материалом нужной фракции.

Следует отметить, что строительная стоимость дренажа зависит главным образом от стоимости труб и фильтрового материала. Снижение стоимости труб и фильтра может быть достигнуто путем широкого использования местных материалов, приемлемых по технико-экономическим показате-

лям для тех или иных условий.

Наиболее перспективными материалами для устройства дренажа являются мелкозернистые и барханные пески, состоящие из частиц размером 0,09–0,15 мм с модулем крупности 1,5–1,52. Эффективность их применения объясняется тем, что такие пески имеются в достаточном количестве во многих осваиваемых массивах – в Голодной, Каршинской и Шерабадской степях, а также в Хорезмской области и Каракалпакии. Несмотря на это, мелкозернистые пески не нашли достаточно широкого применения для приготовления бетонов и растворов, идущих на строительство ответственных гидротехнических сооружений. Объясняется это тем, что как известно, бетоны на таких заполнителях требуют повышенного расхода цемента. Кроме того, они не пригодны для устройства фильтровой обсыпки гончарного дренажа, так как фильтрационная вода проходит через стыки труб, имеющие большие зазоры, размер которых превышает размер наибольшего диаметра зерен песка. Поэтому отдельные частицы песка проваливаются в зазоры стыка и приводят дренажную сеть к заилению.

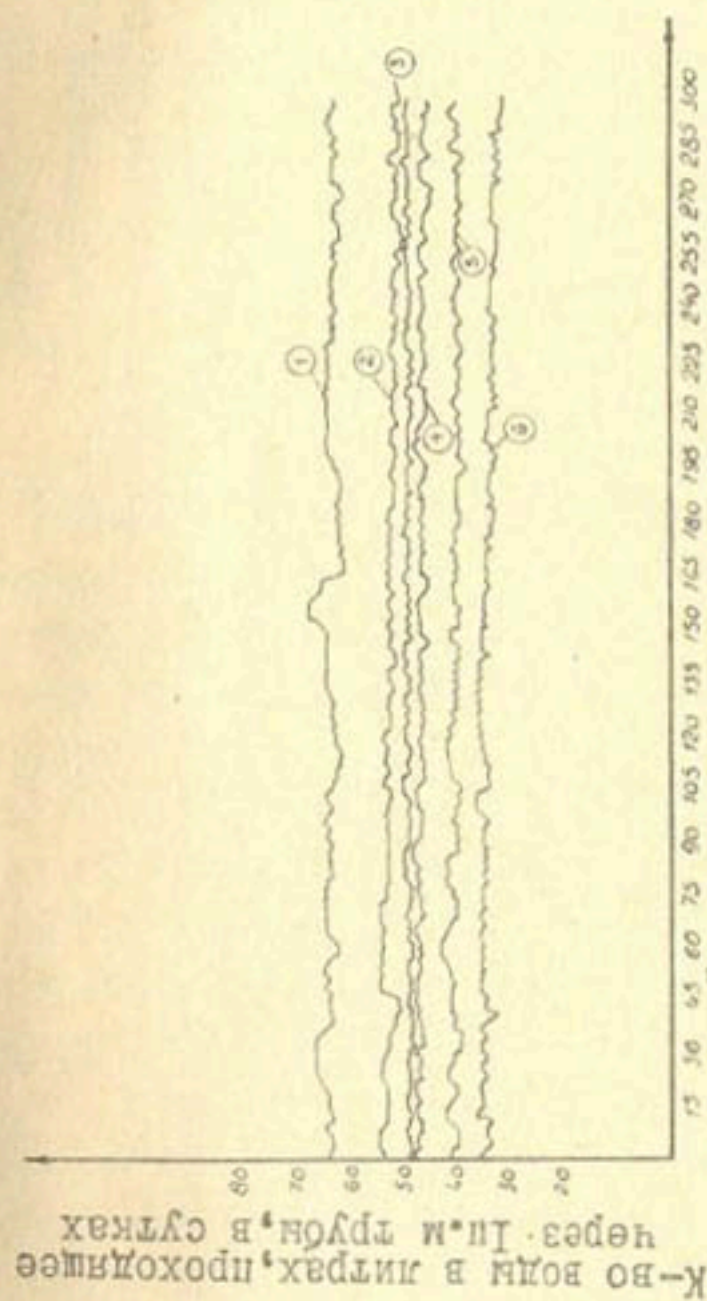
Перспективным использование мелкозернистого песка становится в случае устройства дренажа из труб с пористым телом, где поступление воды происходит не через стыки, а через поры труб. Мелкие поры гораздо легче защитить фильтром от заиления, чем большой зазор стыка. При укладке пористых труб не нужно устраивать гравийно-песчаную обсыпку, хотя в отдельных случаях для повышения поступления воды в грунтах с малой водоотдачей фильтр целесообразен, однако в этом случае отпадает необходимость подбора специального гранулометрического состава материала фильтра. При устройстве такого дренажа можно использовать любые мелкозернистые пески, включая барханные, которые в

состоянии защищать мелкие поры труб и увеличить водоотдачу пористого дренажа. Надежность и стабильность пористого дренажа с обсыпкой фильтром из мелкозернистых песков весьма высокая.

Для выяснения влияния различных материалов на фильтрующую способность пористых труб нами были проведены опыты с песками различной крупности, применявшимися для устройства фильтра вокруг пористых труб. В качестве засыпки использовали мелкозернистые и барханные пески, а также другие материалы.

Опыты проводились на специальном стенде, представляющем собой металлический бак размером в плане 60х60 см и высотой 70 см. В передней части его на высоте 20 см от дна сделано отверстие диаметром 21 см. В нижнюю часть стенда засыпался грунт толщиной 10 см, сверху — испытываемый фильтровой материал до уровня отверстия. После чего в отверстие вставлялась пористая труба, один конец которой герметично заделывается, а другой выходил из стенда. Поверх трубы насыпался испытываемый фильтровой материал толщиной от 5 до 10 см, на поверхность которого укладывался грунт (толщина слоя 30 см). Опыты проводились с тремя видами грунтов. Затем в стенд подавалась вода и после установления определенного напора замерялось количество воды, поступающей через 1 пог.м трубы в течение суток. По количеству вытекающей воды можно судить о влиянии вида и фракционного состава фильтра на изменение работы дренажа. Опыты проводились при напоре 40 см, в течение 360 суток.

Из рис. 1 и 2, на которых приведены результаты испытаний пористых труб на глиноземистом цементе и пористых пласторастворных труб при засыпке их различными материалами и грунтами, видно, что вид и гранулометрический состав фильтра влияет на фильтрующую способность дренажных труб.



Продолжительность испытаний, сутки

Рис. 1. Изменение фильтрующей способности пористых песчаных труб на глиноземистом цементе в зависимости от продолжительности их испытания (при $H=40\text{см}$):

1-в качестве фильтрующей обсыпки Юмалакский песок;

2- " " " Чиназский песок;

3- " " " древесные опилки;

4- " " " барханный песок;

5- " " " керамзитовый песок;

6-трубы испытаны без фильтрующей обсыпки.

Расход воды увеличивается на 17–45% по сравнению с водоотдачей пористых труб, уложенных без фильтра. Если средний суточный расход воды через 1 пог.м трубы с фильтрующей обсыпкой из мелкозернистых песков составляет 47–52 л/сутки, то без обсыпки – 35 л/сутки. Сопоставление этих данных показывает, что пористый дренаж с фильтровой обсыпкой даже на мелкозернистом песке более стабилен и его расход на 25–30% больше, чем дренаж без обсыпки, что говорит о большой эффективности фильтра из барханных песков. В табл. I и 2 приведены виды и фракционный состав материалов, использованных в опытах.

В статье рассматривается также другой способ использования мелкозернистых песков – получение на основе их коррозиостойкого материала и разработка технологии безобжиговых дренажных труб, изготавливаемых способом центрифугирования. Такой способ прогрессивен в тех орошаемых районах, где отсутствует сырье для производства гончарных труб и нет заводов, но имеются в достаточном количестве мелкозернистые и барханные пески. В большинстве случаев такие материалы добываются на месте строительства дренажа и составляют основу получаемых труб, поэтому они играют главную роль в определении эффективности дренажа.

Центрифугирование значительно упрощает производство работ по изготовлению труб, так как при этом отпадают трудоемкие операции по предварительной сушке и обжигу изделий. Однако получение труб этим способом имеет свои трудности – выбор приемлемого вяжущего, коррозиостойкого и быстротвердеющего. Следовательно, положительное решение этого вопроса связано с изысканием коррозиостойкого цемента и ускорителя его твердения, так как от этого зависит надежность и стабильность работы дренажа в условиях орошаемых земель, где в почво-грунтах и грунтовых водах ко-

Таблица I

Гранулометрический состав фильтровых
материалов, %

Материал	:Оста- ток на сите	Размеры сит, мм							:прошло через сито :0,15мм
		5	2,5	1,2	0,6	0,3	0,15		
Барханный песок	Част- ный	-	0,7	0,8	1,5	7,7	59,7	28,4	
Чиназский "	"	-	4,6	1,4	2,0	16,9	63,7	12,5	
Юмалак- ский "	"	1,6	15,8	31,0	14,0	30,0	3,5	4,0	
Керамзи- товый "	"	4	19	26	30	17	6,1	2,1	
Древесные опилки	"	2	11	31	22	20	14	-	

Таблица 2

Результаты механических анализов
использованных грунтов

Грунт	:Фракции на			:Фракции по		:Фракции по Ро-		
	:ситах			:Сабанину		:бинзону		
	размерность, мм							
	:0,5	:0,5-	:0,25-	:0,10-	:0,05-	:0,01-	:0,005	:0,001
		:0,25:	:0,10	:0,05	:0,01	:0,005:	:0,001	:0,001
Супесь тяже-	0,20	0,69	0,66	8,13	79,87	3,64	1,18	5,18
лая								
Супесь лег-	0,48	6,09	0,52	18,59	54,62	3,72	5,83	2,09
кая								
Суглинок	0,66	5,00	3,34	23,12	64,05	0,85	0,57	2,41
легкий								

личество сульфатных солей превышает нормы агрессивности даже на сульфатостойкие цементы.

Наиболее приемлемым материалом для получения дешевых и стойких к сульфатной агрессии труб является песчаный раствор на глиноземистом цементе. Технология приготовления раствора на таком вяжущем и получения из него дренажных труб способом центрифугирования довольно проста. Отдозированные компоненты раствора — вяжущие, заполнитель и вода загружаются в растворомешалку. Готовый раствор подается в центрифугу, которая вращается с определенной скоростью в течение 3–5 мин. За это время раствор уплотняется. Затем производится распалубка изделий, которые переносятся на место хранения для дальнейшего набора прочности.

Изготовленные указанным способом трубы быстро приобретают достаточно высокую прочность, поскольку для их формовки используется быстротвердеющее вяжущее. Через трое суток растворы на таком вяжущем приобретают около 85–90% марочной прочности, а в суточном возрасте их можно транспортировать до места укладки. Благодаря этому свойству глиноземистого цемента отпадает трудоемкий процесс пропарки труб, имеющий место при изготовлении бетонных деталей на обычных цементах.

Растворы на глиноземистом цементе стойки к действию сульфатной агрессии. Это объясняется тем, что в период твердения в растворах на таком цементе не образуется свободной извести, которая, взаимодействуя с наружной средой, приводит к образованию кристаллов сложных солей, способствующих коррозии конструктивных деталей сооружения. Раствор для получения труб способом центрифугирования должен быть экономичным и иметь определенные сроки твердения.

Для установления влияния состава на изменение физико-механических свойств раствора испытывались растворы

с различным соотношением цемента к весу песка (Ц:П, % по весу):

I — 10 : 90;

II — 20 : 80;

III — 30 : 70.

Из каждого состава раствора готовились образцы — кубики размером 3х3х3 см при различном количестве воды (выбор необходимого количества воды для способа центрифугирования очень важен). Для выявления влияния вида заполнителя на прочность раствора последний готовился на песках двух месторождений (табл.3). Изготовленные на глиноземистом цементе образцы испытывались в возрасте трех суток, и по результатам испытания определялась пригодность того или иного состава.

Таблица 3

№ п/п	Состав раствора, % по весу	Водоцементное отношение (В/Ц)	Прочность при сжатии (кгс/см ²) образцов из песка	
			Казалинско- го место- рождения	Каршинского месторожде- ния
I	10 : 90	1,65	20	15
		1,30	25	19
		1,0	29	25
II	20 : 80	0,84	82	78
		0,80	96	85
		0,75	101	93
III	30 : 70	0,60	146	140
		0,55	151	144
		0,50	159	180

Из табл.3 видно, что прочность образцов изменяется в зависимости от количества вяжущего. Так, если прочность раствора при соотношении цемента к песку 10:90 составляет 15-20 кгс/см², то прочность растворов состава 20:80 и 30:70 - 78-82 и 140-146 кгс/см². На прочность также в значительной мере влияет водоцементное отношение, независимо от дозировки цемента. Так, если прочность образцов состава 20:80% при водоцементном отношении 0,84 составляет в возрасте трех суток 82-78 кгс/см², то прочность образцов такого состава при водоцементном отношении 0,75 равна 93-101 кгс/см².

Вид заполнителя также в какой-то степени влияет на физико-механические показатели. Если прочность образцов состава 30:70% на песке Казалинского месторождения составляла 146 кгс/см², то прочность таких образцов на барханном песке месторождения Карши равна 140 кгс/см². Это объясняется наличием в песках зерен слабых или кварцевых пород. Наиболее приемлемым составом раствора по технико-экономическим показателям является состав 20-80% (по весу) при В/Ц = 0,80. Физико-механические показатели использованных для опытов мелкозернистых песков приведены в табл.4.

Таблица 4

Песок	:Оста: :ток :на :си- :тах	Размерность сит, мм						:прош- :ло че- :рез :сито :0,15 :мм	:Объемн. :вес :г/см ³
		5	2,5	1,2	0,6	0,3	0,15		
Казалинский (КазССР)	частн. -	0,2	0,2	0,4	1,0	29,4	68,8	1,41	
Каршинский (УзССР)	" -	-	-	-	-	0,4	56,8	42,7	1,42

Очень большую роль при центрифугировании играет время твердения. Глиноземистый цемент хотя и относится к быстротвердеющим, но не отвечает требованиям, предъявляемым в данном случае. Поэтому сроки схватывания раствора регулировались путем введения полуводного гипса, количество которого варьировало в пределах 5-10% от веса смеси песка и цемента. Готовились образцы оптимального состава (20:80% по весу) при различном количестве гипса, они испытывались после хранения в нормальных условиях в течение 7 суток. При изготовлении образцов одновременно определялись сроки схватывания раствора на приборе Вика. В табл. 5 приведены результаты испытания песчаного раствора при различных дозировках полуводного гипса.

Таблица 5

Состав раствора, % (по весу)		Добавка гипса, % от веса смеси		Сроки схватывания, мин		Предел прочности при сжатии (кгс/см ²) образ- цов на песке ме- сторождений	
це- мент	песок	гипс	ВЦ	начало	конец	Казалин- ского	Каршин- ского
		0	0,80	-	-	94	87
20	80	5	0,82	II	I5	II5	II2
		10	0,84	8	I2	I33	I25

Данные табл. 5 показывают, что добавка гипса влияет и на прочность, и на сроки схватывания песчаного раствора. Так, если при 5% добавке полуводного гипса начало и конец схватывания соответственно составляют II и I5 мин., а прочность II2-II5 кгс/см², то при 10% добавке прочность такого раствора составляет I25-I33 кгс/см², а сроки схватывания - 8-I2 мин. Увеличение количества вводимого гипса

может сократить сроки схватывания раствора, однако надо помнить, что гипс — не водостойкий материал, и излишество его может привести к снижению прочности раствора при длительном пребывании его в воде. Поэтому гипс вводился в минимальном количестве, которое не отражается на физико-механических свойствах раствора. В табл.6 приведены результаты испытания образцов оптимального состава при различной дозировке гипса.

Таблица 6

№ п/п	Добавка гипса, %	Возраст: образ- цов, сутки	Предел прочности при сжатии (кгс/см ²) при хранении образцов		
			в комнатно- сухих усло- виях	в воде	в агрессив- но-водной среде
1	5	7	112	101	100
		28	118	104	103
		60	119	105	106
		180	119	—	—
2	10	7	125	110	100
		28	134	112	110
		60	133	114	112
		180	133	—	—

Испытание труб оптимального состава на механическую прочность при поперечном раздавливании показало, что такие трубы внутренним диаметром 150 мм и толщиной стенок 22 мм выдерживают нагрузку 1500–1600 кгс/пог.м. Этого достаточно, чтобы выдержать те напряжения, которые возникают при транспортировке, укладке и эксплуатации закрытого дренажа.

В ы в о д ы

1. На основе использования мелкозернистых песков может быть получен эффективный материал для устройства закрытого горизонтального дренажа.

Из специально подобранных составов раствора на глиноземистом цементе и барханном или другом мелкозернистом песке могут быть получены способом центрифугирования безобжиговые дренажные трубы, которые имеют достаточно высокую механическую прочность и стойки к агрессивному действию сульфатных солей.

2. Технология изготовления таких труб очень проста, и для их производства не нужно строить дорогостоящих заводов. Трубы можно изготавливать на существующих полигонах при наличии соответствующего оборудования и материалов.

И. УСМАНОВ

К ВОПРОСУ ДОЛГОВЕЧНОСТИ АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫХ ТРУБ

В настоящее время при освоении новых массивов таких, как Голодная, Каршинская и Шерабадская степи, в низовье Амударьи все большее значение приобретает закрытый трубчатый горизонтальный дренаж, для устройства которого наряду с гончарными применяются также асбестоцементные трубы.

Почво-грунты и грунтовые воды большинства районов Средней Азии содержат большой процент сульфатных солей, превышающих даже нормы агрессивности на сульфатостойкие цементы. Поэтому вопрос стойкости асбестоцементных труб при длительном воздействии на них агрессивно-сульфатной среды высокой концентрации является актуальным. Однако он не достаточно изучен, и в технической литературе еще нет полных данных о поведении таких труб при длительном пребывании в агрессивных средах.

В лаборатории строительных материалов САНИИРИ были проведены опыты по определению стойкости и изменения физико-механических и физико-химических свойств асбестоцементных труб при пребывании их в различных агрессивных средах.

Известно, что асбестоцементные трубы состоят в основном из асбестового волокна, равномерное распределение которого по сечению изделий придает цементному связующему приемлемые физико-механические свойства. Трубы формируются путем навивания тонкой асбестоцементной пленки на металлический сердечник. Так возникает структура материала, волокна которого расположены по образующей трубе и выполняют функцию, аналогичную арматуре в железобетоне.

Процесс производства асбестоцементных труб в основном состоит из обработки асбеста и приготовления асбе-

стоцементной массы, формования, твердения и обработки. Прочность асбестоцемента, где цемент является связующим веществом, зависит от многих факторов. После того как в процессе твердения в воздушно-сухих условиях трубы приобретают достаточную для транспортировки механическую прочность, их погружают в бассейн, где в воде происходит процесс дальнейшего твердения. В воде усадочные деформации в значительной степени снижаются, кроме того, вода обеспечивает равномерный отвод тепла, выделяющегося при твердении асбестоцементных труб, поэтому в них отсутствуют наблюдающиеся в обычном бетоне усадочные трещины.

Выпускаемые промышленностью асбестоцементные трубы, как напорные, так и безнапорные, более прочны и плотны, стойкость их в агрессивной среде значительно выше, чем у бетонных труб, они характеризуются следующими физико-механическими показателями:

временное сопротивление на растяжение	- 155 кгс/см ² ;
изгиб	- 190 кгс/см ² ;
морозостойкость	- более 25 циклов;
пористость	- от 5 до 20%;
удельный вес	- 2,2 - 2,4 кг/см ² .

Эти положительные качества труб дали возможность широко использовать их для устройства водопроводов и канализации, дымовых и вентиляционных труб, прокладки труб, телефонных и телеграфных электрокабелей, а также в ирригационно-мелиоративном строительстве.

Однако такие трубы не достаточно стойки в агрессивно-сульфатной среде. Объясняется это тем, что основу таких труб составляет цемент (до 85%), продукты гидратации которого, образующиеся при его твердении, могут при благоприятных условиях взаимодействовать с окружающими их сульфатами, в результате чего образуются малораство-

римые гидросульфоалюминатные соли, рост кристаллов которых может вызвать разрушение асбестоцементного материала.

Из-за высокой плотности по сравнению с бетоном этот процесс у асбестоцементных труб может происходить медленнее. Их стойкость зависит от вида и концентрации растворов солей, а также длительности пребывания в агрессивной водной среде. Так, прочность образцов размером $10 \times 10 \times 3$ см, хранившихся в растворе солей Na_2SO_4 , $NaCl$ и $MgSO_4$ при концентрации от 0,1 до 1%, снизилась в течение 6 месяцев от 5 до 33 /1/. Если при 0,1 и 1%-ной концентрации сернокислого натрия потеря прочности у асбестоцемента в возрасте 6 месяцев составляет соответственно 31,9 и 33,2%, то при таком же количестве раствора хлористого натрия потеря прочности материала в этом же возрасте будет 5,1 и 6,3%. В табл. I приведены изменения физико-механических свойств асбестоцементных образцов, хранившихся в агрессивной среде с различной концентрацией солей.

Таблица I

Раствор	:Концен- :трация :раство- :ра, % : :	:Кол-во :извлечен- :ного в пер- :вые :10 дней, мг : :	:Изменение меха- :нической проч- :ности (%) через	
			:3 ме- :сяца	:6 ме- :сяцев
Сернокислый натрий	I	25,2	15,0	33,2
То же	0,1	11,45	12,7	31,9
Хлористый натрий	I	12,7	18,4	6,3
То же	0,1	5,72	14,9	5,1
Сернокислый магний	I	7,04	18,4	6,3
То же	0,1	5,72	1,7	11,3

Из табл. I видно, что все растворы, действующие агрессивно на бетон, будут агрессивными и для асбестоцементных материалов. В подтверждение сказанному приводим

несколько примеров. Так, опыт эксплуатации водопроводной и канализационной сети из асбестоцементных труб показывает, что трубы, пролежавшие в агрессивной среде в течение 18 месяцев, имеют размягчения на внутренней поверхности до 0,5 мм /2/. Вскрытие канализационных асбестоцементных труб, уложенных в г.Ташкенте и эксплуатируемых в течение четырех лет, свидетельствует о разрушении внутренней поверхности труб около 10% от общей толщины стенок труб.

За рубежом для определения стойкости асбестоцементных труб в сильно агрессивной среде их зарывали в землю на шести участках, где величина водопроводного показателя колебалась от 3,7 до 8,1. При этом на каждом участке было уложено по 18 отрезков труб длиной 30 см и диаметром 10 см, которые пролежали в такой среде в течение 14 лет. По истечении данного периода трубы вскрывались, высушивались, затем с высушенной поверхности соскабливались коррозионные слои, после чего трубы взвешивались и определялась глубина коррозии.

В США также были проведены подобные опыты. В различных местах были заложены отрезки асбестоцементных труб, которые через определенные интервалы времени извлекались и подвергались наружному осмотру, испытывались на разрыв и поперечное раздавливание. Полученные данные сравнивались с результатами эталонных образцов. В результате этих опытов установлено изменение физико-механических свойств асбоцемента (прочность, водопоглощение) и наблюдалось развитие процесса коррозии на поверхности труб, была установлена зависимость коррозии от внешней среды /3/. В табл.2 приведено изменение механической прочности асбестоцементных труб после пребывания их в грунтах различных видов по сравнению с такими же трубами, хранившимися в воздушно-сухих условиях.

Таблица 2

Грунт.	:Продолжи- :тельность :хранения :труб в :грунте, лет : : :	:Сопротив- :ление раз- :рыву по :сравнению :с эталон- :ным образ- :цом, : кгс/см ²	:Сопротив- :ление раз- :давлению :по сравне- :нию с эта- :лонным, : кгс/см ²	:Глубина :корро- :зии, мм : : :
Глина	7	+20	+160	0,15
	12,7	-21,1	-125,2	1,75
Лесс	12,9	+60,5	+138	0,66
Болотистая почва	12,7	+87,9	+245,8	0,813
Глина с мелким гравием	12,8	+97	+181,1	0,4

В табл.3 приведена характеристика грунтов, использо-
ванных при проведении опытов (6).

Таблица 3

Грунт	Содержание солей, мг на 100 г грунта						
Глина	10,27	15,55	5,03	-	0,56	5,75	22
Лесс	7,56	12,4	2,2	0	1,3	6,05	16,9
Болотистая почва	33,6	6,85	4	-	-	12,7	36,6
Глина с мел- ким гравием	6,55	0,54	0,18	0	0,73	2,77	2,97

Опыты показали также, что агрессивное воздействие
тем сильнее, чем ниже водородный показатель. Для установле-
ния изменения физико-механических свойств, образцы (1,8х1,7х

х1,8 см) из асбестоцементных труб закладывались в агрессивную и водную среду, где выдерживались до определенного времени, после чего испытывались.

Агрессивная среда была приготовлена таким образом, что в ее составе содержались различные соли (CaSO_4 , MgSO_4 , NaSO_4 , NaCl), которые по количеству и видам примерно соответствовали составу грунтовых вод, часто встречающихся в условиях Средней Азии. Это делалось с целью выявления действительной картины, изменения физико-химических свойств труб, уложенных в натуральных условиях. В указанных средах образцы пролежали в течение шести лет. В табл.4 приведены результаты испытания образцов хранившихся в различных условиях.

Таблица 4

Возраст образцов, хранившихся в тех или иных условиях, лет	Предел прочности образцов при сжатии (кгс/см^2), хранившихся в	
	агрессивной среде	воде
0,5	471	475
1	473	460
2	476	465
3	482	470
4	483	476
5	487	482
6	480	482

Примечание. Предел прочности эталонных образцов воздушно-сухого хранения — 495 кгс/см^2 .

Из табл.4 видно, что при хранении образцов в агрессивно-водной среде происходят сложные химические процессы, на развитие которых значительное воздействие оказывает окружающая среда. Так, если прочность в возрасте 0,5 и 5 лет

соответственно составляет 471 и 487 кгс/см², то уже в возрасте 6 лет она равна 480 кгс/см². Это можно объяснить тем, что при соприкосновении образцов со средой до определенного периода идет процесс дальнейшей гидратации цемента и взаимодействия продуктов последнего со средой, в результате происходит частичное образование гидросульфоалюминатных солей, которые уплотняют капиллярные поры материала и увеличивают его прочность. В дальнейшем имеет место незначительное снижение прочности материала, которое происходит за счет разрушения некоторых составляющих цемента: гидрата окиси кальция, карбоната кальция, силиката и алюмината кальция. Проведенные Х.Эйко опыты /4/ показали, что сульфаты в количестве 300 мг/л агрессивны для асбестоцементных труб, если при изготовлении последних не применяется сульфатостойкий цемент.

Резюмируя изложенное, можно сказать, что асбестоцементные трубы так же, как и бетонные, в условиях действия сульфатной агрессии, превышающей нормы агрессивности, снижают свою прочность во времени и поэтому в такой среде недолговечны. Предельное содержание SO_4 по сравнению с бетоном может быть повышено за счет плотности асбестоцементных труб с учетом почво-грунтов и минерализации грунтовых вод. При высокой концентрации сульфатной среды, превышающей нормы агрессивности, необходимо предусмотреть антикоррозионное покрытие из битума или полимерных материалов.

Кроме химической коррозии, конструктивные элементы сооружения в зависимости от условий подвергаются также физической коррозии, которая возникает от одновременного воздействия мороза и воды. Для установления стойкости материала к процессу физических явлений образцы-брусочки, вырезанные из асбестоцементных труб, подвергались многократному замораживанию (при $-17^{\circ}C$ в течение 4 часов) и

оттаиванию (также в течение 4 часов). В результате проводимых опытов установлено, что прочность образцов снижается.

Так, если средняя прочность образцов на растяжение до испытания была 150 кгс/см^2 , то после 15 циклов попеременного замораживания и оттаивания она составила $133,5 \text{ кгс/см}^2$, а после 25 циклов — 125 кгс/см^2 . Это говорит о том, что по мере увеличения числа циклов замораживания и оттаивания снижается механическая прочность асбестоцементных труб. Однако следует отметить, что при одинаковом цикле испытания у асбестоцементных образцов меньшие потери прочности по сравнению с бетоном, что объясняется относительно высокой плотностью асбестоцементных труб.

Наряду со стойкостью асбестоцементных труб к физико-химической коррозии немаловажную роль играет и их механическая прочность. Известно, что в период эксплуатации дренажа трубы подвергаются также действию различных напряжений, возникающих при поперечном раздавливании и изгибе. При поперечном сжатии (раздавливании) трубы испытывают воздействие наружных сил, направленных внутрь. Сопротивление раздавливанию представляет собой противодействие трубы внешним силам, возникающим от веса земляной засыпки и сельскохозяйственных машин. В этом случае трубы подвергаются действию двух одиночных сил, приложенных в вертикальном направлении навстречу друг другу, под воздействием которых они приобретают овальную форму. Излом возникает в тот момент, когда величина деформации превышает предел упругости.

Для определения предела прочности на поперечное раздавливание испытывались трубы двух диаметров — 141 и 200 мм, длиной каждая по 100 см. Величина сопротивления раздавливанию определялась по известной формуле и составила для труб диаметром 200 мм 450 кгс/см^2 , а для труб диаметром 141 мм — 510 кгс/см^2 . Это говорит о том, что с уве-

личением диаметра трубы снижается ее прочность. В том случае, когда дренажные трубы не уложены на плотное основание и просушка насыпного грунта неравномерная, трубы испытывают изгибающие напряжения. Испытания для определения изгибающего напряжения так же необходимы, как и испытания для определения сопротивления поперечному раздавливанию.

Напряжение при изгибе для труб определяется посредством измерения деформации трубы, лежащей как балки на двух опорах, к середине которой прикладывается сосредоточенная нагрузка. Расчет предельного напряжения производится как для балки с кольцевым сечением. В табл.5 приведены результаты испытаний асбестоцементных труб /5/.

Таблица 5

Диаметр труб, мм	:Толщина :стенки :труб, мм	:Разрушающая: :нагрузка, : кг	:Предельное :напряжение, : кгс/см ²	:Ср.напря- :жение, : кгс/см ²
100	14,1	580	445	439
100	14,2	570	432	
150	17	1550	441	481
150	17,3	1850	520	
200	21,7	2300	419	419

Приведенные данные свидетельствуют о том, что величина предельного напряжения зависит от диаметра и толщины стенок трубы, т.е. с увеличением диаметра трубы оно соответственно снижается. Так, если предельное напряжение при изгибе для труб диаметром 100 мм составляет 445 кгс/см², то при диаметре 150 и 200 мм оно будет равно 441 и 419 кгс/см².

В ы в о д ы

1. Асбестоцементные трубы по сравнению с бетоном стойки к химической коррозии, возникающей в результате взаимодействия материала с окружающей средой. Стойкость их зависит от концентрации сульфатов: если последние превышают нормы агрессивности на сульфатостойкие цементы, то следует предусмотреть антикоррозийное покрытие труб пленкой из битума и полимерных связующих.

2. При действии воды и мороза асбестоцементные трубы теряют свою прочность, однако благодаря относительно высокой плотности их, они более стойки к физическим явлениям.

3. Асбестоцементные трубы имеют высокую механическую прочность на растяжение и поэтому весьма хорошо сопротивляются поперечному раздавливанию и изгибу, возникающим от неравномерной проходки основания, веса обратной засыпки и сельскохозяйственных машин.

ЛИТЕРАТУРА

1. Солодовник С.М. Действие растворов солей на асбестоцементные трубы, Бюллетень "Асбест", 1932, № 5-6.
2. Бородин И.В. Асбестоцемент в жилищно-коммунальном хозяйстве, М., Изд-во Коммунального хозяйства РСФСР, 1951.
3. Denison J.A., Romonoff M. Soil-Corrosion Studies 1946. Ferrous Metals and Alloys U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Research Paper, R.P. 2057, 44 (January 1950)
4. Eick H. Korrosionsfragen aus dem Transportwasser bei Asbestzement-Druckrohren. Vom Wasser XXVII (1960)

5. Ros M. *Eternit-Rohre der Eternit A.G. Niederruzen, Bericht Nr. 148, der EMPA, Zurich, 1944.*
6. Гюнерберг К. *Асбестоцементные напорные трубы, М., 1968.*

К.Л.КАЩИНА, Л.М.ГЛАГОЛЕВА

ПРИМЕНЕНИЕ БАРХАННЫХ ПЕСКОВ НА СТРОИТЕЛЬСТВЕ КАЗАЛИНСКОГО ГИДРОУЗЛА

Запасы песков, отвечающих требованиям, предъявляемым к материалам, используемым в гидротехническом бетоне, на территории республик Средней Азии и Казахстана невелики. В то же время много мелкозернистых барханных песков, которые не применялись в крупном гидротехническом строительстве по ряду причин, главная из которых — повышенный расход цемента. При большом содержании цемента в бетоне массивных конструкций гидротехнических сооружений выделяется большое количество тепла, приводящего к образованию в них трещин, понижению морозостойкости, водонепроницаемости и сокращению долговечности.

В результате длительных исследований, которыми занимались и занимаются многие научно-исследовательские институты и лаборатории, был разработан ряд технологических приемов для улучшения качества бетонов на мелкозернистых песках. Но несмотря на это, еще очень мало строек используют местные барханные пески в качестве заполнителя в гидротехническом бетоне, а применяют привозной стандартный песок, хотя по экономическим соображениям это менее выгодно, так как резко удорожает строительство.

На Казалинском гидроузле проектом было предусмотрено применение привозных стандартных песков Чиназского карьера. В связи с нехваткой чиназского и стандартных песков других карьеров встал вопрос об исследовании возможности использования на строительстве местных барханных песков.

По предложению Средазгипроводхлопка, по проекту которого осуществлялось строительство Казалинского гидроузла,

в лаборатории строительных материалов САННИРИ были проведены испытания местных барханных песков и выявлена возможность использования их для приготовления гидротехнического бетона с высокой морозостойкостью и водонепроницаемостью. Эти качества необходимы для бетона гидротехнических сооружений, строящихся в тяжелых метеорологических условиях резко континентального климата, каким является район Казалинского гидроузла. Для изучения физико-механических свойств казалинских песков было отобрано 5 проб из разных карьеров, расположенных непосредственно в районе строительства гидроузла. Испытания проводились по методике ГОСТ 8735-58 (табл. I).

Из таблицы видно, что по физико-механическим свойствам все пять проб весьма незначительно отличаются друг от друга и могут рассматриваться как песок одной пробы.

Физико-механический и химический анализы показали, что мелкозернистые барханные пески являются чистыми кварцевыми песками и, за исключением зернового состава, удовлетворяют всем требованиям ГОСТ 4797-64.

Вид песка	SiO_2 + не- раств. ост., %	Потери при прокал., %	CaO , %	MgO , %	SiO_2 , %	Полу- торные окислы Al_2O_3 + Fe_2O_3 , %	Сум- ма
Казалин- ский	94,06	0,36	1,12	1,45	0,51	3,20	100,7

За последние годы в результате многочисленных исследований по применению мелкозернистых песков в бетонах разработана новая методика оценки качества песка по величине удельной поверхности, позволяющая более точно учитывать физико-механические показатели заполнителей. За счет правильного учета крупности песка при получении бетона заданной марки может быть уменьшен перерасход цемента, неизбежный

№ карьера	Наимен. остатка на ситах, %	Глубина взятия, м	Размеры сит, мм						Прошло через сито 0,15 мм
			5	2,5	1,2	0,6	0,3	0,15	
1	Частн.	3,0	0	0	0,15	2,0	24,5	52,4	20,8
	Полн.		0	0	0,15	2,15	26,65	79,05	99,85
2	Частн.	1,7	0	0	0,2	0,2	11,6	79,0	8,9
	Полн.		0	0	0,2	0,4	12,0	91,0	99,9
3	Частн.	1,0	0	0	0,15	1,05	23,1	63,6	12,0
	Полн.		0	0	0,15	1,20	24,3	87,9	99,9
4	Частн.	1,5	0	0	0,1	0,5	15,6	67,5	16,3
	Полн.		0	0	0,1	0,6	16,2	83,7	100,0
5	Частн.	1,5	0	0	0,1	0,9	21,8	65,4	11,8
	Полн.		0	0	0,1	1,0	22,8	88,2	100

Модуль крупности	Объем, вес, г/см ³	Удельный вес, г/см ³	Пустотность	Удельная поверхность, см ² /г	Содержание отмучиваемых частиц, %	Содерж. орган. приме-сей колор. окраска	Содерж. сернист. и серно-кисл. соединений	Приращение объема при набухании, %
1,08	1,58	2,63	40,0	151	1,0	Св.желт.	В пред. ГОСТ	0,1
1,03	1,56	2,63	40,6	155	1,2	"	"	0,5
1,13	1,56	2,63	40,6	155	0,8	Св.желт.	В пред. ГОСТ	0,2
1,01	1,55	2,63	41,0	155	0,7	"	"	0,2
1,12	1,57	2,63	40,7	155	1,0	"	"	0,2

при применении мелкозернистых песков. Удельная поверхность исследуемых песков находится в пределах 151–155 см²/г, следовательно казалинские пески относятся к "мелким" II марки.

В качестве крупного заполнителя вместо бадамского щебня, предусмотренного проектом и не выдержавшего испытаний на морозостойкость, был применен яны-курганский. Нужно отметить, что яны-курганский щебень отвечает всем требованиям ГОСТа и проекта, но имеет очень высокую пустотность (48%), объясняемую формой частиц, приближающейся к треугольной призме. Получение щебня с частицами правильной формы зависит от качества дробления исходной горной породы, чему в производстве строительных материалов уделяется пока еще очень мало внимания. Применение яны-курганского щебня было вызвано производственной необходимостью и привело к дополнительному перерасходу цемента, что нежелательно для бетона массивных гидротехнических сооружений. В качестве вяжущего использовался сульфатостойкий портландцемент Вольского завода марок "400" и "500".

Для строительства Казалинского гидроузла на материалах, описанных выше, были подобраны составы гидротехнического бетона марок "150" и "200" В-4, Мрз-100 и 150. Так как главенствующим фактором в оценке гидротехнического бетона являются его морозостойкость и водонепроницаемость, то подбор составов велся по условию плотности. Для получения бетонов реальных составов оптимальные соотношения между яны-курганским щебнем и казалинским песком подбирались по наибольшему объемному весу и постоянно корректировались по ходу строительства, так как щебень поступал не фракционированный и гранулометрический состав его все время менялся. Выбор минимальных расходов цемента и воды производился опытным путем. В результате были подобраны составы гидротехнических бетонов на мелкозернистых барханных песках, отвечающие требованиям ГОСТов и проекта. Расход це-

мента для БГМ "200" с Мрз-150 достиг 440 кг на 1 м³ бетона. Поэтому дальнейшая работа лаборатории была направлена на изыскание путей снижения расхода цемента.

Из литературных источников известно, что существуют разные технологические приемы улучшения качества бетонов на мелкозернистых песках, как, например, введение в состав песка "укрупнителя", вибропомол цемента, обработка песка механическим способом в специальных установках, введение поверхностно-активных добавок (особенно воздухововлекающих).

Самым доступным методом улучшения качества бетона на строительстве Казалинского гидроузла оказалось введение поверхностно-активных добавок.

Влияние добавок сульфитно-спиртовой барды на свойства гидротехнического бетона в Советском Союзе изучено достаточно полно. Многолетний опыт, полученный на различных стройках, подтверждает целесообразность применения ССБ в бетоны на мелкозернистых песках. Добавка ССБ увеличивает подвижность бетонной смеси, позволяя этим снизить В/Ц, увеличивает ее водоудерживающую способность, устраняет водоотделение, что особенно характерно для бетона, приготовленного на мелкозернистом песке. Оптимальная добавка ССБ устанавливалась опытным путем (вводилась в бетон по 0,2% от веса цемента). Применение ее на данных заполнителях позволило снизить расход цемента на 8-10%, повысить плотность бетона, увеличив этим его морозостойкость и водонепроницаемость.

Для строительства Казалинского гидроузла были также подобраны и рекомендованы составы бетона и с воздухововлекающей добавкой СНВ. Опыт использования этих добавок на строительстве ответственных гидротехнических сооружений СССР подтверждает их эффективность. Благодаря гидрофобизирующему действию СНВ бетон менее смачивается водой, повышается его

морозостойкость, водонепроницаемость, долговечность. У бетона с воздухововлекающей добавкой создается более благоприятный влажностный режим, что позволяет удлинять сроки перекрытия слоев бетонирования, увеличивать размеры блоков. Бетоны с добавкой СНВ резко повышают морозостойкость и водонепроницаемость, так как пористость в таком бетоне приобретает разобщенное строение, а это уменьшает капиллярный подсос.

На основании опытов, проведенных в лаборатории строительных материалов САНИИРИ по улучшению качества бетона, приготовленного на мелкозернистых песках, можно сказать, что лучшим качеством и высокой морозостойкостью отличается бетон с воздухововлекающей добавкой СНВ.

Несмотря на очевидное улучшение качества бетона с добавкой СНВ, рекомендованные составы не получили применения на строительстве из-за сложности получения добавки. В практику строительства гидроузла вошла сульфитно-спиртовая барда.

Кроме введения добавки ССБ, САНИИРИ рекомендует составы бетона с добавкой "укрупнителя" — крупного речного песка. Замена части мелкозернистого песка крупным уменьшает его пустотность. "Укрупнитель" и мелкий песок дополняют друг друга, образуя более плотную бетонную смесь. Из-за малого количества крупного речного песка он вводился только в бетоны особо ответственных конструкций.

В результате исследований, проведенных в лаборатории строительных материалов САНИИРИ были подобраны и внедрены на строительстве Казалинского гидроузла рабочие составы гидротехнических бетонов на местном барханном песке с добавкой сульфитно-спиртовой барды и "укрупнителя" — крупного речного песка. Разработаны рецептуры приготовления бетона на осенне-зимний и летний периоды года (табл.2).

Рабочие составы гидротехнического бетона различных марок на казалинском барханном песке и яны-курганском щебне на осенне-зимний и летний — жаркий периоды года

Цемент — портландский, сульфатостойкий, марок 400–500

Осадка стандартного конуса 2–4 см

Наименование и марка бетона	Состав бетона по весу	Номинальный состав бетона по весу	В/Ц	Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг				
				цемент	песок барханный	крупный	щебень рядовой 5-80мм	вода

Осенне-зимний период (с 10 октября по 15 мая)

Бетон надводный и подводный массивный

БМ-100	1:7,5	1:2, 1:5, 4	0,8	260	546	—	1401	208	—
БГМ-150, В-4	1:6	1:1, 7:4, 3	0,54	330	562	—	1420	178	—

Бетон зоны переменного горизонта воды

БГМ-200, В-4, Мрз-100	1:4	1:1, 15:2, 85	0,44	440	506	—	1254	193	—
БГМ-300, В-4, Мрз-100	1:3,85	1:1, 1:2, 74	0,42	455	500	—	1251	191	—
БГМ-200, В-4, Мрз-150	1:4	1:1, 15:2, 85	0,40	440	406	100	1254	176	—

Летний — жаркий период (с 15 мая по 10 октября)

Бетон надводный и подводный массивный

БМ-100	1:8	1:2, 3:5, 7	0,70	245	565	—	1398	171	0,2
БГМ-150, В-4	1:6,5	1:1, 85:4, 65	0,50	300	555	—	1395	150	0,2
БГМ-200, В-4	1:5	1:1, 43:3, 57	0,40	385	550	—	1374	155	0,2

Бетон зоны переменного горизонта воды

БГМ-200, В-4, Мрз-100	1:4,7	1:1, 34:3, 36	0,40	400	536	—	1344	160	0,2
БГМ-300, В-4, Мрз-100	1:4	1:1, 15:2, 85	0,42	445	513	—	1270	187	0,2
БГМ-200, В-4, Мрз-150	1:4,3	1:1, 21:3, 09	0,40	420	408	100	1298	168	0,2

Бетон для подкрановых балок и штраб

БГМ-200, В-4, Мрз-150 (щебень мелкий 5–40 мм)	1:4,3	1:1, 21:3, 09	0,40	420	254	254	1298	168	—
---	-------	---------------	------	-----	-----	-----	------	-----	---

Рекомендованные САНИИРИ составы гидротехнических бетонов на казалинских барханных песках удовлетворяют всем требованиям Т.У., ГОСТов и проекта.

Систематический отбор большого количества контрольных образцов бетона и испытание их на прочность, водонепроницаемость и морозостойкость, проверка качества бетона в сооружениях при помощи диска Губбера и непосредственным нагружением конструкций, показали хорошие результаты.

В ы в о д ы

1. Полные исследования казалинских барханных песков в лаборатории САНИИРИ и экономические расчеты показали, что применение их в гидротехнических бетонах, несмотря на повышенный расход цемента, экономически целесообразнее, чем завоз стандартных песков из других карьеров.

2. Строгое соблюдение рецептур и рекомендаций САНИИРИ как в зимний, так и в летний периоды года, когда было возможно введение ССБ и снижение расхода цемента, позволило строителям сэкономить более 800 т цемента.

3. За период строительства уложено в Казалинский гидроузел 66 тыс.м³ бетона, приготовленного на барханных песках, достигнута экономия средств, учтенных в проекте, в сумме 76 тыс.рублей.

4. Несмотря на тяжелые условия ведения бетонных работ на Казалинском гидроузле (мороз, агрессивная среда, отсутствие крупного заполнителя надлежащего качества) строителям удалось на барханном песке получить массивный гидротехнический бетон хорошего качества, преодолеть трудности с получением привозного, дорогостоящего песка и успешно завершить строительство гидроузла.

5. Опыт приготовления гидротехнического бетона на барханном песке, накопленный строителями на Казалинском гидроузле, может быть использован на других стройках Средней Азии и Казахстана, находящихся в идентичных условиях.

Х.А.АСКАРОВ, Е.Н.СКВАЛЕЦКИЙ,
В.Ф.ОГЛОБЛИН, З.Х.ЯДГАРОВ

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ, УПЛОТНЕННЫХ ПОДВОДНЫМ ВЗРЫВОМ

Широко распространенный в республиках Средней Азии способ подготовки оснований из слабых просадочных грунтов предварительным замачиванием имеет ряд существенных недостатков. Ликвидация просадочных свойств происходит лишь с некоторой глубины, на которой природное давление способно преодолеть структурную прочность грунтов.

В определенных условиях верхняя часть толщи нередко оказывается недоуплотненной и требуются доуплотнительные мероприятия. Известные методы доуплотнения верхнего слоя — трамбование, укатка и т.д. — особенно при некачественном выполнении работ не устраняют в достаточной мере просадочные свойства грунтов, что может привести в дальнейшем к деформациям сооружений. Кроме того, необходимо значительное время после замачивания для подсыхания грунта до оптимальной влажности и достижения консолидации. Это увеличивает сроки строительства.

Способ подводного взрыва, предложенный Х.А.Аскаровым и З.Х.Ядгаровым и экспериментально проверенный в При-ташкентском районе и ряде районов Таджикистана, позволяет избежать недостатки указанных методов.

Экспериментальные уплотнения грунтов способом подводного взрыва, произведенные институтом "Таджикгипроводхоз", "НИИ оснований" и кафедрой инженерной геологии МИСИ в 1967–1969 гг. на ряде строящихся объектов в Таджикистане, показали, что для уплотнения просадочных грунтов достаточно создать избыточное давление на фронте ударной волны.

Для использования такого уплотнения очень важно опре-

делить оптимальную величину зарядов и расстояние между ними. Сравнение результатов уплотнения просадочных грунтов в пос. Урта-Боз и на Кафырском плато показывает наиболее эффективное уплотнение при лучшем увлажнении грунтов и проведении массивованного взрыва.

При этом лишь незначительная часть энергии взрыва уходит на уплотнение грунтов за пределами котлована.

Для определения оптимальной величины заряда и расстояния между ними в отделении совхоза № 4 Яванской долины произведен опытный подводный взрыв в котловане размером 40х60 м. Грунты в экспериментальном котловане замачивали в течение 60 дней, в результате они увлажнились на глубину 25 м. Свойства грунтов после замачивания и уплотнения взрывом показаны в табл. I.

После проведения предварительного замачивания грунты при нагрузке, равной величине бытового давления, становились непросадочными, однако при $P = 2 \text{ кг/см}^2$ еще обладали просадочными свойствами. Взрывали по шести вариантам:

- | | | |
|------------------------------------|--------------------|---------|
| 1) по сетке 1х1 м, | вес каждого заряда | 1,2 кг; |
| 2) по сетке 1,5х1,5 м, | " | 1,2 кг; |
| 3) по сетке 1х1 м, | " | 0,8 кг; |
| 4) по сетке 2х2 м, | " | 1,2 кг; |
| 5) по сетке 1х1 м, | " | 1,6 кг; |
| 6) под фундаментную ленту 0,6х5 м, | " | 1,0 кг. |

Удельный расход ВВ на 1 м^2 уплотняемой площади — 0,3; 0,8; 1,2 и 1,6 кг.

Поверхность котлована занивелирована, установлены кусты глубинных марок, начиная с глубины 1,0 до 5,0 м. Расстояние между зарядами и дном котлована составляло в среднем 0,5 м; столб воды над ВВ равнялся в среднем 1,0 м.

Взрыв произведен одновременно по всем вариантам, сразу после заполнения котлована водой. Данные повторной

Таблица I

Место от- бора моно- литов	Ва- ри- ант	Усло- вия	Уд. вес	Объемн. вес	Пори- стость, %	Коэф. пори- стости, %	Угол внутр., град.	Сцеп- ление, кг/см ²	Коэф. относит. просадочности
		отбор- ных	г/см ³	г/см ³	г/см ³				ρ_s $\rho = 2$ кг/см ²
Шурф № 35		А	2,67	1,37	48,4	0,940	27	0,23	0,004
Шурф № 41	I	Б	2,66	1,48	44,2	0,797	27	0,27	0,005
Шурф № 42	II	Б	2,66	1,46	45,0	0,822	27	0,26	0,004
Шурф № 43	III	Б	2,66	1,47	44,5	0,807	28	0,24	0,003
Шурф № 44	IV	Б	2,66	1,47	44,5	0,805	27	0,27	0,004
Шурф № 45	V	Б	2,66	1,49	43,6	0,778	28	0,23	0,004

х) Образцы, отобранные до (А) и после (Б) уплотнения взрывом.

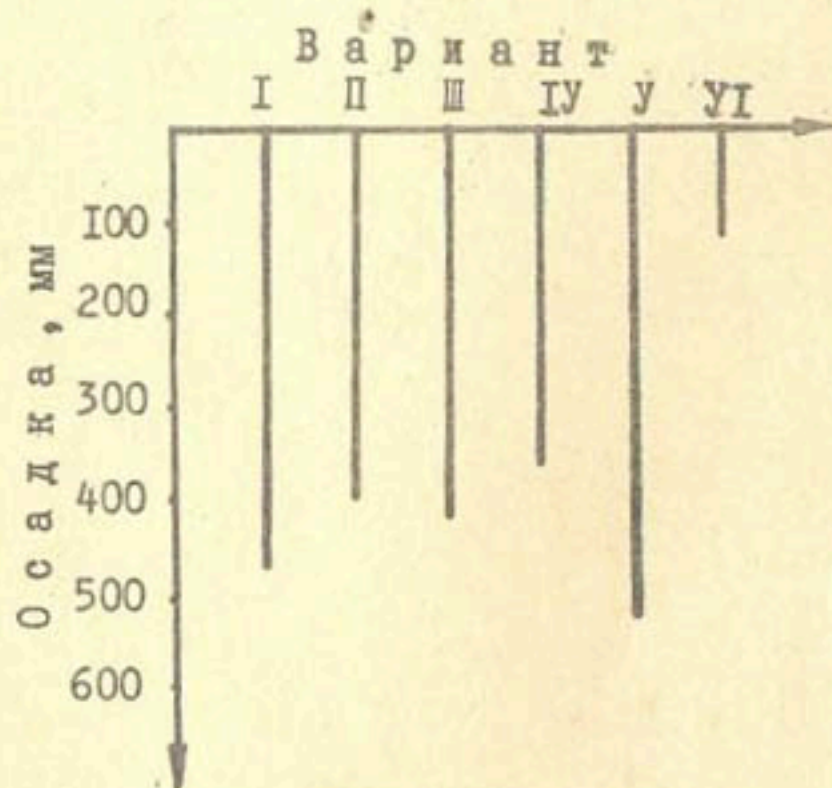


Рис. I. График осадки поверхности котлована.

нивелировки показали, что осадка поверхности (рис.1) по вариантам довольно различная и составляла 12-53 см (табл.2). Наиболее эффективное уплотнение наблюдалось по 5-му варианту (рис.2).

Таблица 2

Вариант	Коэффициент относительного уплотнения грунтов	
	по реперам	по лабор.данным
I	0,024	0,073
II	0,058	0,063
III	0,048	0,068
IV	0,070	0,033
V	0,083	0,068

Результаты опытного взрыва свидетельствуют о том, что расход ВВ на 1 м^2 площади сказывается на степени уплотнения грунтов, в отличие от других опытных взрывов, в которых этой зависимости не отмечалось.

В ы в о д ы

1. Метод подводного взрыва можно применять в опытно-производственных условиях для дополнительного уплотнения верхнего слоя просадочных грунтов после предварительного замачивания. Плотность грунтов после взрыва редко достигает $1,60 \text{ г/см}^3$, однако, просадочные свойства грунтов при давлении $2,0 \text{ кг/см}^2$ устраняются.

Достигаемая плотность грунта зависит от его водонасыщения /I/. Оптимальное водонасыщение ($0,7 \text{ G}$) соответствует более высоким значениям плотности, низкое и полное водонасыщение — более низким значениям.

2. В результате уплотнения частично разрушается структура

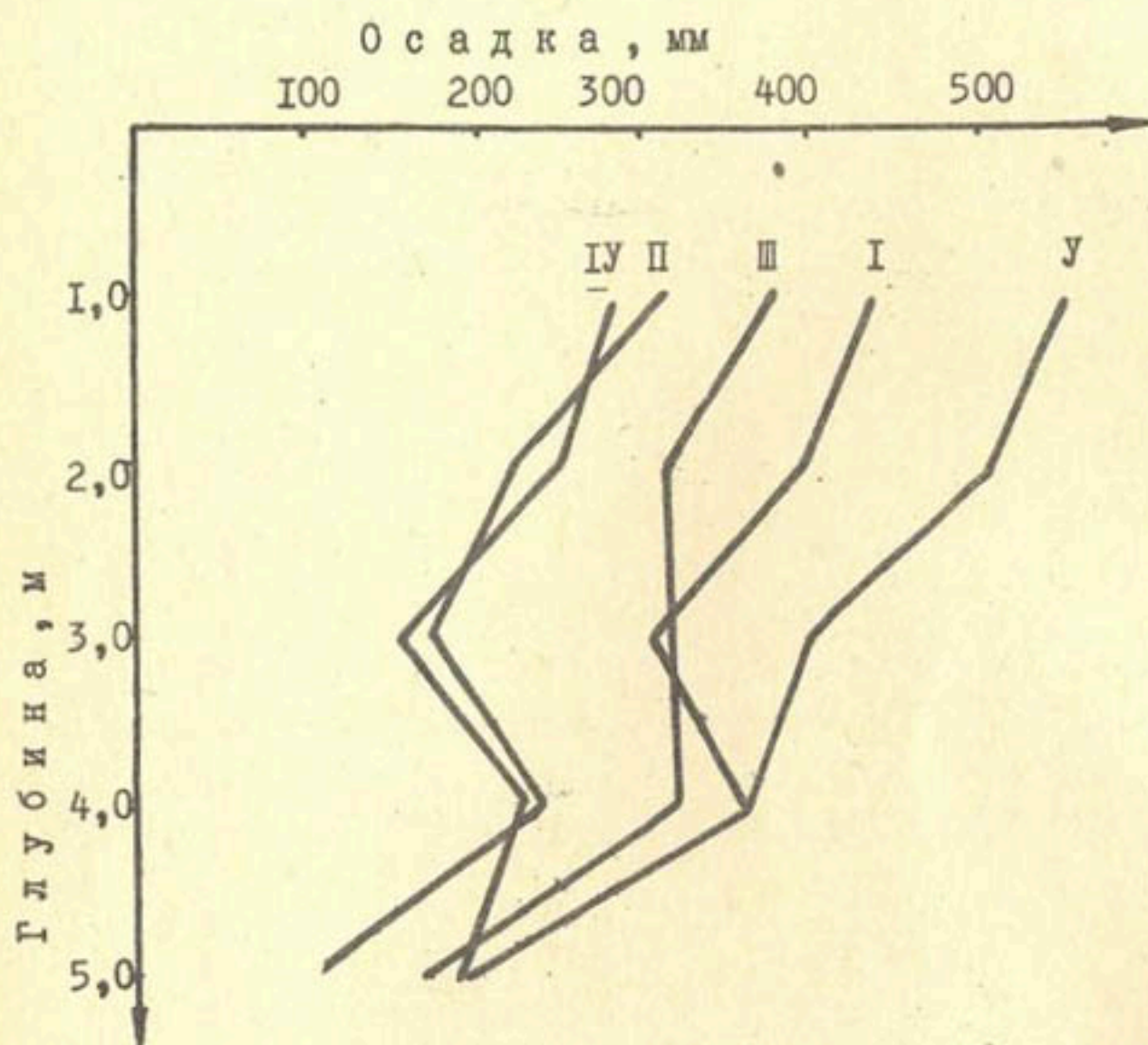


Рис.2.График осадки глубинных марок.

грунтов, они становятся слоистыми. Однако эти изменения в пределах реальных нагрузок мало сказываются на прочностных характеристиках грунтов. Наиболее важно, что взрыв устраняет просадочные свойства грунтов в верхнем слое, недоуплотненном при замачивании.

3. Фактическая осадка, определенная по средним результатам лабораторных исследований, как правило, превышает осадку глубинных реперов, это объясняется их деформацией в момент взрыва. Следовательно, осадка глубинных реперов лишь косвенный показатель уплотнения грунтов.

4. Подводный взрыв позволяет уплотнять основания гидротехнических и промышленно-гражданских сооружений непосредственно после предварительного замачивания и не требует контрольной проверки степени уплотнения. Это создает условия для сокращения сроков строительства. Относительно невысокая стоимость и простая организация работ делают этот способ прогрессивным и эффективным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аскарлов Х.А., Ядгаров З.Х. Уплотнение лессовых просадочных грунтов способом подводного взрыва, "Строительство и архитектура Узбекистана", 1967, № 5-6.
2. Покровский И.Г. Взрыв, Изд-во "Энергия", 1968.
3. Сквалецкий Е.Н. Опыт применения и перспективы метода подводного взрыва для уплотнения слабых грунтов, Сб. статей, Изд-во "Ирфон", 1969.

Х.А.АСКАРОВ, П.Е.ПЛЕСОВСКИХ, З.Х.ЯДГАРОВ

ИЗ ОПЫТА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СПОСОБА ПОДВОДНОГО ВЗРЫВА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

При строительстве сооружений на лессовых просадочных грунтах следует обратить серьезное внимание на ликвидацию просадочности оснований. Имея дело со столь своеобразными грунтами, как просадочные лессовые породы, необходимо предусмотреть специальные мероприятия и принять конструктивные решения по обеспечению прочности и устойчивости сооружений.

При подготовке оснований гидротехнических сооружений на лессовых территориях обычно применяется метод предварительного замачивания. Вместе с тем, этот метод не всегда дает нужный эффект, т.е. при этом способе ликвидируется просадочность грунтов, залегающих ниже 5-7 м от поверхности земли. Для доуплотнения грунтов верхней зоны метод предварительного замачивания применяется в сочетании другими способами.

Все чаще на лессовых территориях строятся крупные гидротехнические сооружения, которые имеют сжимаемую зону, охватывающую большую глубину (особенно земляные плотины распластанной формы). В таких случаях возникает необходимость стабилизации грунтов всей верхней зоны оснований сооружений. Обычно при строительстве земляных плотин на просадочных грунтах производится замочка всей толщи до полной стабилизации просадки грунтов. Если грунты верхней недоуплотненной зоны после замочки не превышают 3-4 м, то их срезают и укладывают на место путем послойной укатки. При мощности более 5-7 м операция теряет свою ценность, так как недоуплотненные при замочке грунты, залегающие ниже зоны переработки, вызывают деформацию грунтов верхних

горизонтов, вследствие чего возникает деформация основания и самого сооружения.

В практике строительства часто приходится встречаться с вопросом уплотнения верхнего горизонта лессовых массивов мощностью 5-7 м. Поэтому одной из неотложных задач является разработка способа доуплотнения грунтов верхней зоны, а также ускорение процесса просадочных деформаций в лессовых грунтах в сочетании с предварительной замочкой.

На основании научно-исследовательских работ, проведенных в лаборатории инженерного грунтоведения САНИИРИ, разработан и внедрен в производство новый способ доуплотнения грунтов - способ подводного взрыва, который оказался весьма эффективным средством увеличения прочности грунтов оснований сооружений^I.

Использованию взрыва в строительстве посвящены работы отдельных советских и зарубежных ученых. Однако в технической литературе отсутствуют сведения об использовании энергии подводного взрыва в целях уплотнения просадочных грунтов. Этой теме посвящена одна из предыдущих работ /1/:

Предлагаемый нами способ в корне отличается от способа, предложенного И.М.Литвиновым /2/, по которому взрыв зарядов ВВ осуществляется непосредственно в массиве просадочной толщи на разных глубинах и в разных условиях влажностного режима уплотняемого грунта. После серии взрывов на тех горизонтах, где грунты находились в водонасыщенном состоянии, проходила заметная осадка поверхности, а в грунтах в пластичном состоянии образовывались камуфлетные полости - подземные пустоты, наличие которых в основаниях сооружений крайне нежелательно. Кроме того, в грунтах, залегающих выше отметки мест нахождения ВВ, происходит нарушение первоначальной структуры, о чем указывает автор способа /3/.

^I Способ предложен Х.А.Аскаровым и З.Х.Ядгаровым.

Цель нашей работы — ликвидация недостатков существующих методов и разработка такого способа, который отвечал бы всем требованиям современной строительной техники. Предлагаемый метод, на наш взгляд, может с успехом применяться в строительстве различных сооружений в районах, где требуется увеличение несущей способности оснований, придание прочности, устойчивости самим сооружениям, а также для создания противофильтрационных экранов на ирригационных каналах.

Сущность предлагаемого способа

Участок строительства разбивается на отдельные деланки, через которые осуществляется предварительное замачивание. После стабилизации просадки от замачивания подача воды прекращается. Периодически берутся пробы на влажность. После достижения "критической влажности", равной степени водонасыщения $\alpha = 0,6-0,8$, деланки вторично заполняются водой. Взрывчатые вещества устанавливаются с таким расчетом, чтобы над уплотняемой поверхностью образовалась водяная подушка в 0,3–0,5 м. Слой воды над ним должен быть не менее 1,0 м. После этого проводится одновременный взрыв на всех деланках.

Взрыв по предлагаемому способу осуществляется в водной среде. При прохождении взрывных волн через грунтовый массив наблюдается сжатие среды в зависимости от параметров взрывных волн. В свою очередь параметры взрывных волн в значительной мере зависят от сжимаемости среды.

Сжимаемость воды относительно невелика, модуль объемной сжимаемости при обычных температурах (20°C) и давлении до нескольких сот атмосфер примерно равен 20000 кг/см^2 . Взрывные волны в воде имеют ударный характер и вследствие малой сжимаемости воды сравнительно слабо затухают с изменением расстояния. Благодаря однородно-

сти массы воды и небольшому изменению ее свойств при обычных температурах и давлениях, параметры взрывных волн в воде на относительно одинаковых расстояниях от заряда можно считать практически постоянным. Сжимаемость грунтов меняется в весьма широких пределах, поэтому характер взрывных воздействий в грунтах так же многообразен. Кроме того, основной характерной особенностью грунтов является их многокомпонентность. В большинстве случаев при рассмотрении процессов взрыва в грунтах необходимо учитывать, что грунт представляет собой трехкомпонентную (скелет грунта, вода, воздух) среду. Это все приводит к значительным трудностям при исследовании и оценке действия взрыва в грунтах расчетным путем.

Сжимаемость водонасыщенного грунта без отжатия воды из пор определяется, в основном, сжимаемостью поровой воды. В этом случае большая часть давления взрывной волны будет восприниматься поровой водой, и уплотнение водонасыщенного грунта зависит от фильтрационной консолидации.

С увеличением содержания воздуха в объеме грунта (в трехфазной системе) сжимаемость частицы грунта при взрыве определяется объемной деформируемостью скелета грунта. В свою очередь это приводит к увеличению напряжений, передающихся на скелет грунта через их контакты, и соответственному уменьшению давлений, воспринимаемых поровой водой.

По предлагаемому способу грунты, служащие основанием сооружений, подвергаются взрывным воздействиям в состоянии трехфазной системы и критической влажности грунта, равной степени водонасыщения $S_x = 0,6-0,8$, которое находится в интервале между $W_{раск}$ и $W_{тек}$.

При повторном заполнении делянок водой перед взрывом полностью водонасыщаются грунты верхнего слоя толщиной 15-20 см. В слоях ниже этого горизонта грунт остается

неводонасыщенным. Сжимаемость таких грунтов сопровождается падением общей пористости, при этом скелет грунта воспринимает целиком давление взрывной волны. Именно в этих интервалах водонасыщенности создается благоприятное условие для максимального уплотнения грунта в результате действия взрывных волн.

Результаты уплотнения грунтов в производственных условиях

Уплотнение грунтов указанным способом проводилось совместно со специалистами Узгипроводхоза, треста "Узглавводстрой" и Ферганского отделения ТашСУ треста "Совзврывпром" на строительстве насосной станции "Маданият". Уплотнялись грунты основания анкерных и промежуточных опор напорного трубопровода и напорного бассейна.

Трасса трубопровода сложена просадочными супесями и легкими пылеватыми суглинками. Объемный вес колеблется от 1,18 до 1,42 г/см³. Грунты трассы находятся в недоуплотненном состоянии и при замачивании склонны к просадкам.

Гранулометрический состав грунтов показан в табл.1, а водно-физические показатели приведены в табл.2.

Из табл. 1 видно, что грунты состоят из легких пылеватых суглинков и тяжелых супесей. Содержание глинистых фракций колеблется от 5,00 до 14% по весу. Пылеватые фракции составляют 75,00 – 82,50% по весу.

Степень засоления грунтов выявлена в результате анализа водных вытяжек (табл.3). Величина плотного остатка в верхнем 5-метровом слое грунтов – 1,04–2,30% к воздушно-сухой навеске. С глубиной она снижается до 0,78–0,67%. Засоление сульфатно-кальциевого типа.

Указанным способом в сочетании с предварительной замочкой на строительстве насосной станции "Маданият" про-

Таблица I

Глубина на взятия мер образ- ца, м	Фракции, мм									
	Песчаные					Пылеватые				
	Всего песч.					Всего пыле- ват.				
	0,5-0,25 : 0,25-0,10 : 0,10-0,05 : 0,05-0,01 : 0,01-0,005					0,05-0,01 : 0,01-0,005 : 0,005-0,001 : 0,001-0,0005 : 0,0005-0,0001 : 0,0001-0,00005				
Содержание, %										
1	1,00	0,80	3,80	15,40	20,00	54,00	21,00	75,00	5,00	
2	2,00	2,00	1,00	5,00	8,00	48,00	33,50	81,50	10,50	
3	3,00	0,80	0,80	6,00	7,60	47,20	31,00	78,40	14,00	
4	5,00	1,20	1,20	5,60	8,00	52,00	30,50	82,50	9,50	
5	6,00	1,40	1,40	7,40	10,20	49,80	29,50	79,30	10,50	

Таблица 2

72

Номер	Глубина взятия образца, м	Влаж- ность, %	Удельный:			Объемный:			Характерные влажности			
			вес, г/см ³	з лет	Пори- стость, %	вес ске- тона, г/см ³	з лет	Пори- стость, %	предел текуче- сти	предел раскат.	число пластичн.	
1	1,00	4,60	2,63			1,18		55,00	27,00	20,40	6,60	
2	2,00	5,10	2,67			1,37		48,75	25,10	21,10	4,00	
3	3,00	6,90	2,65			1,39		49,40	27,00	21,40	5,60	
4	5,00	7,30	2,68			1,38		48,50	26,50	20,50	6,00	
5	6,00	7,80	2,72			1,40		48,00	27,35	20,10	7,25	

Таблица 3

Номер	Глубина: на взятия образ- ца, м	Воздушно-сухая навеска, %									
		сухой остаток	щелочность		HCO ₃	CO ₃	Cl	SO ₄	Ca	Mg	Na и K по раз- ному
1	1,00	2,352	0,015	нет	0,035	1,441	0,524	0,036	0,049		
2	3,00	0,904	0,024	"	0,106	0,401	0,047	0,012	0,0193		
3	5,00	1,048	0,015	"	0,073	0,546	0,146	0,010	0,131		
4	6,00	0,780	0,022	"	0,056	0,428	0,091	0,012	0,122		

изведено уплотнение грунтов под основание 4I промежуточной, 3 анкерных опор и под напорный бассейн.

С целью оценки эффективности способа подводного взрыва наибольший интерес представляет участок напорного бассейна и анкерная опора А-4.

Основание под напорный бассейн сложено из грунтов ненарушенной структуры. Мощность просадочной толщи достигает до 30 м. После 5-ти месячной замочки величина просадки составила 35-50 см. По числу пластичности грунты относятся к супесям. Наиболее просадочные грунты залегают в верхнем пятиметровом слое, а ниже глубины 8 м грунты имеют сравнительно плотное сложение. Среднее значение объемного веса скелета грунта верхней восьмиметровой толщи до замочки равно $1,35 \text{ г/см}^3$, а после замочки — $1,42 \text{ г/см}^3$, т.е. достигнутое в результате замочки изменение плотности грунта незначительно. Следовательно, грунты, служащие основанием для сооружения в целях уменьшения их деформируемости, должны дополнительно уплотняться способом подводного взрыва.

Расход взрывчатки (патронированный динафталит, водоустойчивый — ДВ-1) на 1 м^2 уплотняемой площади составил 1 кг, а общий расход взрывчатых материалов на 300 м^2 площади — 300 кг. Заряды подвешивались так, чтобы между зарядами ВВ и дном бассейна образовалась водная подушка 0,5 м, а слой воды выше ВВ составлял 1,5-2,0 м (рис.1).

Среднее значение объемного веса скелета грунта после взрыва возросло до $1,55 \text{ г/см}^3$, что примерно составляет 9-10%, а в более высоких горизонтах плотность увеличилась на 15-17% и достигала $\sigma_{ск} = 1,67 \text{ г/см}^3$.

Водно-физические показатели грунтов даны в табл.4, а график изменения плотности грунтов по глубине показан на рис.2.

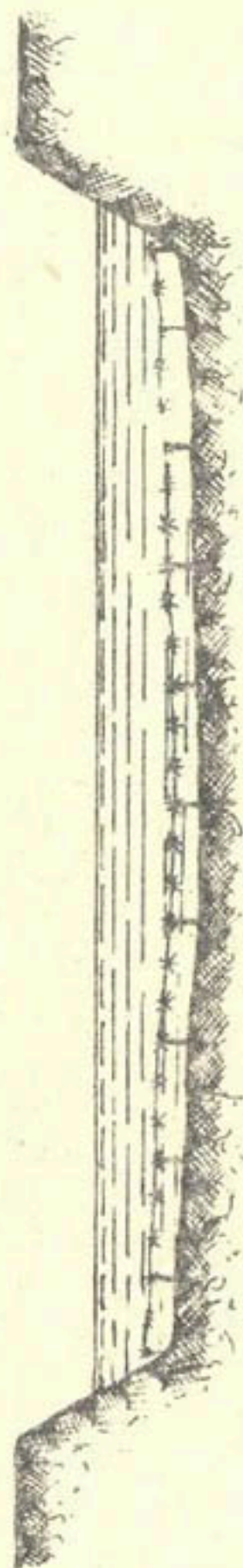


Рис. I. Схема расположения БВ в напорном бассейне.

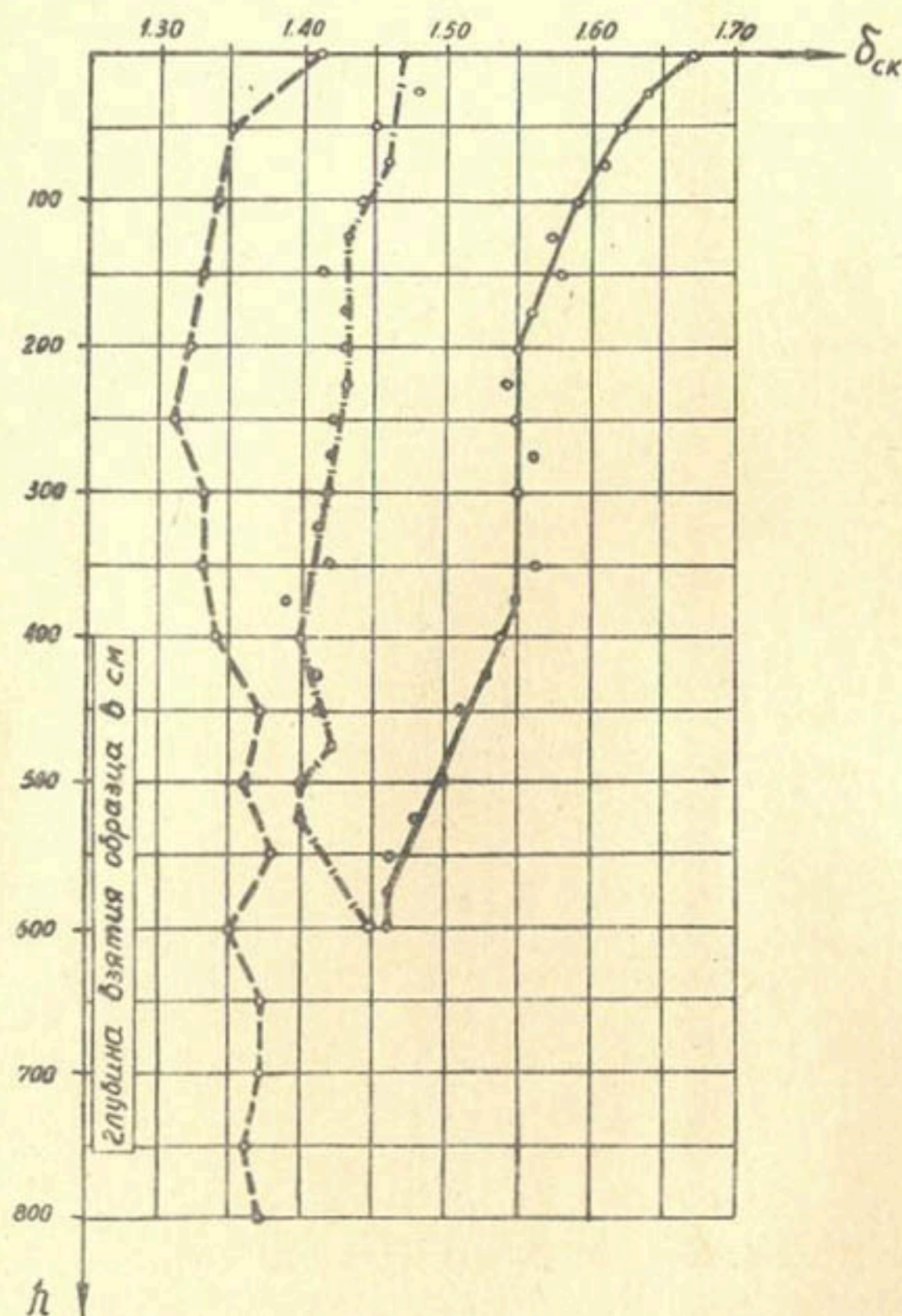


Рис. 2. График изменения объемного веса скелета грунта по глубине:

- —объемный вес скелета грунта до замочки в г/см³;
- —тоже после замочки;
- —тоже после подводного взрыва.

В наших опытах для контроля уплотнения грунта взрывами в бассейне на глубинах 2, 4 и 6 м установлены глубинные репера конструкции лаборатории инженерного грунтоведения САНИИРИ (металлические трубы на железобетонных плитах размером 50x50x10 см).

По отобраным образцам грунта и нивелировкой установлено, что взрывная волна вызвала уплотнение грунтов на глубину 6,0 и более метров (рис.3).

Уплотнение насыпных грунтов способом подводного взрыва

Одним из районов, где впервые использован этот способ в производственных условиях, является основание анкерной опоры А-4 на строительстве насосной станции "Маданият". Насыпной грунт, служащий основанием анкерной опоры мощностью 3,50 м, подвергался замачиванию.

Грунты исследованы предварительно до глубины 5,0 м, включая и 1,50 м материковый грунт. Грунт материка характеризовался объемным весом $\sigma_{ск} = 1,30-1,40$ г/см³, а насыпной грунт после длительной замочки по всей глубине характеризовался средней величиной $\sigma_{ск} = 1,47-1,49$ г/см³. Взрывы проводились при коэффициенте водонасыщения $G = 0,7$ на всю глубину. Однако, на глубине 3,0-3,50 м, т.е. на переходной зоне насыпного и материкового грунта влажность грунта доходила до 26-27% и $G = 0,9-1,0$.

После взрыва средний объемный вес скелета грунта увеличился на 7-10% и составлял $\sigma_{ск} = 1,53$ г/см³. Это свидетельствует о том, что насыпной грунт в результате взрыва хорошо уплотнился.

Переходной слой с влажностью, равной полному водонасыщению, залегающий у подошвы насыпного грунта, практически не уплотнялся, а служил средой для передачи энергии взрыва на материковый грунт. Благодаря оптимальной влаж-

ности, материковый грунт доуплотнялся до $\delta_{ск}^s = 1,50 \text{ г/см}^3$ против $\delta_{ск}^s = 1,36 \text{ г/см}^3$, достигнутого после замочки (рис.4).

Уплотняемость грунтов при взрывных воздействиях

Анализ величин уплотнения грунтов после взрыва показал, что уплотнение при $\alpha = 0,6-0,8$ составляет 7-10% для лессовых супесей и 17-19% для суглинков.

При уплотнении суглинистых грунтов в лабораторных условиях было достигнуто значительное увеличение объемного веса при небольшой затрате сил на уплотнение. Так, проф. А.Ф.Лебедев посредством лабораторного копра достигал уплотнения легкого суглинка (с влажностью 14,8%) до $1,95 \text{ г/см}^3$ при работе, равной 132 кгм.

В наших опытах уплотнение грунта осуществлялось одиночным мгновенным приложением энергии взрыва со скоростью 4-5 тыс.м/сек, а скорость уплотнения грунта с помощью копра - 4-5 м/сек. Значительное уплотнение грунта ударным способом на копре достигается повторными многократными ударами груза. В табл.5 приводится коэффициент водонасыщения (α) перед взрывом и объемный вес скелета грунта после взрыва. Грунты отбирали с двух объектов: с территории научно-исследовательской станции по технике орошения (НИСТО) и насосной станции "Маданият" Андижанской области.

Приведенные данные подтвердили мнение авторов о том, что взрыв надо проводить именно в тот момент, когда $\alpha = 0,6-0,8$.

В производственных условиях возрастание объемного веса скелета грунта в результате взрыва оказалось менее значительным, что является отчасти результатом недостаточной подготовленности к взрывным работам объекта исследований, так как степень водонасыщения грунтов перед взрывом во многих случаях была ниже требуемой.

Анкерная опора АЧ.												
Глубина закладки, см	Глубина отрыва, см	Глубина отрыва, см	После замочки						После взрыва			
			W	δ_{α}	n	ϵ	G	W	δ_{α}	n	ϵ	δ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0.10	2.45	15.55	118	118	118	0.780	0.512	—	—	—	—	—
0.2	2.55	15.50	119	119	118	0.779	0.512	—	—	—	—	—
0.3	2.65	15.45	117	117	118	0.780	0.513	21.10	1.61	11.2	0.418	0.995
0.4	2.65	15.40	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
0.5	2.65	15.35	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
0.6	2.65	15.30	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
0.7	2.65	15.25	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
0.8	2.65	15.20	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
0.9	2.65	15.15	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.0	2.65	15.10	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.1	2.65	15.05	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.2	2.65	15.00	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.3	2.65	14.95	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.4	2.65	14.90	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.5	2.65	14.85	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.6	2.65	14.80	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.7	2.65	14.75	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.8	2.65	14.70	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
1.9	2.65	14.65	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995
2.0	2.65	14.60	118	118	118	0.780	0.512	22.80	1.61	11.20	0.418	0.995

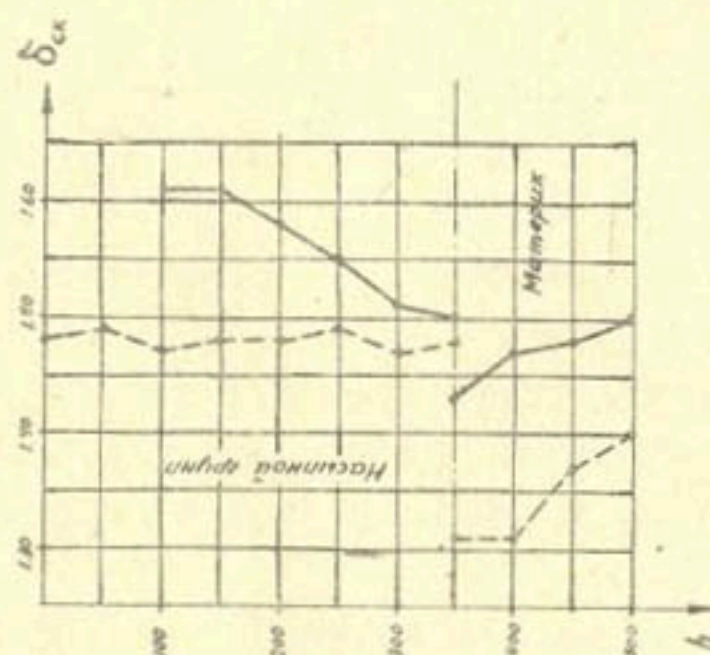


Рис. 4. Физико-технические показатели грунтов основания анкерной опоры А-4 и график изменения объемного веса скелета грунта по глубине:

W — влажность в %; δ_{α} — объемный вес скелета грунта в г/см³;

n — пористость в %; ϵ — коэффициент пористости;

δ — коэффициент водонасыщенности грунта в долях единицы;

--- — объемный вес скелета грунта после замочки;

— — — — — объемный вес скелета грунта после взрыва;

h — глубина взятия образца в см.

Глубина взятия об- разца, см	Удель- ный вес, кг/см ²	Напорный бассейн														
		до замочки					после замочки					после взрыва				
		W	$\delta_{ск}$	n	ε	G	W	$\delta_{ск}$	n	ε	G	W	$\delta_{ск}$	n	ε	G
000	2,67	12,60	1,41	46,80	0,880	0,380	11,55	1,47	44,50	0,803	0,381	16,40	1,67	37,00	0,587	0,742
50		16,90	1,35	49,10	0,963	0,437	14,40	1,45	46,00	0,853	0,446	21,10	1,62	38,90	0,638	0,878
100	2,67	12,50	1,34	49,50	0,978	0,340	15,00	1,44	45,70	0,840	0,470	20,60	1,59	40,00	0,667	0,817
150		15,60	1,33	49,80	0,993	0,416	15,90	1,41	46,80	0,880	0,479	22,30	1,58	40,40	0,677	0,871
200	2,68	14,70	1,32	50,20	1,008	0,386	15,60	1,43	46,00	0,853	0,483	22,30	1,55	41,50	0,710	0,832
250		13,30	1,31	50,70	1,024	0,345	17,00	1,42	46,80	0,866	0,512	21,00	1,55	41,50	0,710	0,795
300	2,69	11,10	1,33	49,80	0,993	0,295	19,50	1,42	46,80	0,866	0,595	23,00	1,55	41,50	0,710	0,858
350		5,60	1,33	49,80	0,993	0,150	20,90	1,42	46,80	0,866	0,638	23,00	1,56	41,20	0,699	0,817
400	2,68	5,20	1,34	49,50	0,978	0,136	21,75	1,40	47,80	0,890	0,644	22,90	1,54	42,70	0,743	0,812
450		5,30	1,37	48,30	0,935	0,151	24,50	1,41	46,80	0,880	0,732	23,10	1,51	45,20	0,828	0,810
500	2,68	5,90	1,36	48,70	0,949	0,165	21,20	1,40	47,20	0,890	0,688	22,00	1,50	46,00	0,844	0,651
550		5,55	1,36	48,70	0,949	0,160	21,60	1,46	44,90	0,815	0,700	24,40	1,46	47,60	0,903	0,856
600	2,69	5,00	1,35	49,10	0,960	0,138	23,40	1,45	45,30	0,853	0,758	24,00	1,46	47,60	0,903	0,765
Среднее значение	2,68	9,20	1,35	49,00	0,960	0,252	19,00	1,42	46,21	0,862	0,584	22,78	1,55	41,02	0,703	0,805

Условные обозначения:

- W - влажность грунта, %;
 $\delta_{ск}$ - объемный вес скелета грунта, г/см³;
 n - пористость, %;
 ε - коэффициент пористости;
 G - коэффициент водонасыщения.

Глубина взя- тия образ- ца, см	Величина G и $\delta_{св}$ после замочки												Величина $\delta_{св}$ после взрыва										
	О б ъ е к т ы																						
	НИСТО	Насосная станция "Маданият"										НИСТО, котлованы						Насосная станция "Маданият"					
		А-4		А-5		П8 (А7-А8)		А-8		напорный бассейн													
		G	$\delta_{св}$	G	$\delta_{св}$	G	$\delta_{св}$	G	$\delta_{св}$	G	$\delta_{св}$	G	$\delta_{св}$	1	2	3	4	5	6	А-4	А-5	П8 (А7- А8)	А-8
0	0,570	1,39	0,515	1,48	0,364	1,40	0,657	1,40	0,503	1,42	0,381	1,47	-	-	-	-	-	-	-	-	1,68	1,60	1,67
100	0,700	1,41	0,673	1,47	0,380	1,37	0,682	1,43	0,513	1,41	0,470	1,44	1,59	1,58	1,57	1,62	1,60	1,61	1,61	1,44	1,67	1,57	1,59
200	0,694	1,47	0,735	1,48	0,557	1,32	0,693	1,45	0,511	1,43	0,483	1,43	1,59	1,63	1,57	1,62	1,60	1,63	1,58	1,46	1,62	1,57	1,55
300	0,790	1,46	0,821	1,47	0,541	1,32	0,707	1,44	0,580	1,44	0,595	1,42	1,56	1,56	1,68	1,60	1,66	1,65	1,51	1,44	1,58	1,57	1,54
400	0,762	1,45	0,583	1,31	0,502	1,35	0,763	1,46	0,613	1,46	0,644	1,40	1,68	1,66	1,68	1,62	1,64	1,65	1,47	1,43	1,53	1,52	1,52
500	0,875	1,52	0,599	1,40	0,502	1,39	-	-	-	-	0,688	1,40	1,68	1,71	1,72	1,61	1,65	1,68	1,50	1,49	-	-	1,49
600	-	-	-	-	0,527	1,45	-	-	-	-	0,758	1,46	-	-	-	-	-	-	-	1,52	-	-	1,46
Среднее значе- ние	0,732	1,45	0,654	1,43	0,482	1,37	0,700	1,44	0,544	1,43	0,573	1,43	1,62	1,63	1,64	1,61	1,63	1,64	1,54	1,47	1,61	1,54	1,55
Увели- чение плот- ности, %													12,00	12,40	13,10	11,00	12,40	13,10	7,70	7,03	11,70	7,70	8,40

Влияние взрыва на фильтрационные свойства грунтов

Определенный интерес представляет изучение влияния энергии взрыва на фильтрационные свойства связных грунтов.

Как известно, водопроницаемость грунтов зависит, с одной стороны, от гранулометрического состава, с другой — от плотности, влажности и структуры грунта (особенно глинистых грунтов), от взаимного расположения частиц.

Из опыта строительства дренажной сети взрывным способом в Узбекистане в пылеватых суглинках известно уменьшение коэффициента фильтрации в 8–10 раз.

По данным некоторых исследователей /4/, легкие суглинки при взрыве в той или иной мере, теряют фильтрационные свойства в радиусе 60 м. При этом в легких суглинках коэффициент фильтрации снижается в 2–2,5 раза в зоне до 10 м от выемки и на 15–16% в 25 м от нее; в 50 м от оси выемки коэффициент фильтрации не снижался. В тяжелых же суглинках на расстоянии 10 м от оси выемки коэффициент фильтрации уменьшается в 15 раз, на расстоянии 35 м — на 25% и только в 90 м изменений фильтрации не наблюдалось.

В табл. 6 и 7 приведены полученные нами данные по изменению коэффициента фильтрации грунтов напорного бассейна и анкерной опоры А-4 насосной станции "Маданият".

Опыты с грунтами территории НИСТО САНИИРИ показали уменьшение их коэффициента фильтрации в 12–15 раз.

При соответствующих условиях способом предварительной замочки и подводного взрыва можно получить не только большое уплотнение, но и добиться резкого уменьшения водопроницаемости грунтов.

Отсюда следует, что способ подводного взрыва можно использовать и для снижения фильтрационной способности грунтов ложа ирригационных каналов и водоемов.

Таблица 6

Глу- бина взя- тия образ- ца, м:	Напорный бассейн						Крат- ность сниже- ния : K_{Φ}
	до уплотнения и за- мочки			после уплотнения взрывом			
	W	$\delta_{ск}$	K_{φ}	W	$\delta_{ск}$	K_{φ}	
0,00	13,20	1,30	$1,6 \cdot 10^{-4}$	16,40	1,67	$3,0 \cdot 10^{-5}$	18,70
1,00	11,00	1,39	$1,8 \cdot 10^{-4}$	20,50	1,59	$3,1 \cdot 10^{-5}$	17,20
2,00	12,25	1,33	$1,3 \cdot 10^{-4}$	22,30	1,55	$2,2 \cdot 10^{-5}$	17,00
3,00	11,10	1,36	$1,3 \cdot 10^{-4}$	23,00	1,55	$1,5 \cdot 10^{-5}$	11,50
4,00	5,20	1,34	$5,7 \cdot 10^{-4}$	22,80	1,54	$5,6 \cdot 10^{-5}$	9,80
5,00	5,90	1,36	$1,4 \cdot 10^{-5}$	22,00	1,50	$5,2 \cdot 10^{-5}$	3,70
6,00	5,65	1,33	$5,9 \cdot 10^{-5}$	23,50	1,46	$6,0 \cdot 10^{-5}$	-

Таблица 7

Глу- бина взя- тия образ- ца, м	Анкерная опора А-4						Крат- ность сниже- ния : K_{Φ}
	после замочки			после уплотнения взрывом			
	W	$\delta_{ск}$	K_{φ}	W	$\delta_{ск}$	K_{φ}	
1,00	14,50	1,49	$4,3 \cdot 10^{-5}$	18,20	1,72	$7,0 \cdot 10^{-6}$	16,30
2,00	13,50	1,50	$1,4 \cdot 10^{-5}$	17,10	1,59	$2,1 \cdot 10^{-6}$	15,00
3,00	14,60	1,48	$2,4 \cdot 10^{-5}$	16,50	1,53	$2,0 \cdot 10^{-6}$	8,70
4,00	16,50	1,35	$1,2 \cdot 10^{-5}$	15,80	1,42	$3,6 \cdot 10^{-5}$	3,00
5,00	15,30	1,40	$1,8 \cdot 10^{-5}$	19,60	1,50	$6,4 \cdot 10^{-5}$	3,50

Примечание:

 W — влажность, %; $\delta_{ск}$ — объемный вес скелета грунта, г/см³; K_{φ} — коэффициент фильтрации, м/сутки.

В результате опытов можно сделать следующие выводы:

1. Строительство сооружений на просадочных грунтах производится замачиванием грунтов основания, благодаря этому происходит частичное уплотнение массива грунта. Предварительное замачивание применяется для устранения просадочности грунта только в нижних слоях, начиная с глубины 5-7 м. Слои грунта, залегающие выше указанных глубин, из-за малого давления от собственного веса остаются недоуплотненными. Эти грунты будут испытывать деформацию под действием нагрузки от сооружения. Для полного устранения просадочных свойств грунтов по всей толще предварительное замачивание должно комбинироваться с другими способами уплотнения грунтов.

2. Уплотнение связных грунтов способом подводного взрыва в сочетании с предварительной замочкой является эффективным средством увеличения прочности оснований сооружений, а также уменьшения их деформируемости при действии динамических и статических нагрузок. Особенностью метода подводного взрыва является использование мощного, доступного и сравнительно дешевого источника динамических уплотняющих воздействий на грунт.

3. Перед началом взрывных работ необходимо установить глубину распространения и степень увлажнения массива для определения времени проведения взрывных работ.

4. Наилучший эффект получается, когда взрывают при степени водонасыщения грунта $G = 0,6-0,8$, т.е. когда 20-40% пор в объеме грунта занято воздухом. Уплотнение происходит за счет уменьшения объема пор, занятого воздухом.

5. Подводный взрыв ускоряет протекание просадочных деформаций в увлажняемых массивах, так как взрывная волна, действуя на увлажняемый грунт, вызывает принудительное смещение частиц, нарушая при этом ослабленные в результате увлажнения связи, для полного нарушения которых требовалось внешнее воздействие.

6. Способом подводного взрыва можно добиться не только большого уплотнения (на 15-17%), но и резкого уменьшения (в 12-17 раз) водопроницаемости грунтов.

7. Предлагаемый способ можно применять для уплотнения насыпных грунтов основания сооружения. Но рыхло насыпанный грунт уплотняют в сочетании с предварительной замочкой.

Следует отметить, что способ подводного взрыва должен найти широкое применение в строительстве как противифльтрационное и противопросадочное мероприятие.

Уплотнение грунтов-оснований таким способом сокращает сроки строительства, снижает в 3-4 раза затраты на строительные работы по уплотнению, достигается уплотнение грунтов на большую глубину, чего нельзя добиться другими механическими способами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аскарлов Х.А., Ядгаров З.Х. Уплотнение лессовых просадочных грунтов способом подводного взрыва, "Строительство и архитектура Узбекистана", 1967, № 5-6.
2. Литвинов И.М. Ускоренный способ глубинного уплотнения просадочных лессовых грунтов II типа предварительным замачиванием и направленными взрывами, "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1966, № 2.
3. Литвинов И.М. Ускоренный способ глубинного уплотнения просадочных лессовых грунтов большой мощности, Сб. "Материалы к пятому совещанию по закреплению и уплотнению грунтов", Новосибирск, 1966.
4. Брохин Н.А., Ибад-Заде Ю.А. О влиянии взрыва на водопроницаемость грунтов, "Гидротехническое строительство", 1949, № 5.

В.И.АКУЛИНИЧЕВ, Х.А.АСКАРОВ

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОПОР
ИЗ ВИСЯЧИХ СВАЙ ДЛЯ ЛОТКОВЫХ КАНАЛОВ
В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ ГОЛОДНОЙ СТЕПИ

При возведении оросительных лотковых каналов на лесовых грунтах Голодной степи в последнее время широкое распространение получают опоры из забивных коротких железобетонных свай. До 1963 г. стоечные опоры разнообразных конструкций в сочетании с фундаментными стаканами на выштампованном основании были доминирующим видом опор под лотковые распределители. Опыт строительства, однако, выявил их существенные недостатки. На фоне стоечных опор свайные, безусловно, более технологичны, индустриальны и экономичны. Между тем повсеместное распространение свайных опор до последнего времени сдерживалось отсутствием достаточно аргументированных данных о несущей способности и условий применения свай в замоченном лессовом основании.

Следует заметить, что освещение данной проблемы до сих пор было неполным и ограничивалось либо натурными наблюдениями за состоянием лотковых оросителей на стоечных и свайных опорах /3,10,12/, либо рекомендациями по отработке технологии, подбору оборудования для свайных работ, выбору оптимальных конструктивных решений (форма, сечение, длина и т.д.) /9/. Вопрос о надежности работы свайных опор в лессовых грунтах Голодной степи, затронутый в работе /1/, в ранних исследованиях достаточного освещения не получил. Данное обстоятельство потребовало постановки комплекса натурных исследований по определению несущей способности висячих свай для обоснования возможности применения их как наиболее рациональной конструкции опор под лотковые каналы, отработки технологии погружения и разработки метода их расчета.

В 1967–1969 гг. в Центральной строительной лаборатории Голодностепстроя нами проведены исследования по решению перечисленных выше вопросов на территории Юго-Западного массива Голодной степи. Работы проведены под руководством зав.лабораторией инженерного грунтоведения САНИИРИ, к.т.н. Х.А.Аскарова. Экспериментальный участок был расположен в х/совхозе № 28.

В состав участка, в виде прямоугольных отсеков 12х25 м, входила трасса лоткового канала на свайных опорах, в пяти местах обнесенная земляными валами высотой 70 см, а также полигон для испытаний свай (20х100 м). Грунты опытного участка представлены переслаивающимися лессовидными суглинками и супесями от легких до тяжелых разностей. При проходке шурфа на глубине 19,0 м встречены грунтовые воды (минерализованные, сульфатно-хлоридного типа, плотный остаток 2–10 г/л). Эти воды обладают сульфатной агрессией к обычному бетону. Есть основание ожидать повышения УГВ в процессе орошения до 3–4 м. Засоление грунтов, как правило, сульфатное (высокая концентрация ионов SO_4^{--}), реже – сульфатно-хлоридное. Гипс содержится в малых количествах (до 3%).

Просадочные свойства грунтов опытного участка определялись полевым и лабораторным методами. Компрессионные испытания образцов по методу "двух кривых" (одна – "сухая", вторая – с замачиванием при $\rho_{\text{сыт}}$) позволили установить характер изменения просадочных свойств грунта по глубине массива. Лабораторными опытами установлено, что деформация грунтов под собственным весом (согласно СНиП II-Б, I-62) наблюдается с глубины 4,0 м. Верхняя 4-метровая толща остается недоуплотненной и дает деформацию под действием внешней нагрузки.

Оценивая просадочность толщи на основании полевых опытов следует отметить, что суммарная просадка лессовой толщи опытного участка не превысила 40 мм. Исходя из этого,

Таблица I

Физико-механические свойства лессовидного грунта, определенные
путем лабораторных испытаний образцов

Глубина отбора проб, м	Водно-физические характеристики грунта					Относительная прочность (%) при нагрузках			Сопrotивление сдвигу при естественной влажности			Сопrotивление сдвигу при предельной влажности		
	γ_{yg}	$\gamma_{ск}$	W	n	C	W_n	$\rho_{ск} + \rho_{ск}^* +$		$\rho_{ск}$	$\rho_{ск}^*$	C	φ	C	φ
							кг/см ³	кг/см ³						
1	2,70	1,40	5,2	48,1	0,15	5,8	0,09	1,49	3,00	0,82	25	0,00	20	
2	2,68	1,37	6,7	48,9	0,19	5,0	0,53	1,40	2,30	0,53	31	0,00	23	
3	2,69	1,40	5,9	48,0	0,17	7,4	0,96	1,90	2,90	0,59	26	0,08	27	
4	2,69	1,39	6,0	48,3	0,17	7,9	0,61	0,70	1,30	0,67	31	0,15	25	
5	2,70	1,40	7,7	48,1	0,21	7,0	2,83	3,00	3,17	0,50	34	0,05	30	
6	2,70	1,42	7,6	47,4	0,23	7,4	2,92	3,70	4,35	0,54	32	-	-	
7	2,70	1,49	8,4	44,8	0,28	7,6	0,86	1,00	1,00	0,66	30	0,18	23	
8	2,70	1,45	9,3	46,3	0,29	5,6	1,20	1,20	1,40	0,62	33	-	-	
9	2,70	1,50	8,7	44,5	0,29	5,2	2,20	2,55	2,85	0,87	29	-	-	
10	2,71	1,50	9,7	44,6	0,33	6,7	0,69	0,85	1,13	0,56	32	-	-	

грунтовые условия района исследований по просадочности отнесены к I типу /I2, I4, I5/. Наблюдения за деформациями глубинных марок при 72-дневном замачивании пяти отсеков /II, I4/ показали, что наибольшей деформативностью обладают грунты верхних горизонтов (2-4 м). Так, установленная на глубине 2 м марка МГ-1 (рис. I) в течение всего периода замачивания дала осадку 19 мм, МГ-2 (на глубине 4 м) - 12 мм, МГ-3 (на глубине 6 м) - 11 мм, а марки, установленные на глубинах 8 и 10 метров, всего 5-6 мм.

Программой исследований на опытном полигоне было предусмотрено изыскание оптимального способа погружения свай в сухой связный грунт при невозможности погружения ее общепринятым способом. В аридных условиях Средней Азии этот вопрос также заслуживает внимания. Из практики известно /I6/, что погружение свай в связные грунты (обладающие высоким сцеплением) с помощью вибропогружателей и вибромолотов, не дает желаемого результата. А.В. Каракулев /7/ рекомендует в таких грунтах использование только импульсных (ударных) машин, у которых постепенно накапливающаяся энергия освобождается мгновенно. Таковыми являются штанговые и трубчатые дизель-молоты.

Чрезвычайно низкая влажность лессовой толщи, наличие прочных гипсовых включений, создающих дополнительные цементационные связи ($C=0,5+1,0 \text{ кг/см}^2$), - все это отрицательно сказывается при забивке свай. В этой связи нами были опробованы следующие варианты забивки:

I способ - забивка свай в грунт с естественной влажностью;

II способ - то же, в предварительно увлажненный грунт;

III способ - в грунт с естественной влажностью, но с предварительной обмазкой тела свай бентонитовой пастой.

На опытном полигоне с помощью сваебойного агрегата С-870, оборудованного дизель-молотом С-268 (1800 кг), было забито 45 железобетонных 4-метровых свай сечением

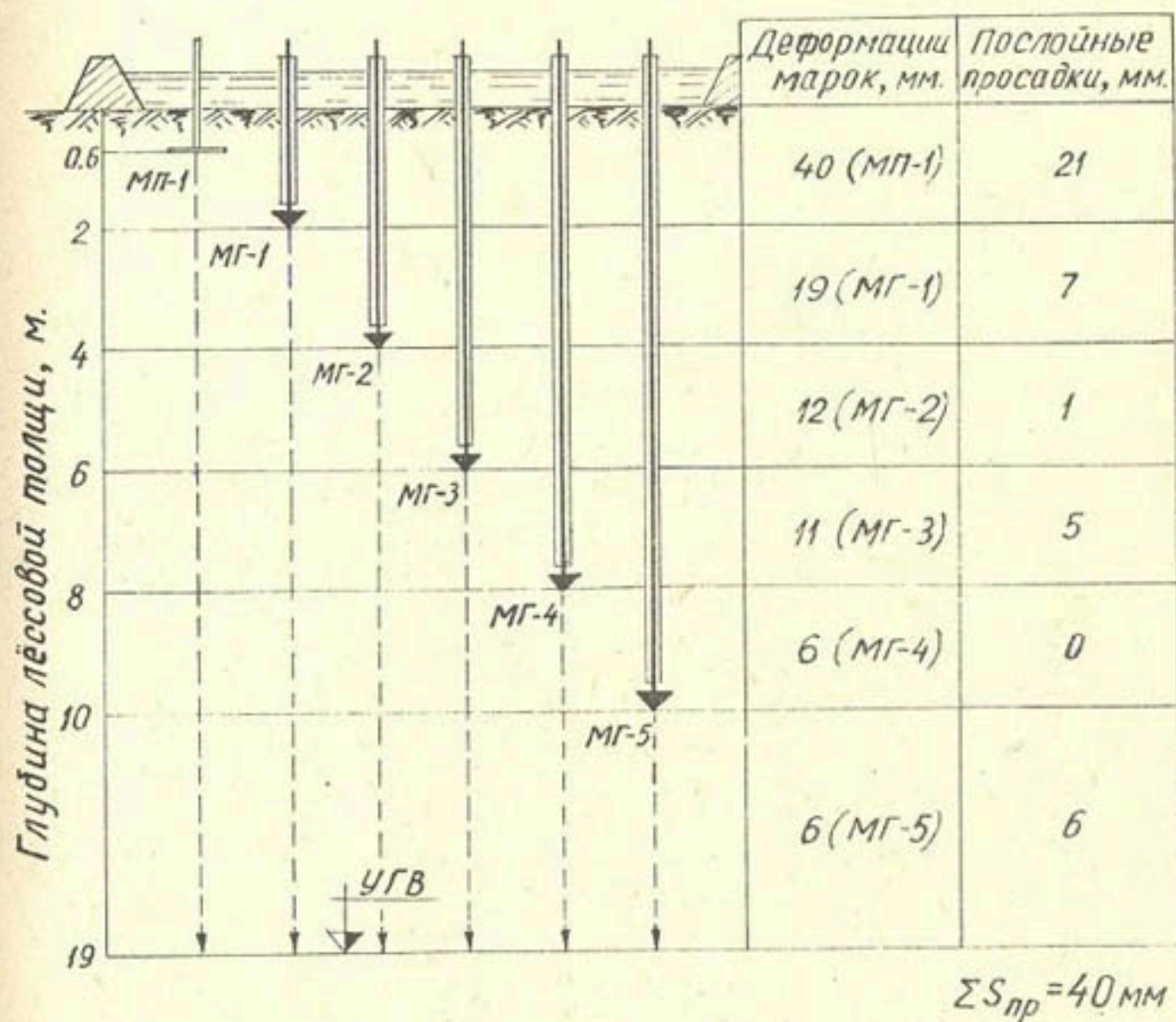


Рис. I. Величина осадок глубинных и поверхностных марок.

20x20 см на глубины 2,5, 3 и 3,5 м. Расположение свай в плане и зоны, в пределах которых были опробованы перечисленные выше способы забивки, приведены на рис.2.

Общепринятая стандартная технология устройства свайных опор под лотковые каналы (I способ) довольно обстоятельно изучена и освещена /9,10,12/. Не решен был подбор оптимального расхода воды для промачивания толщи на такую глубину, на какой бы процесс погружения сваи происходил без затруднений. Развитие формы контура смачивания зависит от множества факторов, в частности, от структурных особенностей, состава, свойств грунтов, формы и размеров источника увлажнения, глубины залегания грунтовых вод и т.п.

В наших опытах (рис.3) при расходе 20-40 л воды контур смачивания через 3 суток после увлажнения лунок напоминал окружность ($h_{40} = 0,9$ м, $\delta_{40} = 0,9$ м), а при дальнейшем замачивании до $Q = 50-75$ л принимал вытянутую книзу яйцеобразную форму размерами $\delta_{75} = 1,15$ м, $h_{75} = 1,3$ м. Влажность грунта в пределах контуров увлажнения была неодинакова. Так, у источника замачивания она составляла 23-25%, а у границ контура - 12-15%, при природной влажности 5-7%. При вскрытии лунок границы контура смачивания были четко обозначены на стенках шурфов. Забивка свай производилась при расходе 75 л воды на одну лунку диаметром 40 см и глубиной 40 см. Заметим, что аналогичные контуры смачивания были получены и в опытах Н.А.Осташева, описанных А.А.Кирилловым и Н.Н.Фроловым /8/, в условиях Никополя при увлажнении лессового массива через трубу.

III способ основан на так называемом явлении тиксотропии между лессовым грунтом и бентонитовой глиной /4/. Бентонит (в соотношении 1:3 к весу воды) являлся средой, уменьшающей трение сваи о грунт при забивке. Свая перед забивкой смазывается пастой 2 раза. На I сваю расходуется 0,5 кг пасты.

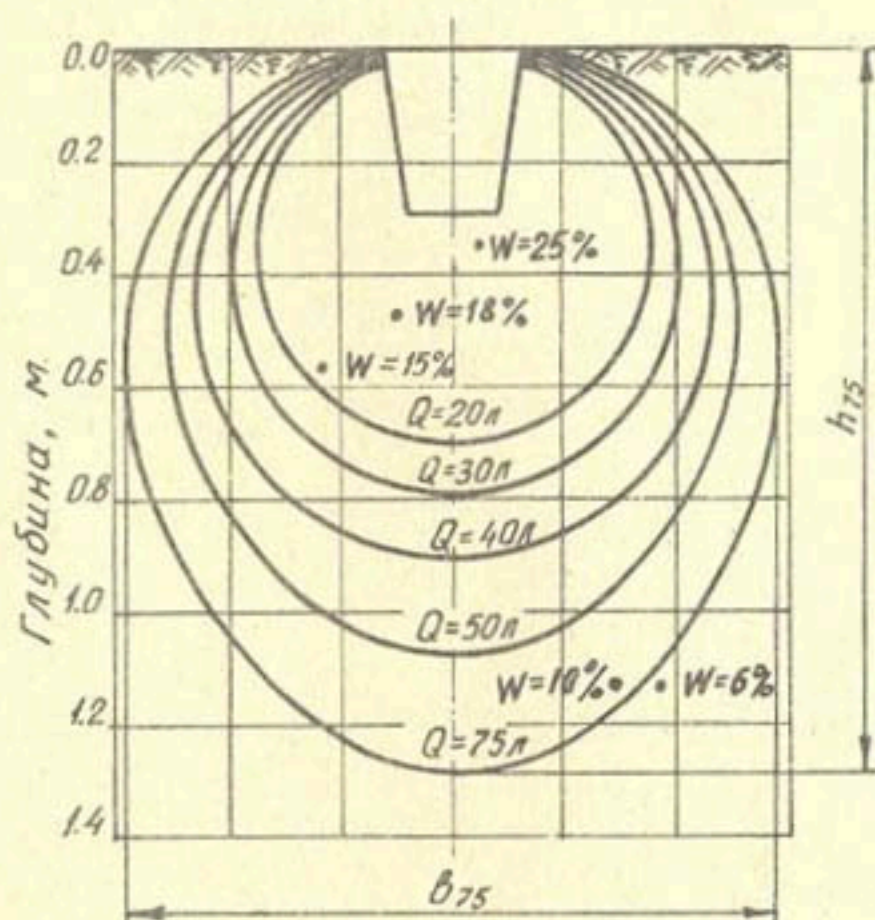


Рис.3.Контурь увлажнения лессового грунта через лунки небольшого диаметра.

Интенсивность погружения сваи в грунт косвенно может быть выражена такими показателями, как число ударов молота (n), скорость погружения сваи (U), величина отказа сваи при забивке (e_z) и добивке (e_d). Динамические испытания показали, что при забивке свай с предварительным замачиванием число ударов уменьшается в среднем на 37%, а средняя скорость погружения возрастает на 23% по сравнению с общепринятым способом (I) забивки. При сопоставлении величин n и U между I и III способами забивки (n_{III} на 20% < n_I , а U_{III} на 20% > U_I) разница менее ощутима (табл.2).

Если проследить за изменением отказа сваи в зависимости от способа забивки, то нетрудно заметить, что наибольший осредненный отказ ($e_z = 1,55$ см) наблюдался при III способе забивки; при II способе его величина понижалась ($e_z = 1,35$ см); самые низкие величины отказа были при I способе забивки ($e_z = 1,2$ см). При сравнении величин отказа в слое грунта от 3 до 3,5 м не отмечено значительного расхождения результатов. Параметры n и U также не зависели от способа забивки. Следовательно, ниже 3-метрового горизонта влияние факторов, облегчающих забивку свай, прекращалось. По нашему мнению, применение II способа будет эффективным при увеличении дозировки воды до 150 л на лунку. Рекомендованный Гипроводхозом (9) расход воды 30 л под I сваю недостаточен. При указанном нами расходе воды показатели U, n и e_z на всем пути забивки сваи могут быть улучшены. Принимая во внимание увеличение трудоемкости и стоимости II способа на 10-15% по сравнению с общепринятым, его можно рекомендовать лишь в особо неблагоприятных условиях для забивки свай (очень сухие суглинки, большая загипсованность грунтов, высокая их плотность и т.д.).

Способ III (обмазка бентонитовой пастой) менее эффективен. Применение же других тиксотронных материалов, например, жидкого стекла мономера ФА и т.п. неприемлем из-за

высокой стоимости материалов. Увлажнение основания и обмазка свай временно снижают сопротивление их при забивке. Заметим, однако, что в период "отдыха" процесс восстановления несущей способности свай по II и III способам проходит интенсивнее, чем по I. Об этом можно судить по увеличению коэффициента упрочнения (K_y) с 1,05 (I способ) до 1,12 (II способ). Очевидно, процесс упрочнения после 7-дневного отдыха не был еще завершен, но предполагается, что на длительное сопротивление способ забивки влияния не оказывает.

Таблица 2

Способ погружения:	Глубина погружения, м	Число уда-ров:моло-та (n)	Скорость погружения (м/мин)	Средняя величина от-каза свай, см		Расчетное сопротивление свай, т		$K_y = \frac{P_2}{P_1}$
				при забивке (e_1)	при добивке (e_2)	по от-казу при забивке (P_1)	по от-казу при добивке (P_2)	
I	2,5	103	1,32	1,38	1,25	17,8	19,1	1,07
	3,0	126	1,34	1,31	1,16	19,1	20,0	1,05
	3,5	143	1,24	0,90	0,75	24,8	25,7	1,04
	средн.	124	1,30	1,20	1,05	-	-	1,05
II	2,5	67	1,63	1,67	1,37	16,8	18,0	1,07
	3,0	89	1,66	1,52	1,25	17,0	19,7	1,16
	3,5	113	1,50	0,87	0,70	24,8	27,9	1,13
	средн.	90	1,60	1,35	1,11	-	-	1,12
III	2,5	73	1,70	2,23	1,70	14,6	16,4	1,12
	3,0	106	1,52	1,39	1,35	18,5	19,3	1,04
	3,5	130	1,48	1,03	0,97	22,4	23,1	1,03
	средн.	103	1,57	1,55	1,34	-	-	1,07

Статической нагрузкой было испытано 9 свай при различных режимах загрузки и замачивания (рис.2). Сваи нагружали железобетонными блоками, укладываемыми на щит специальной загрузочной платформы, которая была выполнена в виде коробки из разборных стенок-ферм и имела внутренние размеры в плане 2,5х3,5 м. К торцам щита жестко приваривались 8 тележек, обеспечивающих плавное перемещение щита с грузами по направляющим-швеллерам. Регистрация осадки (подъема) свай осуществлялась прогибомерами типа 6 ПАО с ценой деления 0,01 мм.

Экспериментально установлено /5/, что общее сопротивление висячей свай как в "сухих", так и в "мокрых" лессовых грунтах, удовлетворяет условию:

$$\rho = \rho_{\delta} + \rho_{\lambda},$$

где ρ_{δ} - сопротивление грунта по боковой поверхности свай;

ρ_{λ} - лобовое сопротивление свай.

Несущая способность свай на полигоне определялась по двум схемам. Первая (рис.4-а) предусматривала определение общего сопротивления, вторая схема (рис.4-б) - оценку сопротивления свай только по боковой поверхности (отрывался шурф и штольня к острию свай; острие полностью освобождалось от грунта). Нагрузки на сваю прикладывались по комбинированной схеме /15/: от 1/5 критической нагрузки на первой ступени нагружения до 1/10-1/15 - на последующих. Величины ступеней разгрузки, как правило, были двойными. Условное время стабилизации осадки свай в опытах принято 0,1 мм за последний час при "сухом" и за 12 час. при "мокрым" режимах испытания. Группа свай № 39, 42 и 45 была испытана по первой схеме без замачивания, № 30 и 33 - по первой схеме с замачиванием при нагрузке 7,8 т (соответствует расчетной нагрузке от 8-метрового лотка ЛР-80, наполненного водой), № 27 и 36 с замачиванием грунта в начале опыта. Критическая нагрузка по боковой поверхности

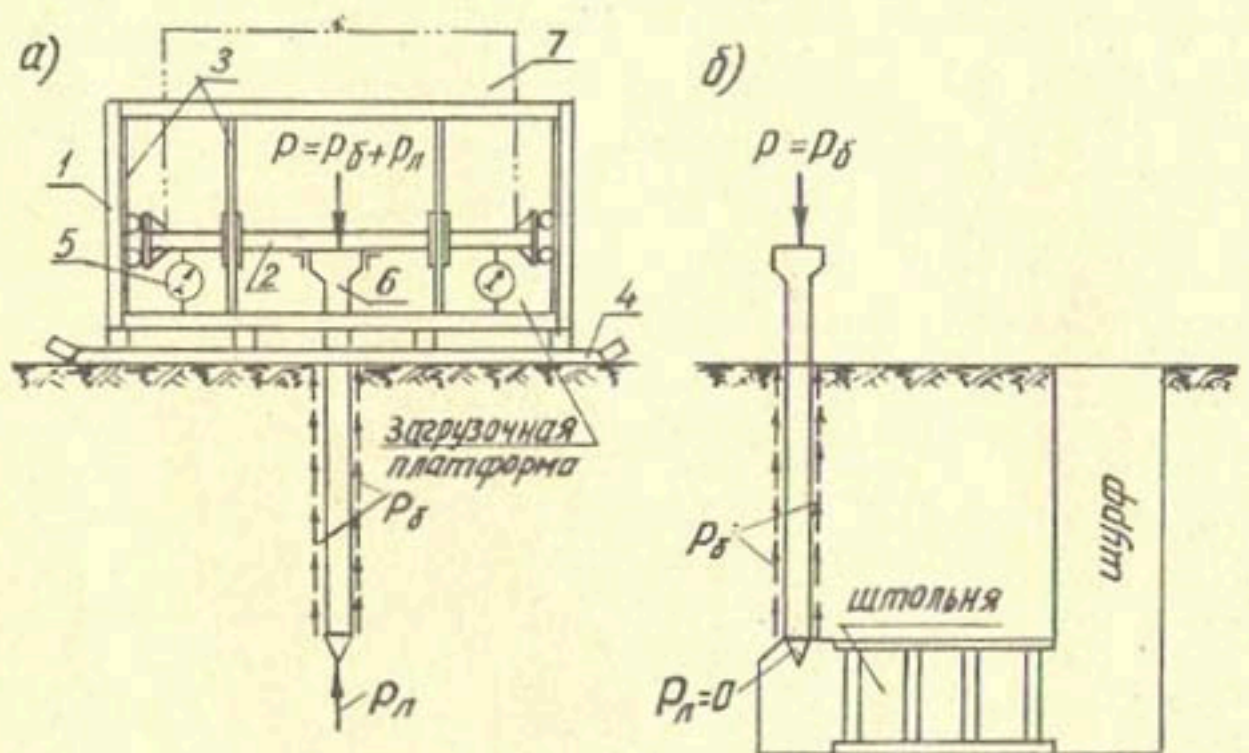


Рис. 4. Схема установки для статических испытаний свай-опор под лотковые каналы: 1-корпус; 2-щит; 3-направляющие; 4-основание; 5-прогибомер; 6-свая; 7-грузы.

свай (схема вторая) определялась на сваях № 44 (без замачивания) и № 38 (с замачиванием) (рис.5).

Варианты нагрузок, соответствующие началу замачивания, приняты из следующих соображений. В опыте с определением ρ_{σ} по второй схеме силы трения при замачивании лессового массива предполагались весьма малыми. По этой причине замачивание следовало вести с начала испытания. Для сопоставления критических нагрузок на острие свай (ρ_{σ}), боковую поверхность (ρ_{σ}) и общую (ρ) замачивание свай № 27 и 36 ($\rho_{кр}$) также велось с начала испытания. Таким образом создавались идентичные условия. Критическая нагрузка на сваю № 27 составила 12,2 т, на сваю № 36 - 13,9 т, а $\rho_{\sigma кр}$ (№ 38) - всего 4,7 т, т.е. 36% от $\rho_{кр}$ (с замачиванием). Испытание свай № 27 и 36 длилось 15-18 суток, общий расход воды в заливочные ямы составил 100-120 м³. Деформации с момента замачивания нарастали медленно. По мере промачивания толщи грунта под сваей скорость протекания деформаций увеличивалась, но характер деформаций был плавным. При нагрузке $\rho_{кр}$ величина их не превысила 25 мм. Критическая нагрузка сопровождалась "срывом" свай, т.е. увеличивающимися во времени незатухающими деформациями.

Графики осадок свай № 30 и 33 до замачивания показывали плавную кривую. Осадки свай были малы (до 3 мм при нагрузке 7,8 т). После замачивания осадка свай во времени и по абсолютной величине стала возрастать и при нагрузках 15-17 т ($\rho_{пр}$) достигла 30 мм. Участок графика в пределах от $\rho = 7,8$ т до $\rho_{пр} = 17$ т у свай № 33 имеет более крутой характер, чем у свай № 30, что объясняется неоднородностью грунта. Из диаграмм $S = f(\rho)$ видно, что критическая нагрузка для свай № 27 и 36 наступила гораздо раньше (горизонтально заштрихованная область на рис.5), чем для свай № 30 и 33. Это объясняется различным физическим состоянием грунта, зависящем от степени водонасыщения и действующего давления. Если промачивать грунт при отсутствии

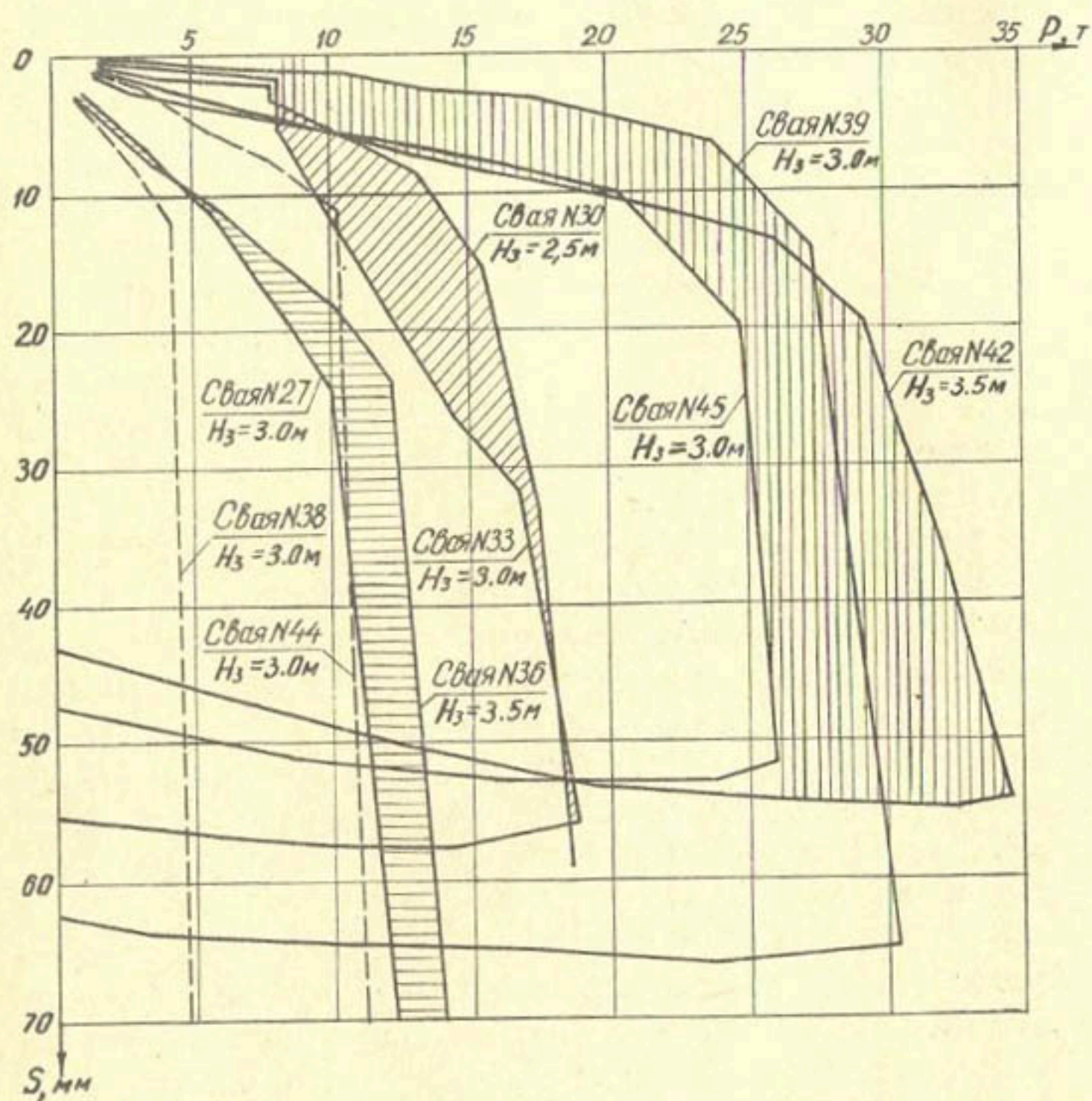


Рис.5.Осадка свай от нагрузки при различных условиях влажности грунтов.

нагрузки на сваю, то прочностные показатели околосвайного пространства грунта (C и φ) снижаются. Если же замачивание производить при наличии нормального (обжимающего) давления, передающегося через сваю на грунт, то расклинивающий эффект воды, вызывающий дополнительные деформации зоны вокруг сваи, снизится, а составляющие сопротивления сваи (ρ_s и ρ_δ) — увеличатся. Режим испытания оказывает влияние и на характер кривой. Так, более пологая она у свай с "сухим" режимом (особенно у свай № 42), наиболее крутая — у свай № 27 и 36, замоченных с начала испытания. Наш вывод подтверждается данными В.Н.Голубкова /6/, который отмечает, что в тех случаях, когда грунт, залегающий под острием, слабый, то при нагрузках, близких к предельным, наблюдается резкая осадка, кривая которой приближается по своей форме к гиперболической кривой; когда же грунт ниже острия плотный, то с увеличением нагрузки осадка сваи увеличивается постепенно, и кривая по своему виду напоминает параболу (характерно для свай № 42). Из рассмотрения графиков "подъем-разгрузка" у свай № 33 (с замачиванием) и 39, 42, 45 (сухие) видно, что упругие деформации находятся в прямой зависимости от величины критической нагрузки, иными словами, чем выше $\rho_{кр}$, тем больше упругий подъем. Так, упругий подъем сваи № 42 ($\rho_{кр} = 34,7$ т) составил 11 мм в то время, как подъем сваи № 33 ($\rho_{кр} = 18,9$ т) был незначителен (0,3 мм). Упругие деформации свай № 39 и 45 занимают промежуточное положение (2,5–4 мм).

Результаты испытаний позволили расчленить общее сопротивление на сопротивление по боковой поверхности, и по острию. Установлено, например, что при замачивании грунтов основания под нагрузкой (что наиболее отвечает реальным условиям) общее сопротивление снижается на 30%. Если же замачивание вести с начала испытания, то несущая способность сваи снизится уже на 50%. В грунтах с природной влажностью силы трения $\rho_{кр}$ составляют 35% общего

сопротивления свай. В замоченном основании $\rho_{кр}$ составляет 30–35% от общего сопротивления. Таким образом, при расчете несущей способности висячих свай учет сил трения обязателен. Для определения зон и степени увлажнения грунта после статических испытаний свай с замачиванием под каждой из них было пробурено по 3–4 скважины глубиной 5,5–6,0 м, на равном расстоянии друг от друга (1,0 м) (табл.3).

Таблица 3

Результаты определения влажности для свай № 27 и 33

Глубина, м	Свая № 27				Свая № 33			
	до замачивания (скважина 4)		после замачивания (скважина I)		до замачивания (скважина I)		после замачивания (скважина I)	
	W %	G	W %	G	W %	G	W %	G
1,0	6,4	0,19	17,9	0,52	5,3	0,15	22,7	0,67
2,0	6,0	0,17	23,9	0,67	4,8	0,14	23,4	0,66
3,0	4,9	0,14	26,7	0,78	8,6	0,25	19,7	0,58
4,0	7,4	0,21	25,4	0,73	6,4	0,19	24,7	0,72
5,0	9,0	0,26	26,4	0,77	8,9	0,26	22,9	0,67
6,0	8,6	0,26	25,0	0,75	9,4	0,28	24,9	0,74

В результате замачивания влажность грунта вблизи от свай № 27 увеличилась в среднем с 7 до 25%, а степень влажности грунта – с 0,20 до 0,78. У свай № 33 степень влажности достигла $G = 0,72$. Определяя влажность на разных расстояниях от свай, мы отметили резкое уменьшение ее в сторону от источника замачивания. Угол распространения влаги от валика заливочной ямы (это отчетливо просматривалось в шурфе к свае № 38) в период ее замачивания не превышал 30–35° к вертикали. До нижней границы увлажненного контура дойти ручным бурением не удалось, однако установлено, что W увеличивается на значительной глубине.

Возникновение зоны уплотнения вокруг забитых свай изучалось в шурфах-траншеях глубиной до 5 м, отрытых рядом со стволами свай при глубинах забивки 2,5; 3,0 и 3,5 м (рис.6).

На рис.6,а контурной линией очерчены границы уплотненного ядра под сваей № 32 (кр. 2), пунктирными — аналогичные зоны при глубине забивки свай 2,5 м (кр.1) и 3,5 м (кр.3). Определение по сетке с ячейками 20х20 см позволило установить высоту и ширину этой зоны. Максимальная высота ядра для сваи № 32 составила 0,9 м, ширина — 0,6 м (от оси в сторону). Ядро полностью не сформировано, так как при увеличении H_z до 3,5 м высота его увеличилась на 15 см. Размер интенсивно уплотненного ядра (до $\gamma_{св} = 1,6 \text{ т/м}^3$) не превышал 50 см в глубину и в обе стороны, т.е. 2,5 диаметра сваи. Можно утверждать, что в этой зоне дополнительные деформации не проявятся. На рис.6,б представлен литологический разрез лессовой толщи с прослойками различной текстурной окраски от очень светлых (супеси) до темных (глины). По характеру деформаций этих прослоек можно судить о механизме ударного погружения сваи в грунт и дальнейшей совместной работы сваи и грунта под нагрузкой.

Инструментальные наблюдения за осадками пяти лотковых каналов в х/совхозах № 11, 19, 25 на свайных и стоечных (для сравнения) опорах в период эксплуатации от I до 3-х лет и на опытной трассе в х/совхозе № 28 с длительным замачиванием отсеков показали, что осадки свайных опор были ниже (1-3 см), чем стоечных (до 3-6 см). Результаты испытаний опор в натурных условиях подтвердили это.

В ы в о д ы

I. В районах с грунтовыми условиями I типа по СНиП П-Б.1-62 свайные опоры под лотки-каналы более технологичны, индустриальны и экономичны, чем стоечные. По несущей способности они имеют ряд преимуществ перед послед-

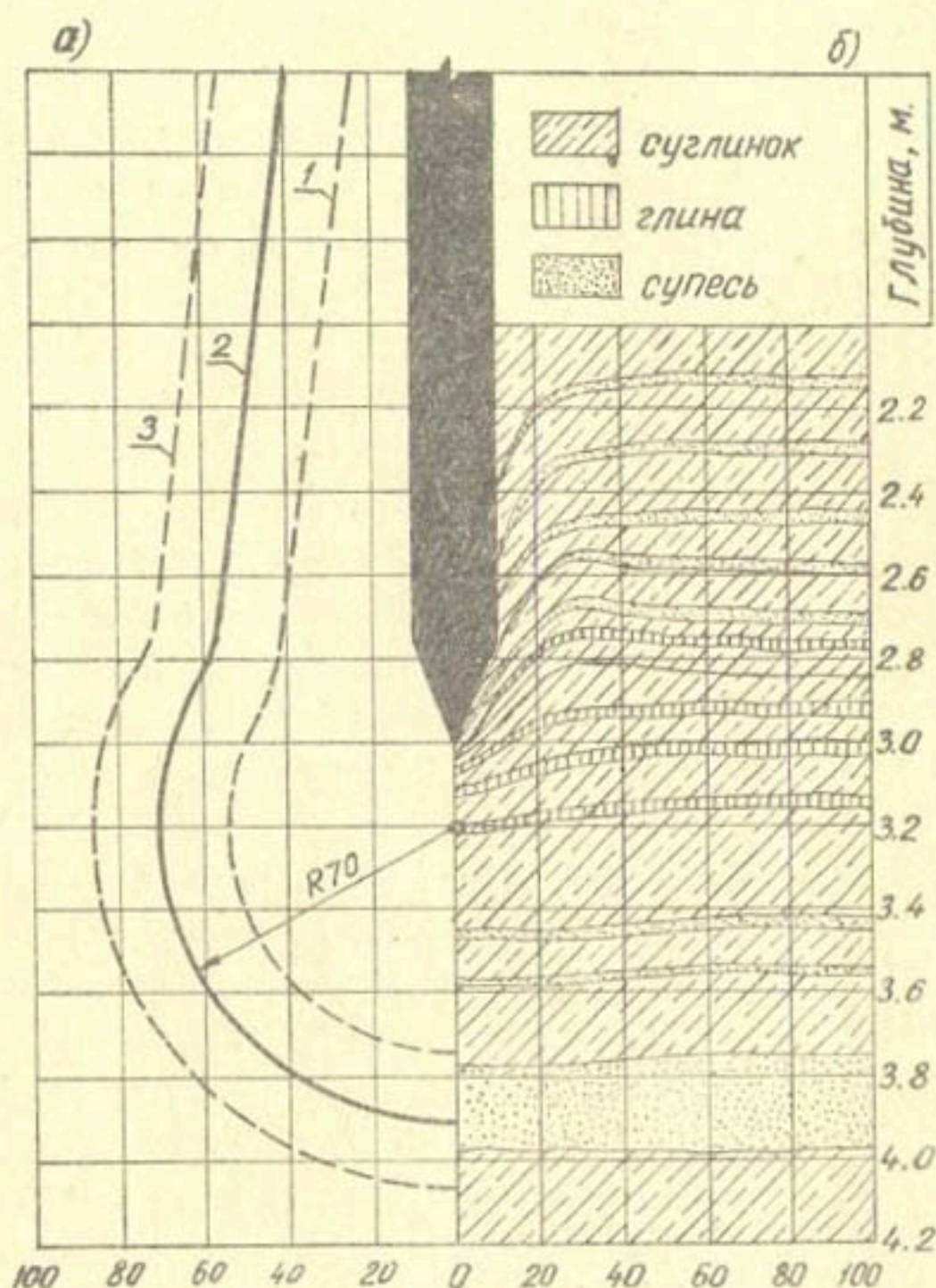


Рис.6.Свая № 32 в разрезе: а) зона уплотнения грунта вокруг свай при глубине забивки: 1-2,5м; 2-3,0; 3-3,5м; б) разрез вскрытой свай № 32 (L=3,0м).

ними, о чем говорят результаты инструментальных наблюдений за деформацией лотковых каналов и результаты статических испытаний.

2. При невозможности забивки свай по общепринятой технологии предварительное замачивание основания с расходом воды на лунку до 100–150 л создает необходимые условия для облегчения забивки. Способ погружения свай с обмазкой тиксотропными материалами, обладающими хорошим эффектом смазки, требует дальнейшей доработки в опытных условиях.

3. Общее сопротивление сваи складывается из бокового и лобового сопротивлений. Причем боковое составляет 35–40% от общего сопротивления (несущей способности) сваи.

4. Уплотненная зона охватывает область грунта, равную 5 диаметрам сваи как по глубине, так и в стороны от нее. Эта зона имеет минимальные деформации от действия внешних нагрузок.

5. В слабых лессовых грунтах I типа, залегающих на территории Голодной степи, с мощностью толщи до 4 метров при нагрузках до 8–9 т на сваю возможно применение забивных 4-метровых свай под лотковые каналы.

6. Минимальную глубину забивки свай рекомендуется принимать равной 3 м.

7. При строительстве свайных опор неотъемлемым требованием является пробная забивка 5 свай на I км лоткового канала (согласно ГОСТ 5686–51) и динамические испытания их с помощью отказомера.

ЛИТЕРАТУРА

- I. Акулиничев В.И. О механизации работ нулевого цикла при строительстве лотковой оросительной сети в условиях Голодной степи, Тезисы Всесоюзной научно-технической конференции по механизации водохозяйственных работ, 1969.
2. Аскарров Х.А. К вопросу строительства лотковой сети на просадочных грунтах, "Гидротехника и мелиорация", 1967, № 2.
3. Васькович К.А. Строительство железобетонных лотков-каналов на просадочных грунтах Голодной степи, "Гидротехника и мелиорация", 1963, № 12.
4. Гуменский Б.М. Основы физико-химических глинистых грунтов и их использование в строительстве, М., Стройиздат, 1965.
5. Григорян А.А., Мамонов В.М. Определение несущей способности забивкойисячей сваи в грунтовых условиях I типа по просадочности, "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1969, № 3.
6. Голубков В.Н. Несущая способность свайных оснований, М., Машстройиздат, 1950.
7. Каракулев А.В. Дизель-молоты, М., Машгиз, 1963.
8. Кириллов А.А., Фролов Н.Н. Гидротехнические сооружения на оросительных системах в лессовых просадочных грунтах, М., 1963.
9. Краткий отчет и рекомендации по применению свайных опор лотковых каналов в Голодной степи, М., Гипроводхоз, 1967.
10. Кузнецов В.А. Применение свайных опор при строительстве каналов-лотков, "Гидротехника и мелиорация", 1964, № 1.
- II. Определение несущей способности свай под лотковыми каналами, Научно-технический отчет ЦСЛ Голодностеп-строя, 1968.

12. Панасенко П.Д., Васькович К.А. Лотковые каналы на свайных опорах в Голодной степи, "Гидротехника и мелиорация, 1966, № 5.
13. Пулатов У.Ю. и др. Строительство оросительной сети из лотков-каналов в просадочных грунтах Голодной степи, "Гидротехника и мелиорация", 1961, № 10.
14. Работы по строительству лотковых каналов на свайных опорах, Научно-технический отчет ЦСЛ Голодно-степстроя, 1967.
15. Романов Д.А. Методы статических испытаний и оценки несущей способности свай, Киев, 1967.
16. Трофименков Ю.Г., Ободовский А.А. Свайные фундаменты для жилых зданий, М., Стройиздат, 1964.

Ш.МАХМУДОВ

МЕСТНЫЕ ЗАПОЛНИТЕЛИ ДЛЯ ПОЛИМЕРБЕТОНОВ

Свойства полимербетонов зависят не только от связующего, но и от вида, качества и количества заполнителей. Если в цементных бетонах минерально-петрографическая и химическая характеристики заполнителей незначительно влияют на свойства бетона, то в полимербетонах они весьма существенно отражаются на многих характеристиках.

Полимербетоны на фурфурольно-ацетоновом мономере и фурфурольной смоле (смолы ФД или ФОД) отверждаются сильными кислотами — бензолсульфокислотой ($C_6H_5SO_3H$), серной кислотой (H_2SO_4) или их смесью. Поэтому при изготовлении полимербетона необходимо употреблять кислотостойкие заполнители, так как при некислотостойких заполнителях нельзя исключить нежелательных химических реакций в зоне контакта органической и минеральной фаз, вследствие которых происходит постепенное разрушение структуры полимербетона.

Обычно кислотостойкие заполнители в тонкомолотом виде используются в качестве микрозаполнителей. Считают, что молотый заполнитель максимально наполняет пустоты, придает требуемую прочность, деформативность, повышает физико-химическую стойкость полимербетонов. Молотый заполнитель обладает большой удельной поверхностью, и, обвалакивая крупный заполнитель, предохраняет последний от взаимодействия с кислотой. В качестве же крупного заполнителя для изготовления полимербетона используются обычные инертные. К распространенным химически стойким заполнителям относят андезит, диабаз, кварц, гипс и др. Повышенную химическую стойкость полимербетонам придает введение графита и родственных ему материалов.

Плотины Сары-Курган, Беш-Алышский водный узел (Ферганская область) и другие водоскаты выполнялись из полимербетона, а в качестве заполнителя употреблялся молотый андезит — наиболее доступный и дешевый среди кислотостойких заполнителей. В настоящее время андезит применяется при изготовлении химически стойких мастик и растворов. Однако стоимость андезита довольно высокая — 40 руб. I т, а для изготовления I м³ полимербетона необходимо 800—1000 кг андезита. Высокая стоимость андезита обуславливается большими транспортными расходами — он доставляется с Кавказа, где добывается, по железной дороге и паромом через Каспийское море.

Проведенные нами исследования показали, что использование в качестве крупного заполнителя обычных, не кислотостойких гравия и щебня также ухудшает качество полимербетонов. Так, при испытании полимербетонных образцов по истечении 2—3 лет наблюдалось разрушение контакта между крупным заполнителем и обволакивающим его слоем раствора. На поверхности крупного заполнителя образовывался белый налет, видимый невооруженным глазом. Это говорит о том, что в зоне контакта происходит химическая реакция, очевидно, с кислотой и карбонатными примесями, которые входят в состав крупного заполнителя. То же наблюдалось у полимербетона на заполнителях из Чиназского и Сергелинского (Ташкентская область) карьеров.

Для определения возможности употребления местных заполнителей нами исследованы инертные из Юмалакского, Алмалыкского (Ташкентская область) и Карадарьинского (Самаркандская область) карьеров (табл. I; крупность гравия — от 5 до 20 мм).

Для сравнения кислотостойкого андезита с перечисленными заполнителями проведена серия опытов. Причем мы отошли от норм, установленных ГОСТом, и ставили опыты в условиях,

Таблица I

Химический состав заполнителей

Гравий	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	$\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$
Юмалакский	76,74	2,45	Сл.	9,94	1,08	0,57	1,2+0,7
Карадарьинский	73,54	2,25	"	10,08	1,45	1,34	1,8+0,9
Алмалыкский	70,52	8,18	10,55	0,5	Сл.	1,60	1,1+0,6

по нашему мнению, более близких к естественным. Пробы из этих заполнителей после тщательной промывки в течение двух месяцев выдерживались в кислотах (20%-ной соляной и 50%-ной серной), а затем определялись потери в весе. Вместе с андезитом для сравнения испытывался и молотый кислотостойкий кирпич (табл.2).

Таблица 2

Потеря в весе заполнителей после выдерживания в течение двух месяцев в кислотной среде

Материал	Потеря в весе, %	
	HCl	H_2SO_4
Песок юмалакский	15,93	10,58
Гравий "	11,26	2,65
Песок карадарьинский	16,1	11,1
Гравий "	12,3	4,5
Гравий алмалыкский	2,22	0,79
Песок "	3,16	3,16
То же молотый	4,64	4,51
Кирпич кислотоупорный молотый	0,79	0,27
Андезит молотый	3,66	2,43

III

Как видно из табл.2, заполнители из Алмалыкского карьера, находясь в кислотной среде, потеряли сравнительно мало в весе - 3-4%, а кислотостойкие кирпич и андезит - от I до 3%.

Для определения возможных химических реакций в зоне контакта с крупным заполнителем и отвержденной смолой были изготовлены образцы полимербетона следующего состава:

№ 1. Заполнитель - I в.ч., гравий Юмалакского карьера и молотый андезит в соотношении 1,5:1 по весу;

вяжущее - 0,1 в.ч., смола ФД;

отвердитель - 0,04 в.ч., смесь БСК с H_2SO_4 в соотношении 1:1.

№ 2. Заполнитель - I в.ч., гравий и молотый песок Алмалыкского карьера в соотношении 1,5:1;

вяжущее - 0,1 в.ч., смола ФД;

отвердитель - 0,04 в.ч., смесь БСК с H_2SO_4 в соотношении 1:1.

При испытании образцов через 1,5-2 года на изгиб и растяжение установлено, что структура разрушений у двух составов разная. У образцов состава № 1 разрушение произошло по раствору и поверхности гравия, образцы состава № 2 разрушились как по обволакивающему гравий раствору, так и по гравию. Соответственно и результаты испытаний разные. Образцы состава № 1 показали прочность при растяжении 40-50 кг/см², состава № 2 - 70-80 кг/см², а их прочность в 28-дневном возрасте была одинакова - 65-70 кг/см². При осмотре поверхности разрушений образцов с помощью лупы видно, что поверхность гравия обволакивает тонкий слой белого налета разный по толщине, свидетельствующий о прошедшей химической реакции.

В ы в о д ы

1. Для изготовления полимербетонов, которые отверждаются бензолсульфокислотой, серной кислотой или их смесью, необходимо употреблять кислотостойкие заполнители.

2. Инертные заполнители Алмалыкского карьера после тщательной промывки можно использовать для изготовления полимербетона вместо дорогостоящего андезита. Это снизит стоимость полимербетона на 20-25%.

С.И.КОТЛИК

ФОРМА ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ТРУБ ЦЕНТРИФУГИРОВАНИЕМ

Основным элементом при производстве труб центрифугированием служит металлическая форма, в которой происходит процесс формования изделия. Состоит она, как известно, из двух полуцилиндрических обечаек, бандажей, опорных колец, торцовых крышек и скрепляющих устройств.

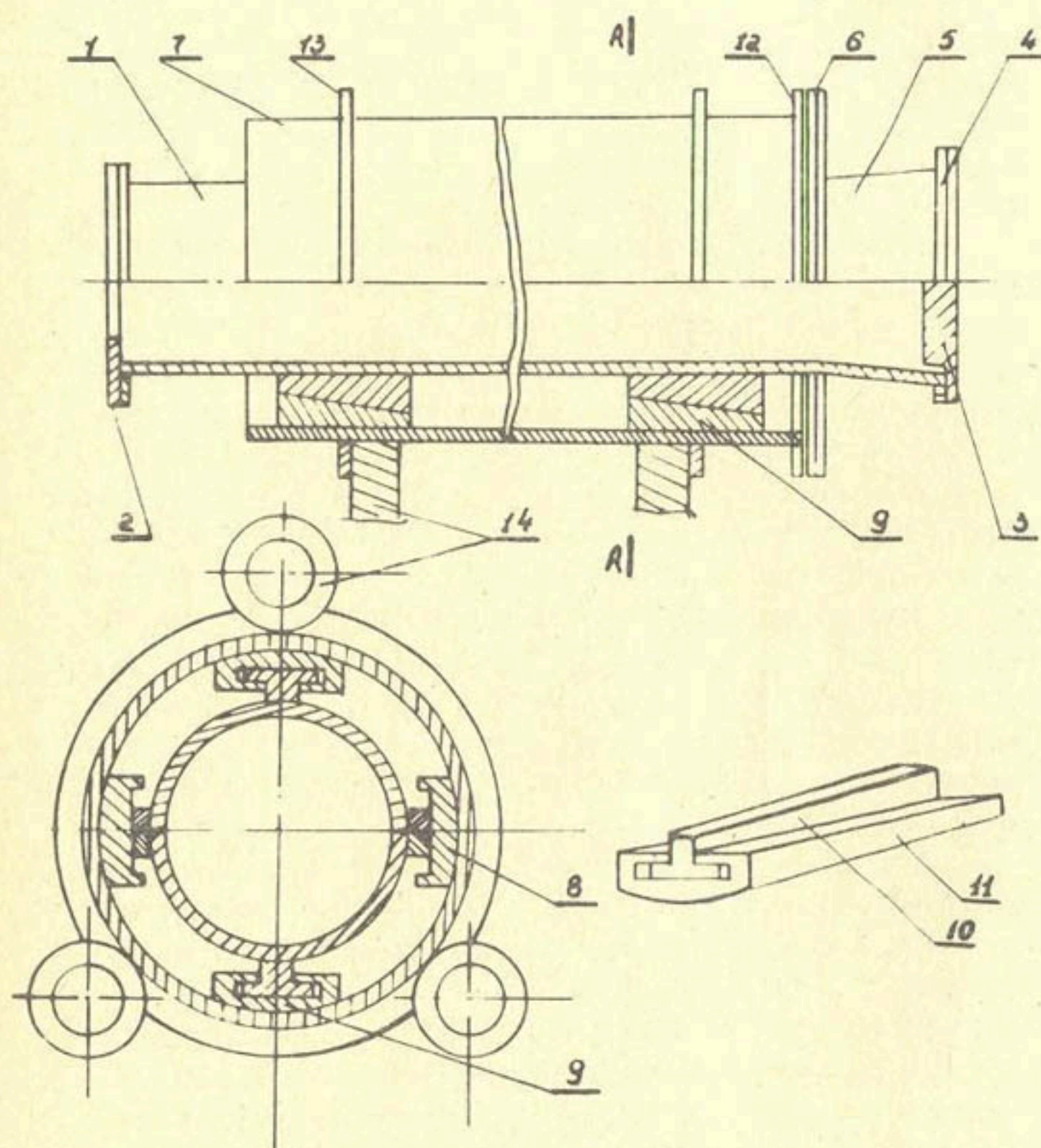
Широко известны несколько типов форм: разъемные из двух полуцилиндров, неразъемные из цельной трубы и формы с одним продольным разрезом вдоль образующей цилиндра.

Наиболее распространенными являются разъемные формы, применяемые для роликовых, ременных и осевых центрифуг.

Однако наряду с известными преимуществами разъемные формы обладают существенными недостатками: быстро выходят из строя, так как половины их легко деформируются при сборке и разборке; они требуют сборки и разборки после каждого производственного цикла, что является трудоемкой операцией, существенно удорожает стоимость изделия и часто нарушает балансировку формы.

В лаборатории Среднеазиатского научно-исследовательского института ирригации им.В.Д.Журина были проведены исследования новой конструкции металлической формы (рис.1), позволяющей устранить вышеуказанные недостатки.

Металлическая форма исследовалась применительно к изготовлению короткомерных дренажных труб (длина 500–800 мм, диаметр – 150–200 мм). Состоит она из двух цилиндрических полуформ 1, с одного торца закрыта полуфланцевыми крышками 2, имеющими отверстие для подачи смеси, другой торец заглушен крышкой 3, закрепленной на полуфланцы 4. При изготовлении раструбных труб крышка 3 крепится на разъемный раструб 5, подсоединяемый к форме 1 с помощью полуфланцев 6. Полуформы 1 установлены соосно внутри цилиндрического бандаж 7, где сжа-



По А-А

Рис. I

тое положение их зафиксировано направляющими 8 и двумя парами клиновых замков 9, установленных по концам формы I и состоящих из клиньев 10 и подкладок 11, которые закреплены к бандажу 7 болтами. Бандаж имеет торцовый фланец 12 и два ограничительных фланца 13. Опирается бандаж на ролики 14 центрифуги.

Смыкание и размыкание двух полуформ в предлагаемой конструкции производится за счет попарно установленных по концам полуформ клиновых замков, имеющих угол разъема, направленный в одну сторону. Поскольку полуформы свободно передвигаются в полости цилиндрического бандаж, появилась возможность производить смыкание и размыкание их в стационарно установленной на центрифуге форме, т.е. производить извлечение изделия, не снимая формы с центрифуги. Особенно удобно это при формовании изделий из быстротвердеющих материалов, например, полимерных или цементно-гипсовых.

Длительное испытание новой формы выявило ряд преимуществ конструкции, а именно: она долговечна в работе, не деформируется при смыкании и размыкании; ликвидирует трудоемкий процесс сборки и разборки; тщательное изготовление плоскостей соприкосновения полуформ ликвидирует утечку жидкости.

Х.Н.ХАМИДОВ

ПРОГНОЗ ПРОСАДОЧНОСТИ ГРУНТОВ ТРАССЫ
ПАРКЕНТСКОГО МАГИСТРАЛЬНОГО КАНАЛА

В настоящее время в УзССР проводится огромная работа по освоению и введению в эксплуатацию целинных земель Голодной и Каршинской степей, Сурхан-Шерабадской долины, основная часть которых сложена лессовыми просадочными грунтами.

Широкая распространенность лессовых грунтов заставляет серьезно задуматься над вопросами, которые неизбежно возникают при проектировании, в период строительства и эксплуатации сооружений, построенных на просадочных грунтах.

Подкомандная зона ныне проектируемого Паркентского магистрального канала (ПМК) тоже, в основном, является вновь осваиваемой территорией, сложенной в значительной части лессовыми просадочными грунтами.

Паркентский канал, проходящий по сложному рельефу местности в просадочных грунтах, имеет протяженность 107,3 км, из которых 74 км относятся к строительству канала I-ой очереди. Головной расход — $60 \text{ м}^3/\text{сек}$.

При изучении грунтов трассы ПМК мы ставили перед собой цель:

- а) получить характеристику физико-технических свойств лессовых просадочных грунтов трассы канала;
- б) составить прогноз ожидаемой просадочной деформации грунтов трассы канала и оснований отдельных крупных сооружений.

Физико-технические свойства лессовых просадочных грунтов трассы Паркентского магистрального канала определялись методами, рекомендуемым в государственных стан-

дартах. Учитывая это обстоятельство, в данной статье не приводится подробное изложение методики по изучению физико-технических свойств исследованных грунтов, а даны только окончательные результаты (табл. I, рис. I).

С целью получения прогноза просадки проведено более 100 компрессионных испытаний грунтов трассы Паркентского магистрального канала по методу Х.А. Аскарова, краткое описание которого приводится ниже.

Таблица I

Глубина отбора проб, м	Естественная влажность, %	Объемный вес скелета грунта, т/м ³	Удельный вес, т/м ³	Пористость, %	Примечание
1	2	3	4	5	6
1	5,2	1,37	2,58	46,90	Трасса ПМК,
2	8,1	1,35	2,60	48,08	ПК 184+40,
3	8,6	1,33	2,69	50,56	шурф № I
4	13,3	1,41	2,68	47,39	"
5	14,9	1,40	2,64	46,97	"
6	14,0	1,44	2,66	45,86	"
7	14,0	1,50	2,70	44,44	"
8	10,5	1,50	2,69	44,24	"
9	11,5	1,50	2,68	44,00	"
10	12,3	1,42	2,68	47,01	"
11	10,6	1,36	2,68	49,25	"
12	12,4	1,43	2,69	46,84	"
13	12,1	1,44	2,70	46,67	"
14	11,9	1,40	2,69	47,96	"
15	12,8	1,43	2,66	46,24	"
16	11,6	1,41	2,69	47,58	"
17	11,7	1,43	2,68	48,45	"
18	11,9	1,43	2,69	46,84	"
19	11,9	1,42	2,70	47,41	"
20	13,3	1,45	2,70	44,44	"

1	2	3	4	5	6
21	8,33	1,26	2,63	52,09	ПК 574+40,
22	3,9	1,43	2,63	45,63	шурф № 2
23	9,6	1,30	2,65	50,94	"
24	10,7	1,38	2,67	48,31	"
25	12,0	1,47	2,65	44,53	"
26	12,4	1,43	2,70	47,04	"
27	11,3	1,41	2,71	47,97	"
28	12,2	1,45	2,73	46,87	"
29	11,1	1,47	2,70	45,56	"
30	10,7	1,50	2,71	44,65	"
31	11,9	1,57	2,70	41,85	"
32	12,6	1,55	2,70	42,59	"
33	12,1	1,53	2,64	42,05	"
34	12,0	1,43	2,72	47,43	"
35	10,6	1,45	2,65	45,28	"
36	10,8	1,54	2,66	42,11	"
37	9,5	1,52	2,72	44,12	"
38	10,8	1,48	2,71	45,39	"
39	12,8	1,58	2,72	41,91	"
40	12,2	1,44	2,70	46,67	"

А. Методика исследования

Ход проведения опытов. Из монолита вырезаются 2-3 (в некоторых случаях 4-5) образца в дублирующие кольца компрессионного прибора. Далее определяется объемный вес влажного грунта и естественная влажность вырезанных образцов. Из числа вырезанных колец с грунтом отбирается два образца с одинаковыми или близкими объемными весами скелета грунта, расхождение между которыми не должно превышать 5%. Одновременно загружаются два прибора с образцами грунта, вырезанными из одного монолита.

Образец исследуемого грунта до бытового давления обжимается ступенями нагрузок по 0,20 или по 0,50 кг/см² в зависимости от темпа строительства и способа производства работ возводимых сооружений. В ходе опытов нагрузка меняется через каждые 3 часа, если достигнута стабилизация¹ деформации грунтов. Один из образцов после стабилизации деформации грунтов под "бытовым" (природным) давлением замачивается. По окончании замочки и достижении последней образцу грунта даются дополнительные нагрузки — пять ступеней по 0,20 (0,50) кг/см². Дальнейшее нагружение образцов производится по обычной методике компрессионных испытаний со ступенями нагрузок 2,0; 3,0; 4,0; 6,0 и 8,0 кг/см².

Второй образец грунта обжимается теми же ступенями нагрузок, но без замочки (при естественной влажности).

Цель ступенчатой загрузки грунта до бытового давления — восстановить ту нагрузку, под которой грунт находился в природных условиях.

Нагружение пятью ступенями нагрузок после замочки образца грунта под бытовым давлением по 0,20 или 0,50 кг/см², по мнению автора, довольно близко моделирует работу грунта основания сооружения, испытывавшего предварительную² замочку и воспринимающего постепенно увеличивающуюся нагрузку в зависимости от темпа строительства. Нагружение грунта в приборе после увлажнения сразу большими давлениями (1,0; 2,0; 3,0 кг/см²), как это рекомендуется в обычных методах компрессионных испытаний, плохо моделирует природные условия работы грунта и в результате получаются завышенные значения деформации после замочки.

¹ Под стабилизацией понимается момент протекания процесса деформации, когда расхождение между соседними показаниями индикатора не превышает 0,01 мм.

² Предварительная потому, что производится до начала строительных работ.

На основании произведенных опытов коэффициенты пористости и относительной просадочности исследуемых грунтов вычислялись одним из нижеприведенных способов расчета:

1.

$$\varepsilon_{\text{бит}} = \varepsilon_0 - \frac{\Delta h}{h} (1 + \varepsilon_0); \quad (1)$$

$$\Delta h = \Delta h_1 - \Delta h_2; \quad (2)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\gamma_{\text{уд}} - \gamma_{\text{ск}}}{\gamma_{\text{ск}}}; \quad (3)$$

$$\delta_{\text{пр.бит}} = \frac{\Delta h}{h} \cdot 1000 \text{ мм/м}, \quad (4)$$

где $\varepsilon_{\text{бит}}$ — коэффициент пористости грунтов с естественной влажностью под бытовым давлением;
 ε_0 — коэффициент пористости грунтов при нулевой нагрузке;
 Δh — суммарная деформация элементарного слоя, мм;
 Δh_1 — показание мессуры (индикатора) при компрессионных исследованиях образцов грунта, мм;
 Δh_2 — тарировочный коэффициент, устанавливаемый для каждого компрессионного прибора, мм;
 h — первоначальная высота образца изучаемого грунта, мм;
 $\gamma_{\text{уд}}$ — удельный вес грунтов, г/см³;
 $\gamma_{\text{ск}}$ — объемный вес скелета грунтов, г/см³;
 $\delta_{\text{пр.бит}}$ — коэффициент относительной просадочности грунтов, определяемый под бытовым давлением.

2.

$$\varepsilon_{\text{бит}} = \frac{h_{\text{п}}}{h_{\text{ск}}}; \quad (5)$$

$$h_{ск} = \frac{h}{1 + \varepsilon_0}; \quad (6)$$

$$h_0 = h - h_{ск}; \quad (7)$$

$$h_n = h_{n_0} - \Delta h; \quad (8)$$

$$\delta_{пр. \delta_{шт}} = \frac{\varepsilon_{\delta_{шт}} - \varepsilon'_{\delta_{шт}}}{1 + \varepsilon_{\delta_{шт}}} \cdot 1000 \text{ мм/м}, \quad (9)$$

где h_n — приведенная высота пористости, мм;
 $h_{ск}$ — приведенная высота твердой фазы (скелета грунта), мм;
 h_{n_0} — приведенная высота пористости при $\rho = 0$;
 $\delta_{шт}$ — коэффициент пористости грунтов после замочки под бытовым давлением.

Результаты произведенных расчетов даны в таблице 2.

Компрессионные испытания грунтов графически выражены как зависимость коэффициентов пористости (ε) от давления (ρ), т.е. $\varepsilon = f(\rho)$ для замоченного и не замоченного образцов грунта, отобранных из одной и той же глубины (рис.2).

Отличительными особенностями описанного выше метода /1,3,4 и 6/ являются:

а) ступенчатовозрастающее нагружение образца по 0,20 или 0,50 кг/см² производится с целью восстановления давления на него от веса вышележащих слоев грунта в природных условиях до его отбора;

б) замочка образца производится под природным давлением грунта, а не под какими-то произвольными нагрузками;

в) нагружение образца пятью ступенями нагрузок по 0,20 или 0,50 кг/см² после замочки автор рекомендует производить для учета веса возводимого сооружения на замоченной территории, который постепенно растет в процессе строительства;

г) возможность получения из графика компрессионных кривых величины просадки под любыми расчетными давлениями, помимо величины просадки под бытовым давлением.

Таким образом, по сравнению с существующими методами данный способ позволяет наиболее близко смоделировать работу грунта в природных условиях.

Б. Результаты проведенных исследований

С помощью компрессионных испытаний образцов грунта трассы Паркентского магистрального канала установлена их просадочность. В районе ПК 184+40 трассы канала наибольшая просадочность грунтов наблюдается на глубинах ниже 8,0 м от дневной поверхности. Исключение — 20-метровая глубина, где деформация значительно меньше по сравнению с вышележащими слоями (табл.2). Ниже 19-метровой глубины лесс более плотный и, следовательно, менее склонный к просадочным деформациям.

Одна из основных задач лабораторных исследований — определение ожидаемой величины просадочных деформаций толщи грунтов трассы ПКК.

На основании полученного экспериментального материала (табл.2) составлен прогноз просадки грунтов путем суммирования величин относительных просадок, метровых слоев по всей просадочной толще по формуле:

$$S = \sum_i^n \delta_{пр,i} H_i m, \quad (10)$$

Таблица 2

Но- мер	Место отбора проб грунта	Глубина отбора проб, м	Объемный вес ске- лета грунта, т/м ³	удельный вес, т/м ³	Сжатие метрового слоя, см/м
I	Трасса ПМК,	I	I,37	2,58	2,87
2	ПК 184+40	2	I,35	2,60	I,50
3	Шурф № I	3	I,33	2,69	I,20
4	"	4	I,4I	2,68	2,IO
5	"	5	I,40	2,64	2,20
6	"	6	I,44	2,66	2,00
7	"	7	I,50	2,70	I,84
8	"	8	I,50	2,69	2,00
9	"	9	I,45	2,68	3,60
IO	"	IO	I,42	2,68	7,80
II	"	II	I,36	2,68	II,70
I2	"	I2	I,43	2,69	I2,90
I3	"	I3	I,44	2,70	I3,40
I4	"	I4	I,40	2,69	I2,00
I5	"	I5	I,43	2,66	IO,40
I6	"	I6	I,4I	2,69	IO,00
I7	"	I7	I,43	2,68	9,30
I8	"	I8	I,43	2,69	9,00
I9	"	I9	I,42	2,70	8,00
20	"	20	I,44	2,70	I,II

$\Sigma = 124,92$ см,
или I,25 м

где $\delta_{np.i}$ — относительная просадочность, определяемая для каждого слоя грунта в пределах основания при P_i , равном бытовому давлению в середине рассматриваемого слоя;

H_i — толща того же слоя, см;

m — коэффициент условий работы основания (значение коэффициента см. в пункте 2,5 СНиП-П-Б-2-62);

n — число обжимаемых слоев, м.

Поскольку коэффициент m при $\delta > 2,0$ и для гидротехнических сооружений равен единице, то формулу (10) можно написать в более упрощенном виде:

$$S = \sum_i^n \delta_{np.i} \quad (11)$$

В результате подсчетов выявлена величина возможной просадочной деформации грунтов района ПК 184+40 трассы канала для 20-метровой толщ, она получилась равной 1,25 м.

Предложения и рекомендации по строительству канала на просадочных грунтах

1. Перед началом замочки трассы канала ее следует разбить на участки по сложности рельефа местности, по которой проходит канал. Это необходимо для выбора метода замочки.

2. Просадочные грунты трассы канала, проходящего по косогорной части, необходимо производить траншейным методом.

3. Замочку просадочных грунтов трассы, проходящей по равнинной части, следует производить методом предварительной поверхностной замочки с обвалованием /1,4/.

4. Под замочку следует отводить полосу, равную трехкратной ширине сооружения /1/ по всей ее длине.

5. Верхнюю недоуплотненную часть толщи просадочных грунтов, не подвергавшуюся значительным деформациям после замочки, можно доуплотнить до проектной плотности методом подводного взрыва /5/.

6. Участки, где канал проходит в насыпях или через опасные переходы, должны быть уплотнены с помощью тяжелых трамбовок либо способом химического закрепления -- силикатизацией грунтов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аскарлов Х.А. Строительные свойства лессовидных просадочных грунтов района Северо-Ташкентского канала, Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук, фонды АН УзССР, 1955.
2. Аскарлов Х.А. О соответствии лабораторного прогноза просадочности лессовых грунтов с натурными. "Вопросы гидротехники", Изд-во АН УзССР, вып.8, 1962.
3. Аскарлов Х.А. Оценка просадочности лессовых грунтов, "Строительство и архитектура Узбекистана", 1966, № 7.
4. Аскарлов Х.А. О методах замочки просадочных грунтов под гидротехнические сооружения, "Гидротехника и мелиорация", М., 1955, № 1.
5. Аскарлов Х.А. и Ядгаров З.Х. Уплотнение лессовых просадочных грунтов способом подводного взрыва, "Строительство и архитектура Узбекистана", 1967, № 5-6.
6. Хамидов Х.Н. Один из способов подготовки основания гидротехнических сооружений, возводимых на просадочных грунтах, Тр.САНИИРИ, вып.118, Ташкент, 1969.
7. СНиП-П-Б-2-62.

З.Х.ЯДГАРОВ

ИЗМЕНЕНИЕ ПЛОТНОСТИ ГРУНТОВ,
ИСПЫТАВШИХ ВОЗДЕЙСТВИЕ ПОДВОДНОГО ВЗРЫВА,
ВО ВРЕМЕНИ И ПРИ ПОВТОРНОЙ ЗАМОЧКЕ

Уплотнением грунтов можно изменить их физико-технические свойства. Так, при прочих равных условиях, с ростом плотности грунтов увеличивается сопротивление сдвигу, уменьшается коэффициент фильтрации, размеры деформаций под нагрузкой и т.п.

В настоящее время применяются различные методы и механизмы для уплотнения грунтов. Уплотнение верхнего слоя на глубину 50–60 см может быть достигнуто укаткой тяжелыми гладкими или кулачковыми (оптимальная толщина слоя 20–35 см) катками. Этот метод можно рекомендовать для глинистых грунтов. Песчаные грунты на глубину до 50 см хорошо уплотняются виброплитами. Тяжелые трамбовки дают возможность уплотнить грунт на глубину 1,5–2,0 м. Этот способ применяется для уплотнения глинистых и песчаных грунтов.

В последние годы разработан способ уплотнения лесовых грунтов с использованием энергии взрыва /2/. Взрыв производится при критической влажности грунта. Новый метод дает возможность уплотнить грунт на глубину 4–6 м, в результате чего получается экран толщиной 4–6 м, обладающий пониженной водопроницаемостью. Лаборатория инженерного грунтоведения САНИИРИ продолжает исследование эффективности и долговечности экранов, полученных этим методом.

В технической литературе имеются данные о долговечности грунтовых экранов, уплотненных другими способами.

Исследования, проведенные ГрузНИИГиМом /7/ на каналах Закавказья, показали, что экран толщиной 20 см, изго-

товленный из карьерных грунтов, сохраняет свои противofильтрационные свойства в течение 2-х лет. Разрушение более мощных экранов происходит значительно медленнее. При толщине экрана 40-50 см противofильтрационные свойства его не ухудшаются на протяжении 3-5 лет. По данным Г.В.Абелишвили /1/, потери воды на фильтрацию после уплотнения некоторых оросительных каналов уменьшились в 9-12 раз. Г.Т.Дадаев /3/ на основании двухлетних наблюдений пришел к выводу о достаточной стабильности экрана (созданного ударным уплотнением) во времени. Этот автор установил возможность уменьшения фильтрации грунтов ложа водоема этим методом в 15 и более раз. Б.И.Рутковский /6/, рассматривая вопросы борьбы с потерями воды на фильтрацию из небольших колхозных водохранилищ, указывает, что экран толщиной 25 см из укатанных связных грунтов уменьшает фильтрацию в 100-200 раз, причем ожидаемая долговечность экрана - около 50 лет. Исследованиями И.М.Шейхета /5/ установлено, что при толщине уплотненного экрана 1,2-1,4 м, противofильтрационные свойства его не ухудшаются на протяжении 8 лет.

Из вышеизложенного видно, что многие исследователи долговечность уплотненных грунтовых экранов характеризуют изменением фильтрационной способности по времени.

Чтобы иметь представление о долговечности грунтовых экранов, полученных способом подводного взрыва, мы вели наблюдения в лабораторных условиях за изменением водопроницаемости образцов, отобранных из экранов опытных котлованов, а в полевых - за изменением плотности грунтов экранов.

Лабораторные исследования проводились с лессовыми суглинками с территории НИСТО САНИИРИ. Для опытов использованы образцы ненарушенной структуры (естественной влажности) и отобранные после уплотнения способом подводного взрыва (состояние 1965. и 1968 гг.) (табл.1). Исследование

Таблица I

Глубина взятия образца, м	Грунты природного состояния				Уплотненный грунт 1965 г.				Уплотненный грунт 1968 г.			
	W	$\delta_{ск}$	K_{φ}	W	$\delta_{ск}$	K_{φ}	W	$\delta_{ск}$	W	$\delta_{ск}$	K_{φ}	W
0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,0	11,00	1,42	$4 \cdot 4 \cdot 10^{-5}$	21,00	1,59	$5 \cdot 3 \cdot 10^{-6}$	12,20	1,57	12,20	1,57	$5 \cdot 0 \cdot 10^{-6}$	12,20
2,0	12,00	1,45	$7 \cdot 0 \cdot 10^{-5}$	19,00	1,59	$4 \cdot 9 \cdot 10^{-6}$	11,30	1,59	11,30	1,59	$5 \cdot 1 \cdot 10^{-6}$	11,30
3,0	13,00	1,41	$3 \cdot 5 \cdot 10^{-5}$	21,00	1,56	$3 \cdot 5 \cdot 10^{-6}$	12,00	1,57	12,00	1,57	$4 \cdot 8 \cdot 10^{-6}$	12,00
4,0	13,50	1,41	$6 \cdot 2 \cdot 10^{-5}$	19,00	1,68	$5 \cdot 6 \cdot 10^{-6}$	12,70	1,60 ^{x)}	12,70	1,60 ^{x)}	$5 \cdot 1 \cdot 10^{-6}$	12,70
5,0	10,50	1,40	$5 \cdot 0 \cdot 10^{-5}$	19,50	1,68	$4 \cdot 1 \cdot 10^{-6}$	13,50	1,59 ^{x)}	13,50	1,59 ^{x)}	$4 \cdot 7 \cdot 10^{-6}$	13,50

x) — данные, требующие уточнения.

Примечание. W — влажность, %;
 $\delta_{ск}$ — объемный вес скелета грунта, г/см³;

фильтрационной способности грунтов заключалось в выявлении коэффициента фильтрации "Кф" на приборах ПВ /4,8/. Расчет величины коэффициента фильтрации произведен по формуле:

$$K_{\varphi} = \left[L \left(\frac{S}{h_0} : t \right) \frac{f}{F} \cdot \ell \cdot \frac{1}{z} h \cdot 864 \right]$$

- где K_{φ} - коэффициент фильтрации грунта в м/сутки, приведенный к температуре 10°C;
- t - время падения уровня воды, сек;
- f - площадь сечения пьезометра, см²;
- F - площадь кольца - 40 см²;
- ℓ - высота грунта, см;
- z - температурная поправка, равная $0,7 + 0,03 t_0$;
- t_0 - температура воды в приборе во время опыта;
- h - цена каждого деления шкалы пьезометра;
- 864 - пересчетный коэффициент на м/сутки;
- $L \left(\frac{S}{h_0} \right)$ - пересчетный коэффициент, зависящий от
- S - наблюдаемого падения уровня, см (соответственно равного количеству делений градуированной шкалы прибора);
- h_0 - первоначальной высоты уровня воды, см.

Данные, приведенные в табл. I, показывают отсутствие в уплотненных грунтах какой-либо тенденции к увеличению фильтрации во времени.

Полевые исследования проводились в котловане, уплотненном в 1965 г. способом подводного взрыва. В нем был заложен шурф для отбора проб на влажность и плотность с целью последующего сравнения данных 1965 и 1968 гг. Влажность определялась термостатическим методом, а объемный вес - методом режущего кольца (табл. 2).

Оказалось, что за трехлетний период существенного изменения плотности во времени не происходит, а уплотненный слой при достаточной его толщине (4-6 м) обладает

устойчивыми противofильтрационными свойствами (табл.2, рис.1).

Таблица 2

Глубина взятия образца, м	Уплотненный грунт			
	состояние 1965 г.		Состояние 1968 г.	
	W , %	$\delta_{ск}$, г/см ³	W , %	$\delta_{ск}$, г/см ³
1,00	21,50	1,59	10,20	1,57
2,00	19,10	1,59	13,00	1,56
3,00	21,30	1,56	14,00	1,55
4,00	19,3	1,68	15,70	1,65
5,00	19,60	1,68	14,60	1,62
6,00	-	-	14,50	1,56
7,00	-	-	13,30	1,54
8,00	-	-	14,20	1,54
9,00	-	-	13,40	1,54
10,00	-	-	13,60	1,55

Таблица 3

Глубина взятия образца, м	Состояние 1965 г.		Состояние 1968 г.	
	W , %	$\delta_{ск}$, г/см ³	W , %	$\delta_{ск}$, г/см ³
1,00	22,30	1,62	25,00	1,63
2,00	23,30	1,62	23,50	1,63
3,00	23,60	1,60	24,00	1,59
4,00	23,30	1,62	22,00	1,60
5,00	23,50	1,61	23,20	1,57
6,00	-	-	22,50	1,55
7,00	-	-	20,00	1,54
8,00	-	-	17,00	1,55
9,00	-	-	17,00	1,54
10,00	-	-	17,00	1,55

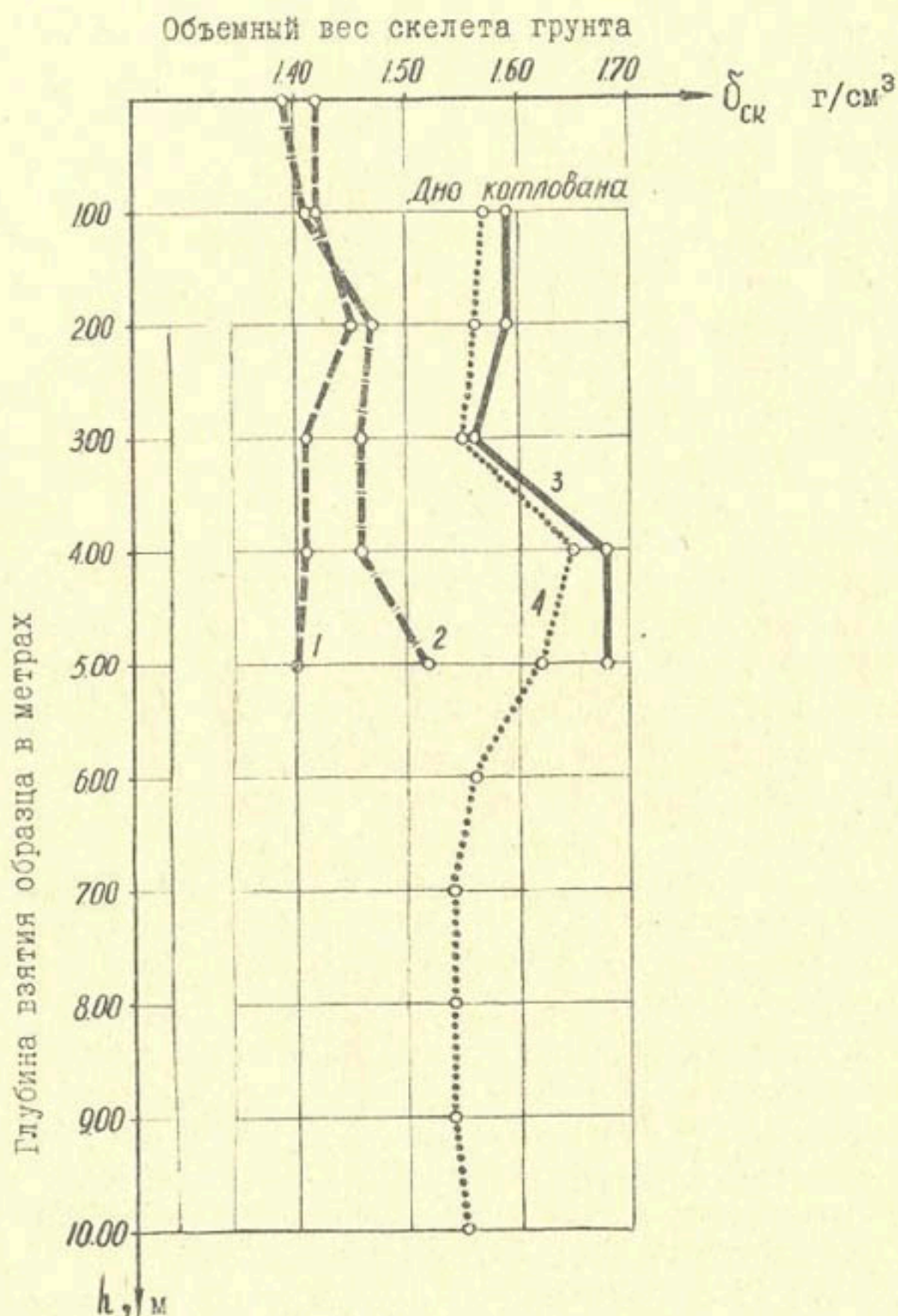


Рис. 1. График изменения объемного веса скелета грунта по глубине (1965, 1968 гг.):

- — объемный вес скелета грунта до замочки;
- — то же после замочки;
- — то же после взрыва, состояние на IXм-ц 1965г;
-○..... — то же после взрыва, состояние на IUm-ц 1968г.

Большой интерес представляет выявление изменения плотности грунтов, уплотненных методом подводного взрыва, при повторной замочке. Для решения этого вопроса в 1968 г. в одном из опытных котлованов была произведена повторная замочка (в течение 15 дней) грунтов, уплотненных в 1965 г. Затем был пройден шурф и отобраны пробы на влажность и плотность (табл.3, рис.2).

Результаты исследований свидетельствуют о том, что повторная замочка даже без нагрузки от сооружения не вызывает разуплотнения грунта верхних горизонтов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абелишвили Г.В. Опыт противофильтрационного уплотнения грунтов в оросительных каналах, Информационный бюллетень Гипроводхоза, 1958, № 1.
2. Аскарлов Х.А., Ядгаров З.Х. Уплотнение лессовых просадочных грунтов способом подводного взрыва, ж."Строительство и архитектура Узбекистана", 1967, № 5-6.
3. Дадаев Г.Т. Уплотнение грунтов в ирригационном строительстве, Материалы к объединенной научной сессии по хлопководству в Ташкенте, МСХ СССР, 1957.
4. Инструкция к прибору для определения водопроницаемости грунтов "ПВ-2", Московский Совнархоз, Завод "Буровая техника", М., 1959.
5. Научно-технический отчет лаборатории инженерного грунтоведения САНИИРИ за 1965 г. по теме: "Изучение изменения во времени противофильтрационных экранов из лессовых грунтов", Архив САНИИРИ.
6. Рутковский Б.И. Строительство противофильтрационных экранов из уплотненных грунтов, Научные труды УкрНИИГим, вып.78/4, Киев, 1958.

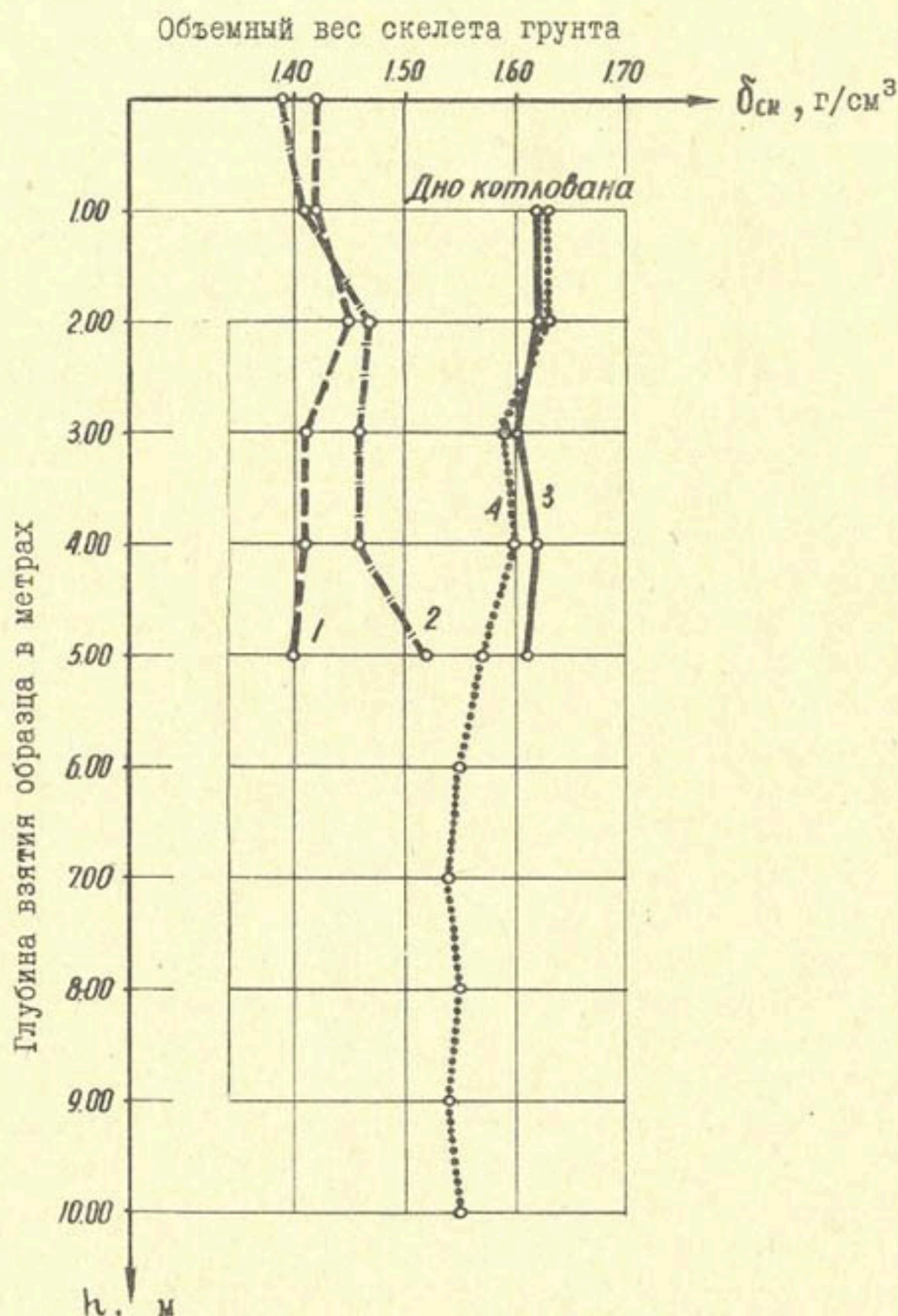


Рис. 2. График изменения объемного веса скелета грунта по глубине при повторной замочке (1965, 1968 гг.):

- - объемный вес скелета грунта до замочки;
- |○-| - то же после замочки;
- - то же после взрыва, состояние на IXм-ц 1965г;
-○..... - то же после взрыва, при повторной замочке 1968г.

7. Хлебников С.Г., Абелишвили Г.В., Кервалишвили Д.М.
Ударное уплотнение грунтов в каналах и водоемах
для борьбы с фильтрацией и строительство кана-
лов выштамповыванием, ж. "Гидротехника и мелиора-
ция" 1955, № 6.
8. Чаповский Е.Г. Лабораторные работы по грунтоведению
и механики грунтов, М., Госгеолтехиздат, 1958.

К.К. АДЫЛОВ

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ СУПЕСИ НА СЖАТИЕ
ПОД БОЛЬШИМИ ДАВЛЕНИЯМИ

В Средней Азии возводится несколько высоконапорных земляных плотин. К ним относятся плотины Нурекской (выс. 300 м, р. Вахш), Чарвакской (выс. 180 м, р. Чирчик), Токтогульской ГЭС (выс. 220 м, р. Нарын), Пачкамарское водохранилище и др. Строительство подобных сверхвысоких земляных плотин требует научного подхода к решению вопроса о выборе оптимальных условий возведения тела плотины, т.е. плотности и влажности укладываемых грунтов. Вопрос установления этих величин для низко и средненапорных земляных сооружений, возводимых из лессовых грунтов, достаточно основательно проработан отдельными исследователями /2/. Однако результаты их не могут быть применены в практике, так как требуют уточнения и проверки для других разновидностей лессовых грунтов. Поэтому перед исследователями встал вопрос глубокого изучения поведения грунтов под большими давлениями. Актуальность этого вопроса возросла в связи со строительством плотины Нурекской ГЭС, ядро которой возводится из лессовых грунтов. При 300-метровой высоте Нурекской плотины нагрузка на грунты основания будет достигать $50-60 \text{ кг/см}^2$.

В 1962 г. вопрос поведения грунтов под большими давлениями начал изучаться в лаборатории инженерного грунтоведения САНИИРИ под руководством к.т.н. Аскарва Х.А. Результаты первого этапа исследований, объектом которого был лессовый суглинок из Лангарского карьера Нурекской ГЭС опубликованы /1/. Второй этап связан с изучением лессовой супеси с территории НИСТО САНИИРИ.

Физико-технические показатели подопытного грунта:
естественная влажность - 2,0%; удельный вес - $2,66 \text{ т/м}^3$;

предел текучести — 26%; предел раскатывания — 21%; число пластичности — 5; максимальная молекулярная влагоемкость — 14%.

Гранулометрический состав пылеватой супеси (мм):

Песчаные фракции, мм				Пылеватые фракции, мм		Глинистые фракции, мм		сумма %
0,5	0,5— —0,25	0,25— —0,10	0,10— —0,05	0,05— —0,01	0,01— —0,005	0,005— —0,001	0,001	
0,58	1,12	1,09	5,64	72,31	12,49	3,32	3,45	100

По пластичности, гранулометрическому составу и максимальной молекулярной влагоемкости грунт представляет собой пылеватую супесь. Химический состав водных и солянокислых вытяжек показывает, что грунт имеет слабое засоление.

Уплотняемость и оптимальная влажность грунта. В земляных плотинах для достижения наибольшей прочности и водонепроницаемости, а также для предотвращения интенсивной осадки, грунт должен быть оптимальной плотности. Уплотняют его трамбованием, укаткой специальными катками и другими способами. Максимальное уплотнение грунта с наименьшей затратой работы достигается при оптимальной влажности, которая в производственных условиях определяется перед началом земляных работ опытным путем. В нашем опыте оптимальная влажность грунта определялась по стандартной методике на приборе ДОРНИИ и оказалась равной 14%. При уплотнении грунта оптимальной влажности с затратой работы 25 и 100 кгм получились объемные веса соответственно 1,71 т/м³ и 1,80 т/м³ (объемный вес скелета грунта). Кривая уплотнения при 100 кгм дает отказ и имеет максимум 1,80 т/м³, соответствующий оптимальной влажности. Это указывает на то, что дальнейшая затрата работы на уплотнение неэффективна, степень водонасыщенности грунта при этой плотности равна 0,824 (рис. I). При высоких исходных влажностях значение объемного веса скелета грунта падает. Это объясняется высокой степенью водонасыщен-

лессовая супесь

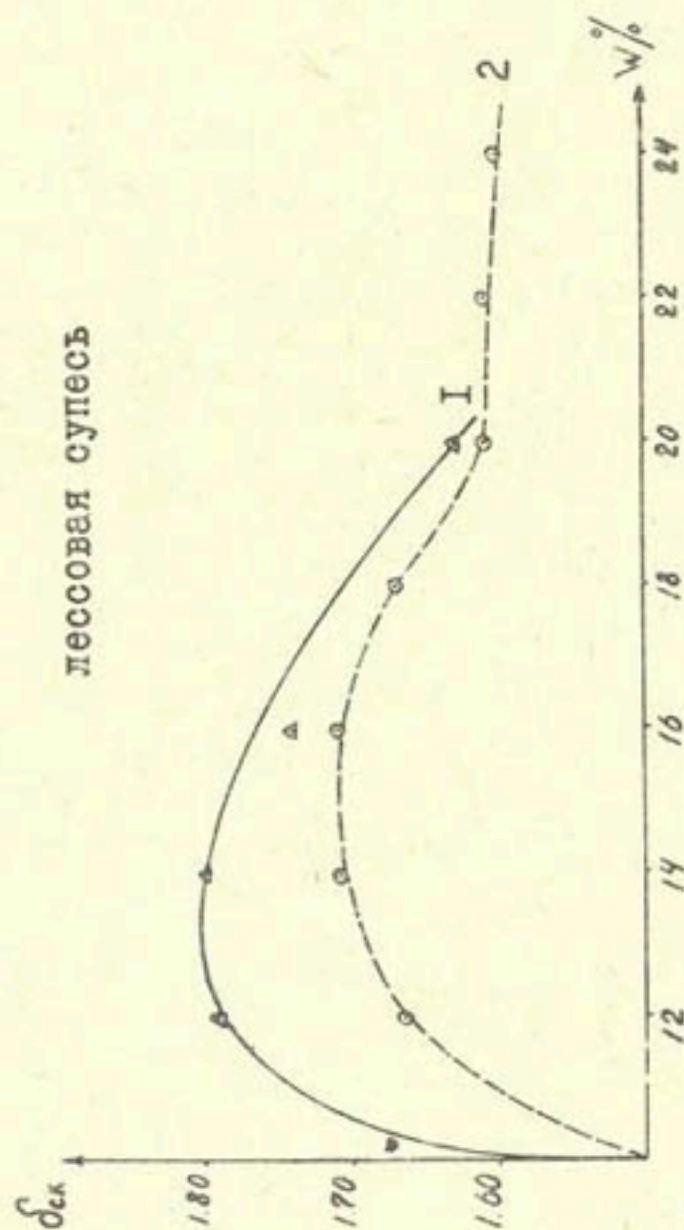


Рис. 1. Кривая зависимости плотности от влажности грунта при 25 и 100 ударах: 1—100 ударов, или 100 ктм; 2—25 ударов, или 25 ктм.

W %	δсн	G
12	1.665	0.534
14	1.71	0.700
16	1.71	0.762
18	1.67	0.820
20	1.61	0.834
22	1.61	0.917
24	1.60	1.000

при 25 ктм

W %	δсн	G
12	1.79	0.670
14	1.80	0.824
16	1.74	0.800
18	1.67	0.820
20	1.63	0.870

при 100 ктм

ности, отрицательно влияющей на уплотняемость грунта.

Известно, что осадка грунта в теле плотины зависит от его состава, степени плотности, влажности, а также от веса вышележащей толщи. При проектировании плотин необходимо предусмотреть такую плотность грунта, чтобы под весом вышележащих слоев, а также при увлажнении в процессе подъема воды в верхнем бьефе водохранилища он не претерпевал больших деформаций. Однако следует помнить, что структурная прочность грунта (являющаяся показателем устойчивости плотины) обеспечивается не только высокой плотностью. При послойной укатке она в значительной степени зависит от влажности, при которой производится укатка грунта. Грунт, укатанный при низких влажностях и малой степени водонасыщенности, несмотря на высокую плотность, может быть неводоустойчивым, легко разрушающимся при увлажнении. Поэтому задача обеспечения устойчивого состояния грунта состоит в том, чтобы установить такой объемный вес и влажность его в теле плотины, при которых воздействие увлажнения и собственного веса не вызовут деформаций в виде осадки, набухания и потери устойчивости.

Величина проектной плотности и влажности определяется на основании компрессионных испытаний грунта с различными влажностью и плотностью. По характеру компрессионных кривых выбирают такую плотность и влажность, которая обеспечивает наименьшую деформацию грунта в теле сооружения под фактическими нагрузками.

В наших исследованиях компрессионные свойства грунта изучались в диапазоне влажности от 12 до 20% с интервалом 2% и при исходных плотностях: 1,50; 1,60; 1,70 и 1,80 т/м³. Грунты испытывались в приборах типа СКГУ, модернизированных в нашей лаборатории с целью проведения испытаний под нагрузками до 60-70 кг/см².

Метод подготовки грунтов к исследованиям и методика самих исследований подробно изложены в нашей предыдущей работе /1/.

Результаты компрессионных исследований

1. Влияние начальной плотности на сжимаемость грунта. При исходных влажностях 14% и 16% начальные коэффициенты пористости грунта, характеризующие его исходную плотность при этих влажностях, лежат в пределах 0,773–0,478 (рис.2, 3). Коэффициенты пористости грунта различной плотности после стабилизации под нагрузкой 60 кг/см^2 располагаются в пределах от 0,480 до 0,400 для исходной влажности 14% и от 440 до 360 для 16%. При этом большей начальной плотности соответствует большая плотность (рис.4), интенсивность сжатия грунтов падает с увеличением начальной плотности.

На основании этого можно сделать вывод, что для предотвращения большой осадки грунт в нижних слоях высоких земляных плотин должен иметь возможно большую плотность. Попутно заметим, что такая плотность может быть обеспечена укаткой грунта в теле плотины. Метод отсыпки грунта в воду здесь не приемлем, так как он дает низкую плотность грунта ($\sigma_{ск} = 1,55\text{--}1,60 \text{ т/м}^3$), которая не обеспечивает сопротивления его высоким сжимающим усилиям ($50\text{--}60 \text{ кг/см}^2$).

2. Влияние исходной влажности на осадку грунтов. Для изучения этого вопроса компрессионные опыты проведены с грунтовыми образцами, имеющими различную исходную влажность (12, 14, 16, 18 и 20%) без дополнительного увлажнения в процессе опыта. Сжимающие нагрузки возрастали от 0,0 до $60,0 \text{ кг/см}^2$ (рис.5).

Из кривых моделей сжатия грунтов разной исходной плотности и влажности под максимальной нагрузкой $60,0 \text{ кг/см}^2$ видно, что

а) при увеличении исходной плотности модуль сжатия грунтов уменьшается в диапазоне всех исходных влажностей;

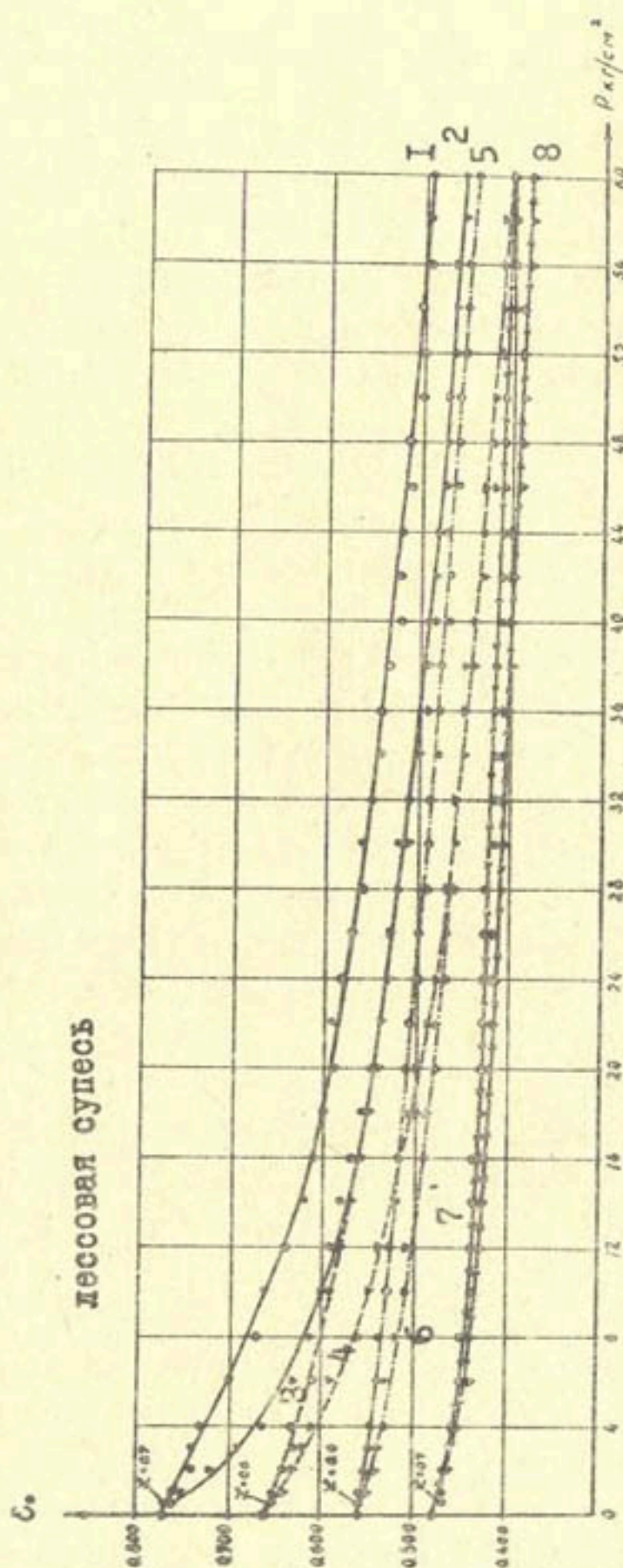


Рис. 2. Кривые сжатия грунтов с начальной влажностью 14% при различных исходных

плотностях:

- | | | |
|----|-----------------------------------|--|
| 1— | $\rho_{0H} = 1,50 \text{ г/см}^3$ | без замочки; |
| 2— | $\rho_{0H} = 1,50 \text{ г/см}^3$ | с замочкой при $P = 0,5 \text{ кг/см}^2$; |
| 3— | $\rho_{0H} = 1,60 \text{ г/см}^3$ | без замочки; |
| 4— | $\rho_{0H} = 1,60 \text{ г/см}^3$ | с замочкой при $P = 0,5 \text{ кг/см}^2$; |
| 5— | $\rho_{0H} = 1,70 \text{ г/см}^3$ | без замочки; |
| 6— | $\rho_{0H} = 1,70 \text{ г/см}^3$ | с замочкой при $P = 0,5 \text{ кг/см}^2$; |
| 7— | $\rho_{0H} = 1,80 \text{ г/см}^3$ | без замочки; |
| 8— | $\rho_{0H} = 1,80 \text{ г/см}^3$ | с замочкой при $P = 0,5 \text{ кг/см}^2$. |

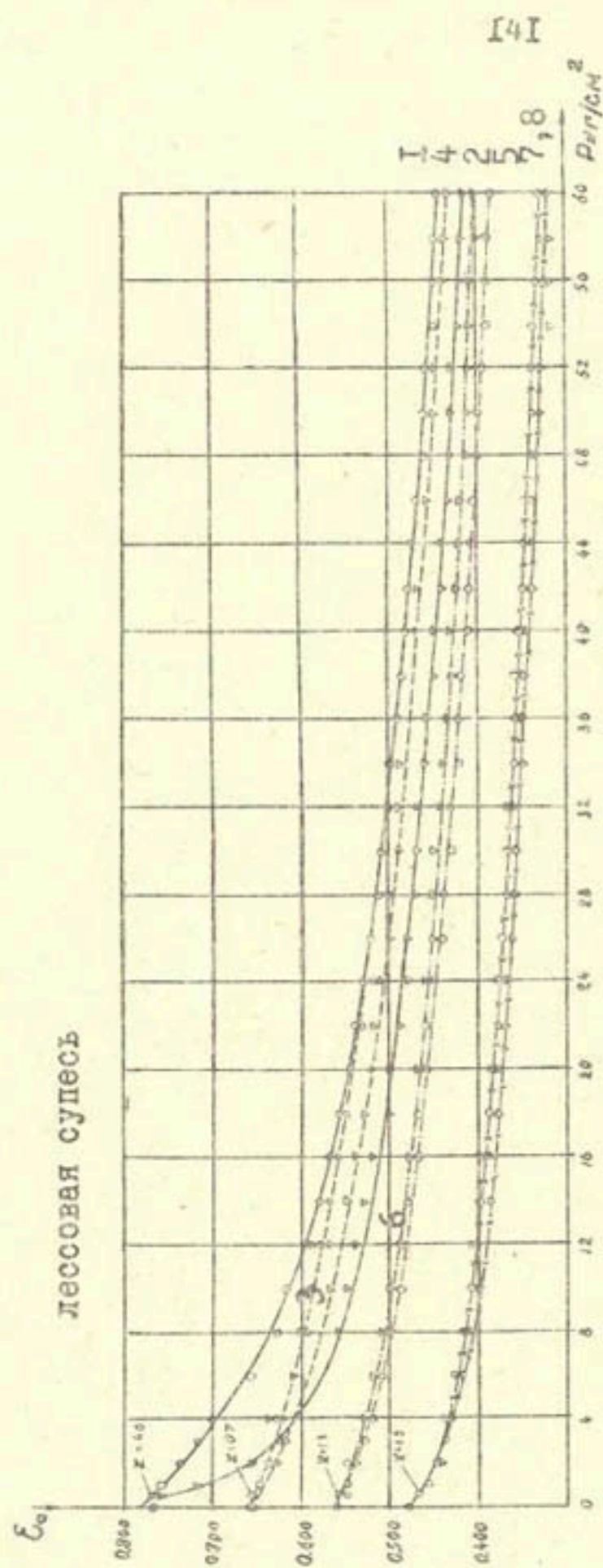


Рис. 3. Кривые сжатия грунтов с начальной влажностью 16% при различных исходных

плотностях:

- 1- $\rho_{сн} = 1,50 \text{ т/м}^3$ без замочки;
- 2- $\rho_{сн} = 1,50 \text{ т/м}^3$ с замочкой при $P = 0,5 \text{ кг/см}^2$;
- 3- $\rho_{сн} = 1,60 \text{ т/м}^3$ без замочки
- 4- $\rho_{сн} = 1,60 \text{ т/м}^3$ с замочкой при $P = 0,5 \text{ кг/см}^2$;
- 5- $\rho_{сн} = 1,70 \text{ т/м}^3$ без замочки
- 6- $\rho_{сн} = 1,70 \text{ т/м}^3$ с замочкой при $P = 0,5 \text{ кг/см}^2$;
- 7- $\rho_{сн} = 1,80 \text{ т/м}^3$ без замочки;
- 8- $\rho_{сн} = 1,80 \text{ т/м}^3$ с замочкой при $P = 0,5 \text{ кг/см}^2$.

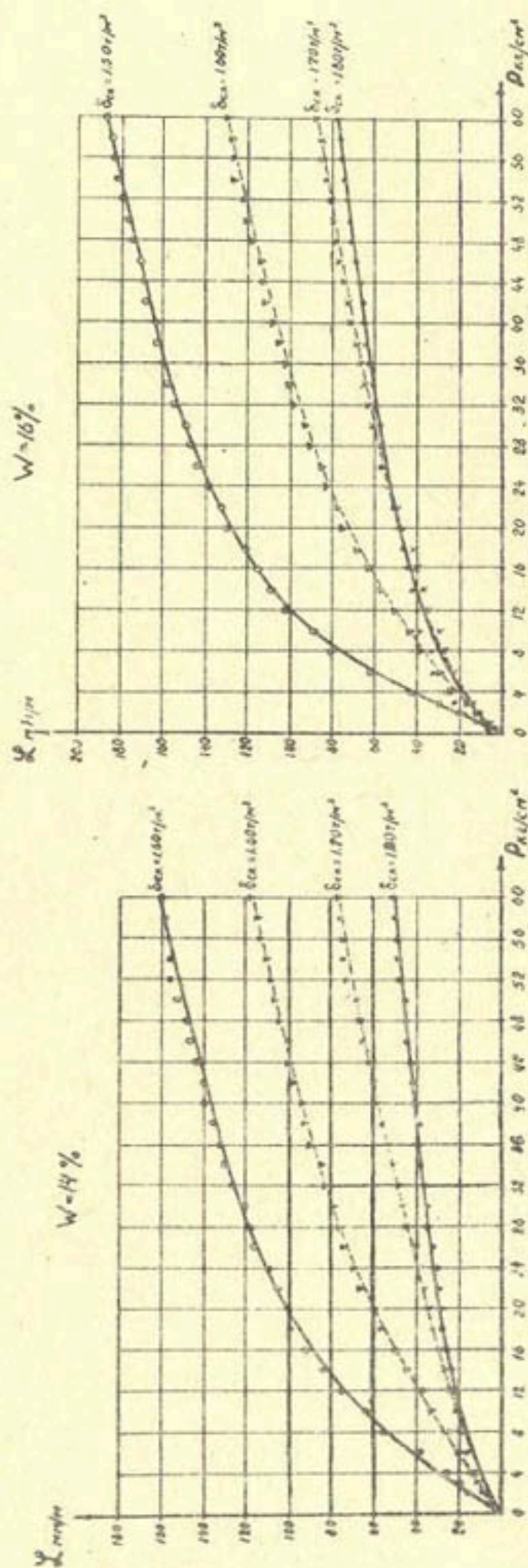


Рис. 4. Графики зависимости модуля осадка от величины вертикального давления и от исходной влажности и плотности (опыты проведены без дополнительного увлажнения).

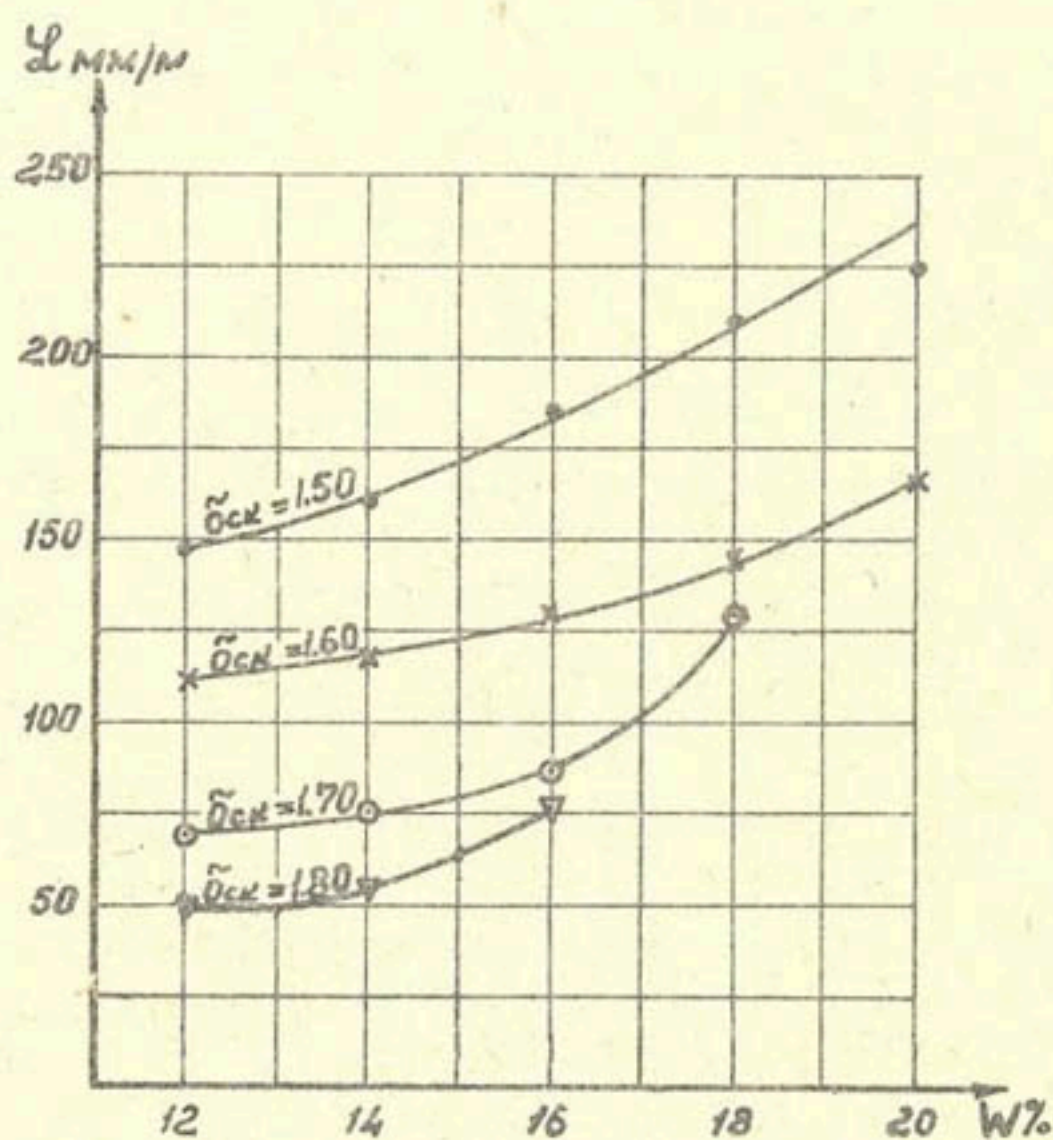


Рис.5. Зависимость модуля сжатия грунтов от исходной влажности и плотности под нагрузкой $60,0 \text{ кг/см}^2$.

- б) в пределах каждой отдельной кривой модуль сжатия увеличивается с увеличением исходной влажности;
- в) интенсивность увеличения модуля сжатия уменьшается с увеличением исходной плотности и влажности;
- г) наименьший модуль сжатия грунта (51-54 мм/м) соответствует плотности грунта $1,80 \text{ т/м}^3$ с влажностью 12-14% (табл. I).

Следовательно, наименьшая осадка грунта в теле высокой плотины будет обеспечена уплотнением этого грунта до $1,80 \text{ т/м}^3$ при оптимальной влажности 14%. Определение влажности грунта после компрессионных испытаний показало, что сжатие грунта под давлением $60,0 \text{ кг/см}^2$ шло без сжатия воды из пор грунта, степень его водонасыщенности с влажностью 14% и исходной плотностью 1,50- $1,80 \text{ т/м}^3$ возросла с 0,5-0,7 в начале опыта до 0,7-0,9 в конце.

3. Осадка водонасыщенных грунтов. Поскольку сжимаемость грунтов при увеличении влажности растет, то в процессе подъема воды в водохранилище может произойти доуплотнение грунта в теле плотины под влиянием его водонасыщения. Чтобы изучить степень этого влияния, компрессионные исследования грунтов проводились при двух вариантах: с сохранением начальной влажности в процессе всего опыта и с водонасыщением грунтовых образцов в начале опыта под давлением $0,5 \text{ кг/см}^2$. Результаты опытов, показанные на рис. 2, 3, 6 свидетельствуют о том, что по мере увеличения исходной плотности грунта деформация сжатия его, вызванная замочкой, уменьшается. Это говорит о том, что при сжатии уплотненных до высокой плотности грунтов роль диспергации, связанной с увлажнением, незначительна. Следует отметить, что наилучшими параметрами уплотнения грунта в теле плотины является влажность 14% и $\sigma_{ск} = 1,80 \text{ т/м}^3$.

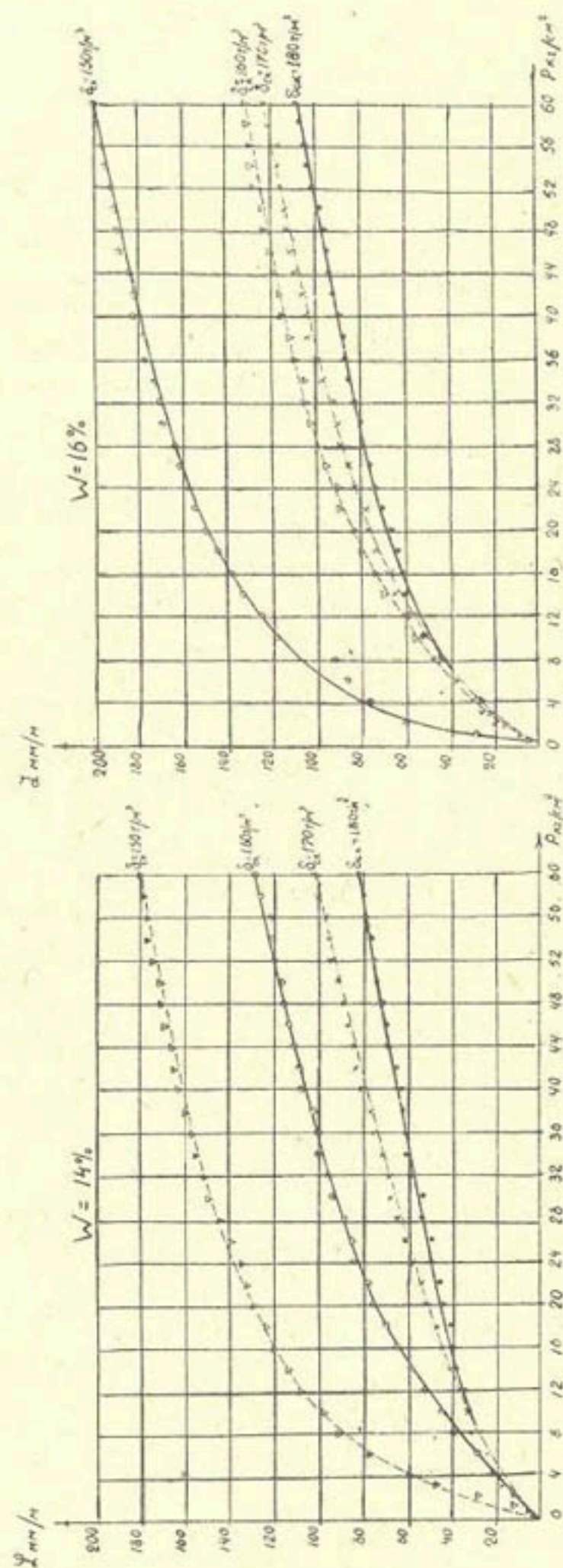


Рис. 6. Графики зависимости модуля осадка от величины вертикального давления и исходной влажности и плотности (опыты проведены с увлажнением при $P=0,5 \text{ кг/см}^2$).

Таблица I

Исходная: плот- ность грунта, т/м ³	Без замочки			С замочкой		
	ε	ζ	$\mathcal{L}$ мм/м	ε	ζ	$\mathcal{L}$ мм/м

W_{исх} = 12%

1,5	0,51	0,60	148	0,45	1,00	184,0
1,6	0,47	0,63	112	0,42	1,00	162,0
1,7	0,45	0,67	70	0,41	1,00	112,0
1,8	0,50	0,80	51	0,36	1,00	97,0

W_{исх} = 14%

1,5	0,48	0,55	160	0,45	1,00	180,0
1,6	0,46	0,71	118	0,45	1,00	128,0
1,7	0,44	0,71	76	0,40	1,00	103,0
1,8	0,40	0,90	54	0,38	1,00	81,0

W_{исх} = 16%

1,5	0,44	0,75	186	0,44	1,00	200,0
1,6	0,44	0,76	129	0,41	1,00	131,0
1,7	0,41	1,00	87	0,38	1,00	123,8
1,8	0,36	1,00	78	0,35	1,00	107,3

W_{исх} = 18%

1,5	0,4	1,00	210	0,40	1,00	207,0
1,6	0,36	1,00	145	0,35	1,00	192,0
1,7	0,35	1,00	131	0,34	1,00	114,0

W_{исх} = 20%

1,5	0,38	1,00	224	0,36	1,00	232,0
1,6	0,38	1,00	167	0,38	1,00	172,0

В ы в о д ы

Итак, все закономерности сжатия грунтов под большими нагрузками, установленные ранее для лессового суглинка /I/, полностью применимы к лессовой супеси и состоят в следующем:

1) Исследованный грунт имеет оптимальную влажность 14%.

2) Уплотнение грунта, имеющего оптимальную влажность, уменьшается с ростом исходной плотности. Минимальный модуль осадки равен 51-54 мм/м и получен при максимальной плотности грунта, равной 1,80 т/м³.

3) При дополнительном увлажнении грунтов наименьший модуль сжатия имеет грунт оптимальной влажности и максимальной плотности ($\delta_{ск} = 1,80 \text{ т/м}^3$).

4) Низкие деформативные свойства грунта, имеющего оптимальную влажность и максимальную плотность, дают основание принять $W = 14\%$ и $\delta_{ск} = 1,80 \text{ т/м}^3$ за наилучшие оптимальные уплотнения грунта, укладываемого в нижнюю часть высоких плотин.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аскарлов Х.А., Адылов К.К. Изучение сопротивления сжатия лессовых грунтов под большими давлениями (на примере ядра плотины Нурекской ГЭС), "Вопросы гидротехники", вып.31, Ташкент, Изд-во "Фан", 1967.
2. Песиков Е.С. Рекомендуемая плотность лессовидного грунта в насыпных плотинах и дамбах, возводимых механическим уплотнением, "Вопросы гидротехники", вып.8, Ташкент, Изд-во "Фан", 1962.
3. Рождественский Е.Д. Глинистые грунты как материал для землестроительных зданий, Ташкент, Госиздат УзССР, 1959.

Г.Л.УРМАНОВА

ПОГОООУСТОЙЧИВОСТЬ ОБРАЗЦОВ ИЗ НЕФТЕГРУНТА

Важным фактором при устройстве антифильтрационных экранов из лессового грунта с добавкой жаркурганской нефти является их погодоустойчивость.

Жаркурганская нефть имеет сложный химический состав: коллоидный раствор различных углеводородов и некоторое количество сернистых, кислородных и азотистых соединений. Отдельные группы углеводородов довольно четко обуславливают те или иные физико-химические свойства нефти (вязкость, пластичность, поверхностная активность и др.), поэтому для ее характеристики обычно используют не элементарный, а групповой состав /5-7 и др./.

Применительно к сырой жаркурганской нефти он выглядит следующим образом: по данным анализа пробы нефти, взятой на Ташкентском битумном заводе для проводимых нами исследований, масла - 60%, смолы - 27%, асфальтенов (совместно с карбенами и карбоидами - из-за незначительности содержания последних) - 7%.

К числу процессов, обуславливающих изменение свойств нефти во времени, относят: а) улетучивание из нее легких составных фракций - масел, что уменьшает количество нефти и увеличивает ее вязкость; б) окисление в результате поглощения кислорода из воздуха, оно изменяет химическую структуру нефти, увеличивает вес и вязкость и вызывает переход одних групп углеводородов в другие: например, смол - в асфальтены и карбены. Последний переход, являясь процессом окислительной полимеризации, сопровождается поглощением тепла, что тормозит окисление углеводородов. Таким образом, направленность процессов окисления зависит от состава углеводородов и условий окисления.

Существует мнение, что такие факторы, как свет, температура, вода и т.п., при отсутствии кислорода, а также потерь летучих фракций практически не влияют на процесс окисления нефтепродуктов. Их роль — усиление или торможение реакции окисления углеводородов.

До настоящего времени не создана всеобъемлющая теория окисления углеводородов, так как этот процесс осложнен многообразием влияющих на него факторов /6/.

Вывод, сделанный в результате изучения индивидуальных углеводородов, может быть отнесен к процессам, происходящим в джаркурганской нефти, представляющей собой сложную смесь различных углеводородов.

При взаимодействии черных вяжущих (в основном, битумов) и грунтов подмечена взаимосвязь между групповым составом вяжущего и свойствами грунтосмеси: одни составляющие, — главным образом, асфальтены — сообщают грунту гидрофобные свойства, другие, — например, смолы — связывают частицы и агрегаты грунта между собой и т.д. /8,9/.

Так как джаркурганская нефть — это разновидность жидких битумов, естественно существует зависимость между изменяемостью свойств нефти и нефтегрунта.

Прогноз возможного изменения первоначальных свойств экранов из нефтегрунта, составленный на основании изучения отдельных строительных свойств этого материала /1,4/, может быть дополнен наблюдениями за изменениями в нем с джаркурганской нефтью при различных условиях хранения под воздействием атмосферных факторов.

С этой целью были изготовлены образцы из пылеватой супеси и нефти, взятой в одной из серий опытов с 3%-ной добавкой поверхностно-активного вещества (ПАВ) — хлопкового гудрона (ХГ), являющегося отходом масложировой промышленности. Характеристика этих материалов дана в ранее опубликованных статьях /1-4/.

В соответствии с параметрами антифильтрационных экранов, уложенных на опытных котлованах /2/, образцы диаметром 8 см и высотой 6 см изготавливали при двух значениях исходной влажности грунта $W_{г/пд}$: около 2% (воздушно-сухой) и 12%; соответственно дозировка вяжущего — 10 и 15%; плотность образцов основной серии $\delta_{ск}=1,60$ г/см³, дополнительной — 1,40 и 1,45 г/см³.

Кроме перечисленных вариантов исходных параметров варьировались и условия хранения образцов: а) с засыпкой песком примерно на 2/3 высоты; б) на полную высоту и прикрытием сверху защитным слоем песка толщиной 2-3 см.

Опыты продолжались с июля 1963 г. по сентябрь 1964 г.^I. За этот период образцы подвергались более, чем годовому циклу воздействия атмосферных факторов, в том числе перепаду температуры 70°.

В опыты заложено 4 серии образцов: 1) воздушно-сухой грунт + 15% нефти; 2) то же + 15% смеси (нефть + 3% ХГ); 3) грунт с исходной влажностью, равной 12% + 10% нефти; 4) то же + 10% смеси.

Периодически из каждой серии отбирали образцы для контрольного определения содержания в них нефти, ее группового состава и визуальной оценки степени сохранности образцов. Контроль проводили 4 раза:

- I — после изготовления образцов, до воздействия на них погодных факторов (июль 1963 г.);
- II — после воздействия летних факторов (октябрь 1963 г.);
- III — после доминирующего воздействия осенне-зимних факторов (май 1964 г.);
- IV — после повторного воздействия, в основном, летних факторов (сентябрь 1964 г.).

^I Опыты поставлены под методическим руководством д.т.н. Е.Д.Рожественского и научных руководителей лаборатории химии нефти Института химии АН УзССР Г.Х.Ходжаева и Н.Д.Рябовой.

Более детально исследованы образцы с $\delta_{\text{сн}} = 1,60 \text{ г/см}^3$, хранившиеся без защитного слоя, в которых возможны наиболее интенсивные изменения.

Нефть из образцов разных стадий хранения извлекали путем экстракции ее горячим растворителем (бензолом) с последующей отгонкой последнего. Групповой состав нефти определяли по методике, рекомендованной лабораторией химии нефти Института химии АН УзССР. Она основана на принципе последовательной коагуляции различными органическими растворителями каждой из выделяемых групп углеводов.

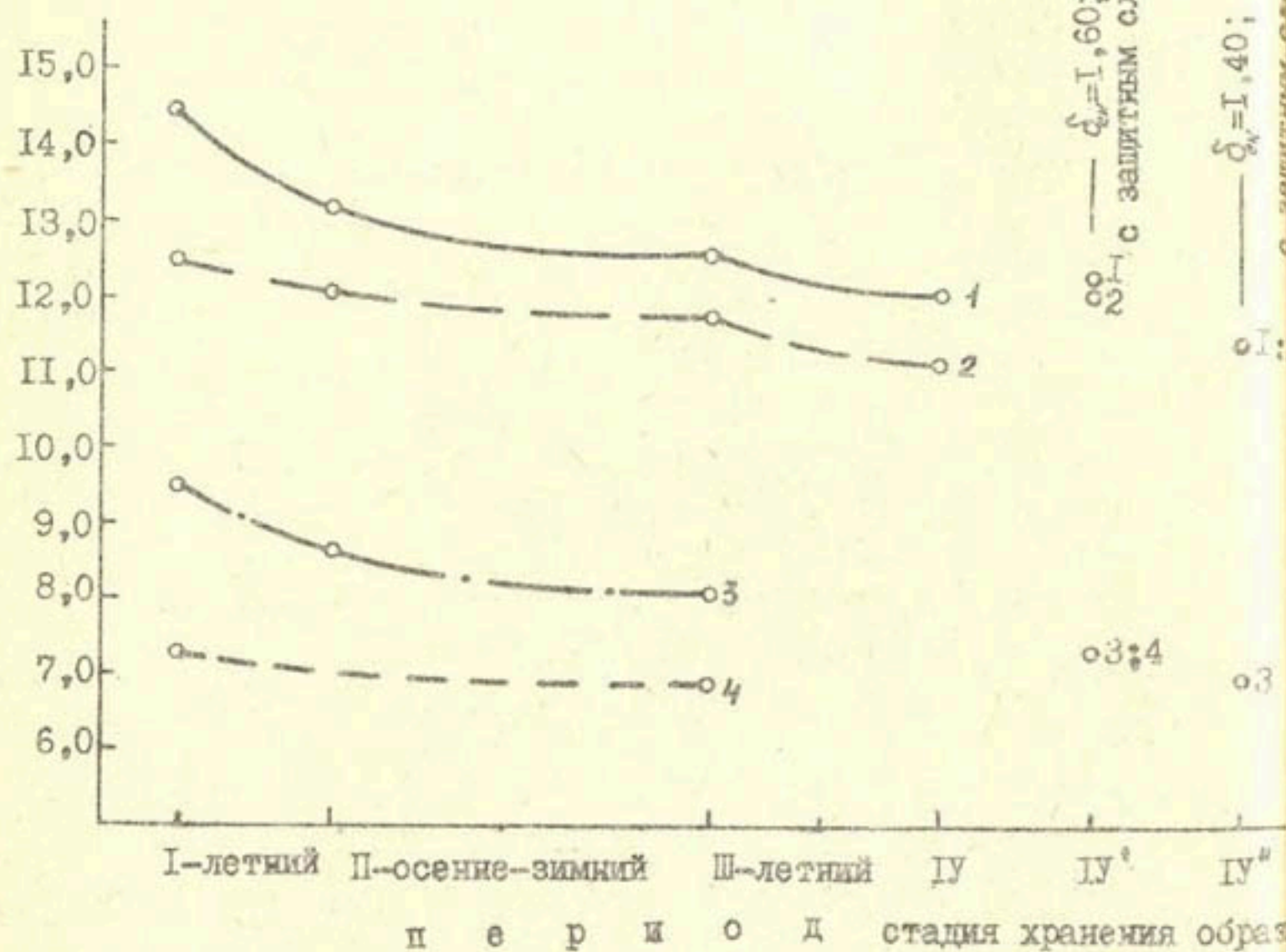
Количество нефти и ее групповой состав в изучаемых образцах, определенные на разных стадиях хранения их в сравнении с "сырой" нефтью, показаны на рис. 1 и 2.

Экстракцией нефти из образцов непосредственно после их формования (I контроль) удалось выделить такое количество ее, которое меньше взятого для перемешивания с грунтом; эта разница составляет 0,5% в случае, когда добавкой являлась нефть, и около 2,5%, когда добавкой была нефть с ХГ; это закономерно для испытаний с дозировками вяжущего 10 и 15%.

Одна из причин этого явления, по-видимому, испарение легколетучих фракций нефти [7]; вторая — недостаточно полное извлечение нефти из образца растворителями, возможное при некоторых видах адсорбции и свидетельствующее о сравнительно активных адсорбционных процессах на границе раздела грунт-нефть. Подтверждением последнего является то, что в условиях, более благоприятных для развития адсорбционных процессов (при наличии в нефти ХГ), нефти экстрагируется из грунтосмеси существенно меньше (примерно, на 2%).

При каждом последующем контроле наблюдалось снижение содержания нефти во всех образцах. Графики, построенные с учетом масштаба времени, показывают более интенсивный характер этого процесса в образцах, изготовленных без

содержание нефти в образце, %



содержание асфальтенов в нефти, %

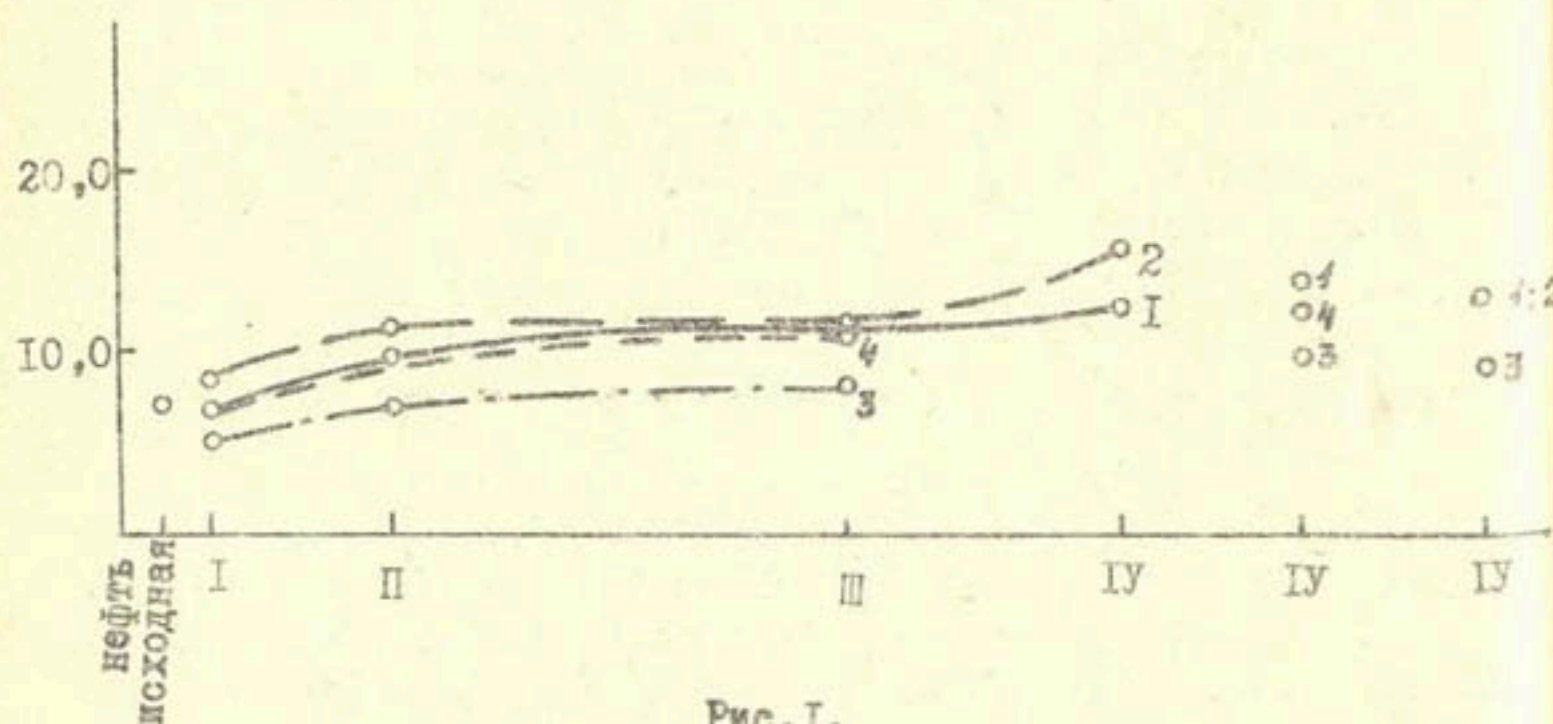


Рис. I.

- — I-воздушно-сухой грунт+15% нефти/ $\delta_{\text{в}} = 1,60$;
 защитный слой отсутствует/
 ○—○ — 2- " " " " +15% нефти+ХГ
 ○—○ — 3-грунт ($W = 12\%$) +10% нефти

добавки в нефть ХГ и меньшей плотности, хранившихся без защитного слоя, а также в начальный период хранения (сравнительно с последующим) и в летние месяцы (рис. I).

Суммарное падение содержания нефти за период опытов (сравнительно с I контролем) составило:

а) в образцах без защитного слоя ($\rho_{\text{су}}^{\text{н}} = 1,60 \text{ г/см}^3$) — 2,4; 1,4% (добавка — нефть) и соответственно 1,4; 0,4%, т.е. в 2–3 раза меньше (добавка — нефть с ХГ);

б) в образцах той же плотности, прикрытых защитным слоем, 2,2% (добавка — нефть) и 0,4% (добавка — нефть с ХГ);

в) в образцах с защитным слоем, но с пониженной плотностью ($\rho_{\text{су}}^{\text{н}} = 1,40 \text{ г/см}^3$) — 3,0; 2,5% (добавка — нефть) и 1,0% (добавка — нефть с ХГ).

На первом этапе проведения опытов в летний период содержание нефти в образцах уменьшилось на 1,3; 0,9% (добавка — нефть) и 0,4% (добавка — нефть с ХГ); за второй летний период — на 0,5%.

Уменьшение содержания нефти в образцах за осенне-зимний период — 0,6 и 0,3% (соответственно для нефти и нефти с ХГ).

Влияние исходной влажности грунта выявилось не столь четко из-за различия в дозировках нефти, но все же улавливается следующая тенденция: для воздушно-сухого нефтегрунта содержание нефти во времени уменьшается несколько интенсивнее, чем для увлажненного.

Отмеченные зависимости объясняются разной интенсивностью испарения легколетучих фракций нефти, химических реакций в ней, а также физико-химических явлений на границе грунт-нефть, которые развиваются с разной интенсивностью в зависимости от состояния взаимодействующих компонентов (нефть, грунт) и внешней среды. Так, например, в образцах, изготовленных без добавки в нефть ХГ и меньшей плотности, нефть будет в ином состоянии, чем

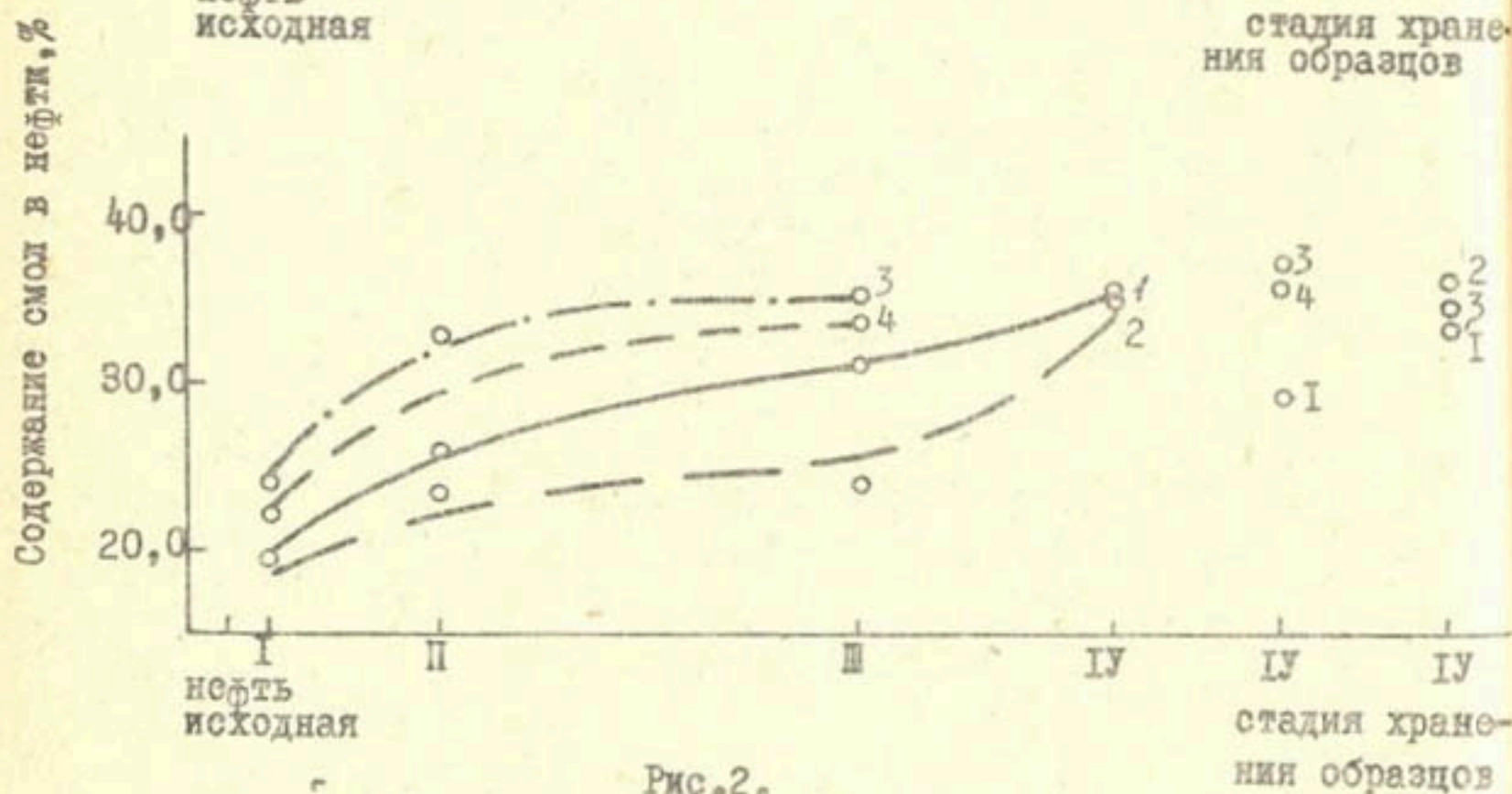
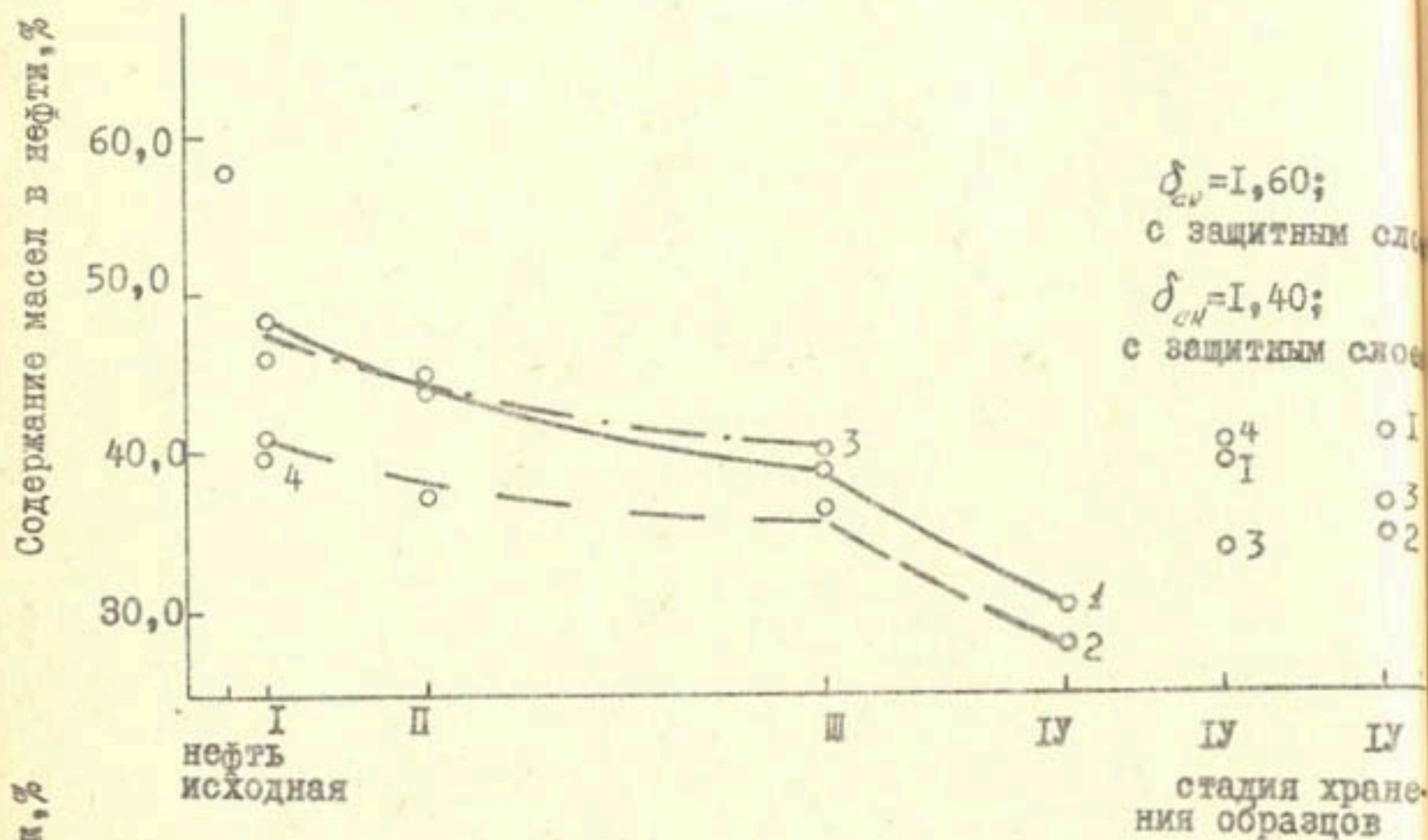


Рис. 2.

- I-воздушно-сухой грунт+15%нефти [$\delta_{cv}=1,60 \text{ г/см}^3$; защитный слой отсутствует]
 —○— 2- " +15%нефти+ХГ " "
 —·— 3-грунт ($W=12\%$)+10%нефти " "
 —○— 4- " +10%нефти +ХГ " "

при наличии в ней ХГ и большей плотности нефтегрунта. Во втором случае благодаря поверхностно-активной добавке и меньшей толщине пленок нефти вокруг грунтовых частиц при большей плотности возрастает роль адсорбционно-связанной части нефти, в то время как в первом случае более существенна роль "свободной" нефти, которая, судя по данным опыта, более подвержена различным преобразованиям во времени, приводящим к уменьшению ее содержания в грунто-смеси. В воздушно-сухом грунте также должна быть существенная доля "свободной" нефти, чем в увлажненном, где условия для дезагрегации при уплотнении лучше, а, следовательно, возможно формирование вокруг грунтовых частиц и их агрегатов более равномерной тонкой и прочно связанной с ними пленки нефти. Последнему способствует и меньшая исходная добавка (10%) нефти в увлажненный грунт, чем в воздушно-сухой (15%).

Все вышеперечисленные явления, лежащие в основе изменения во времени содержания в образцах нефти, оказывают наиболее активное влияние в начальный период соприкосновения ее с воздухом и грунтом, тем более, что этот период в опыте совпал с жаркими месяцами. Повторное воздействие летних факторов проявилось не так резко, так как обычно подобные явления развиваются во времени по затухающей кривой (если нет резких изменений внешней среды).

Известные данные [7 и др.], освещающие вопрос прочности пленки битума в зависимости от ее толщины (наибольшая прочность отмечена при толщине пленки $0,08 \mu$, а при $0,3 \mu$ прочность практически отсутствует и проявляется лишь вязкостное сопротивление), а также полученные нами зависимости изменения свойств нефтегрунтов [I-4/, во многом сходные с выявленными дорожниками для битумогрунтов, позволяют сделать следующее заключение.

Отмеченное во времени, под влиянием погодных факторов уменьшение содержания нефти в образцах нефтегрунта

(по-видимому, до некоторого предела) не следует считать отрицательным явлением, так как оно ведет к утончению пленки нефти вокруг грунтовых частиц и их агрегатов и, следовательно, к повышению ее механической прочности. В то время как исходные дозировки нефти (10 и 15%), пластифицируя грунт и способствуя его уплотнению, обуславливают формирование довольно толстой, а значит — менее прочной пленки. Но, очевидно, условия, обеспечивающие более плавное развитие указанного процесса (относительно высокая плотность нефтегрунта, наличие защитного слоя и т.п.), следует считать предпочтительными.

Анализы показывают, что со временем меняется не только содержание нефти в образцах, но и соотношение ее компонентов. За период наблюдений в наших опытах отмечен непрерывный рост асфальтеносмолистых групп (асфальтенов — на 3–7%; смол — на 10–17%) и снижение содержания масел (на 6–18%).

Значительно интенсивнее указанный процесс развивается в летние периоды, причем даже повторное воздействие летних погодных факторов (после осенне-зимнего периода) существенно активизирует "осмоливание" нефти за счет падения, в основном, содержания масел.

Введение ХГ сказывалось на изменении группового состава нефти, экстрагированной из образцов нефтегрунта (увеличение количества асфальтенов, уменьшение содержания смол и масел) при I контроле — непосредственно после изготовления образцов, а при последующем хранении это влияние почти не проявилось (графики с добавкой в нефть ХГ и без него идут, в основном, параллельно).

Известные данные о взаимодействии отдельных групп углеводородов джаркурганской нефти и возможности различных их превращений позволяют объяснить отмеченные в опытах изменения группового состава.

Уменьшение содержания масел обусловлено испарением легких их групп, с одной стороны, и частичным окислением наиболее тяжелых из них с переходом последних в смолы, — с другой. Вместе с тем имеет место и другой процесс: окисление, уплотнение и укрупнение частиц смол под постоянным воздействием кислорода воздуха, воды и солнечного света в условиях переменной температуры, результатом чего является частичный переход смол в асфальтены.

Совокупность указанных процессов в условиях опыта приводит к повышению во времени содержания асфальтено-смолистых групп. Такой переход одних составляющих нефти в другие никакими отрицательными последствиями в направлении изменения свойств грунта не угрожает, так как, еще по данным М.М.Филатова /8/, асфальтены сообщают грунту гидрофобность, а смолы повышают его связность. Такая направленность изменений желательна с точки зрения улучшения некоторых строительных свойств грунта, в частности, снижения водопроницаемости и сохранения достигнутого эффекта во времени.

Естественно, что в летние месяцы — период наиболее активного воздействия погодных факторов, способствующих групповым превращениям в нефти, процессы, протекающие в каждой из основных групп с постоянной направленностью, активизируются.

К числу других факторов, влияющих на изменение группового состава, следует отнести роль защитного слоя. Групповой анализ нефти из образцов, хранившихся под прикрытием его, выполнен в начале и конце опыта (I и IV контроль) и выявил большее содержание масел в нефти этих образцов (сравнительно с незащищенными того же срока хранения). Этот факт позволяет заключить, что в образцах, прикрытых защитным слоем, рост асфальтено-смолистых групп за счет уменьшения масел протекает замедленно и более плавно.

Долговечность нефтегрунта, характеризующаяся изменением во времени размеров, формы и монолитности образцов, устанавливалась периодическим визуальным контролем (I-IV).

В исходном состоянии (I контроль) поверхность образцов достаточно гладкая и монолитная.

После воздействия летних факторов (II контроль) трещинообразования на поверхности образцов не обнаружено. Во-первых, потому, что исходная влажность их сравнительно низкая, во-вторых, из-за эластичности структурных связей /3/.

После воздействия наиболее агрессивных для грунта осенне-зимних факторов (III контроль), зафиксирована утрата первоначальной формы и монолитности некоторыми образцами

(в различной степени). Например, образцы из воздушно-сухого нефтегрунта, хранившиеся без защитного слоя, потеряли монолитность на 0,5-1,0 см (этот слой стал рыхлым), добавка в нефть ХГ способствовала образованию на верхней плоскости защитной корочки, которая за осенне-зимний период потрескалась, но предоохранила образец от разрыхления. Еще более эффективен, с точки зрения повышения долговечности, защитный слой песка. Образцы с обеими добавками под прикрытием такого слоя практически не изменили размеров, формы и монолитности (это относится и к образцам пониженной плотности).

Повторное воздействие летних факторов с предшествовавшим водонасыщением нефтегрунта в осенне-зимний период вызвало дальнейшее разрушение образцов, не имевших защитного слоя; так, IV контроль отметил, что у образцов из воздушно-сухого нефтегрунта разрыхленность верхнего слоя увеличилась и откололись отдельные куски; ранее отмеченная (при III контроле) положительная роль добавки к нефти ХГ сошла на нет. Укрытие слоем песка явилось хорошей защитой от воздействия погодных факторов летнего сезона: образцы

с обеими испытанными добавками (независимо от плотности) сохранились практически неизменными.

Сопоставление степени разрушения образцов с изменением содержания в них нефти за более, чем годовой срок хранения, позволило установить в общих чертах их взаимозависимость. Во всех исследованных образцах содержание нефти во времени уменьшается, но там, где при прочих равных условиях этот процесс более плавный (защитный слой, большая плотность образца, добавка к нефти ХГ), образцы погодоустойчивее. Более детальной взаимосвязи между количеством и составом нефти в образцах, с одной стороны, и их долговечностью, — с другой, на данном этапе исследований не выявилось. Это говорит о том, что долговечность образца обуславливается не только прочностью пленки вяжущего, взаимодействующего с грунтом. Все факторы, определяющие ее в лессовом грунте (его состав, плотность, влажность, условия воздействия внешних сил, погодных факторов и т.п.) в комплексе с добавкой вяжущего (во всех проявлениях его взаимодействия с грунтом), обуславливают погодоустойчивость образцов из нефтегрунта.

В ы в о д ы

1. Количественные и качественные изменения, происходившие с жаркурганской нефтью в образцах под влиянием погодных факторов за более, чем годовой период наблюдений, направлены в благоприятную сторону для долговечности нефтегрунта.

2. Погодоустойчивость лессового грунта с 10–15%-ными добавками нефти зависит от условий изготовления и хранения образцов. Положительную (хотя и кратковременную) роль играет добавка в нефть ХГ, существенно значение исходной плотности нефтегрунта и особенно — защитного слоя песка. Слой уплотненного лессового грунта над антифильтрационным экраном из нефтегрунта будет достаточно надежной защитой от

разрушающих атмосферных воздействий.

3. Наиболее предпочтительными условиями для долговечности нефтегрунта являются такие, при которых происходит плавное изменение содержания и состава нефти в нем.

ЛИТЕРАТУРА

1. Урманова Г.Л., Талабаев К.Т. К вопросу о возможности использования джаркурганской нефти и продуктов ее переработки для снижения водопроницаемости лессовых грунтов, ДАН УзССР, 1962, № 9.
2. Урманова Г.Л., Талабаев К.Т. Некоторые итоги изучения физико-технических свойств лессовых грунтов с различными видами добавок, "Изв.АН УзССР", серия технических наук, 1966, № 1.
3. Урманова Г.Л. Некоторые строительные свойства лессового грунта с добавками джаркурганской нефти или гудрона, "Вопросы гидротехники", вып.31, Ташкент, Изд-во "Фан" УзССР, 1967.
4. Урманова Г.Л. Механическая прочность лессового грунта с добавками нефтепродуктов, Тр.САНИИРИ, вып.118, 1969.
5. Ходжаев Г.Х. и др. Нефти Узбекистана, Изд-во АН УзССР, 1958.
6. Лысихина А.И. и др. О стабильности битумов и взаимодействии их с минеральными материалами, Дориздат, М., 1952.
7. Бурнаев Н.Л. Гравийно-нефтяные дорожные покрытия Узбекистана, Госиздат УзССР, 1961.
8. Филатов М.М. Основы дорожного грунтоведения, Гос-трансиздат, 1936.
9. Толстомятов Б.В. Адсорбционные явления при укреплении грунтов битумированием. "Дорога и автомобиль", 1937, № 5.

К. ТАЛАБАКОВ

ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ
С ДОБАВКАМИ БЕНТОНИТОВЫХ ГЛИН И ИХ ОТХОДОВ

В настоящее время известно более 40 месторождений бентонитовых глин на территории Узбекистана. Эти глины — ценное минеральное сырье, которое широко используется во многих отраслях народного хозяйства. В большинстве случаев бентонитовые глины после использования промышленностью выбрасываются. Особенно много отходов глин на масложировых и нефтяных заводах республики.

О необходимости использования отходов нефтяной промышленности в различных областях народного хозяйства, в частности, в целях борьбы с потерями воды из каналов говорится в постановлении Государственного Комитета Совета Министров СССР по координации научно-исследовательских работ от 25 сентября 1962 г. за № 51.

В связи с этим нами изучалось использование бентонитовых (отбеливающих) глин и их отходов, выбрасываемых Ферганским нефтеперегонным заводом как добавки к лессовому грунту для устройства антифильтрационных экранов по периметру ирригационных каналов. С этой целью были проведены лабораторные опыты по изучению основных физико-технических свойств смесей из лессового грунта с добавками бентонитовых глин и их отходов. Грунтосмеси готовили из слабозасоленной пылеватой супеси, взятой на опытном участке САНИИРИ (54 разъезд Таш.ж/д).

Показатели физико-химических свойств изучаемых добавок приведены в ранее опубликованных работах [1,2]. Исследованиями [3,4,5 и др.] установлено, что бентонитовая глина является хорошим противофильтрационным средством для оросительных каналов. После использования при очистке нефтепродуктов гидрофильная поверхность бентонитовых глин гидрофобизируется. При этом коренным образом изменяются

физико-технические свойства глин: усадочность, водоустойчивость, прочность и т.д., так как в отходах бентонитовых глин содержится до 25% нефтепродуктов.

Водопроницаемость грунтосмесей

Выявление условий снижения водопроницаемости лесовых грунтов являлось главной целью исследований. Основным показателем грунтосмесей — коэффициент фильтрации (K_f) определяли на приборе ПВ, устройство и работа которого даны в специальных инструкциях /6,7/.

Известно, что лессовый грунт при влажности максимальной молекулярной влагоемкости или несколько выше уплотняется легче и быстрее; наибольшее снижение водопроницаемости достигается при ударном уплотнении.

В опытах испытывали лессовый грунт при влажности ММВ (т.е. $W = 18\%$) с добавками: а) 10; 20; 30; 50% бентонитовой глины; б) 10; 20; 30; 50% отходов бентонитовых глин. Результаты исследования антифильтрационной эффективности добавок бентонитовых глин и их заводских отходов к лессовым грунтам подтвердили возможность значительного снижения водопроницаемости лессовых грунтов (табл. I).

При тех же значениях плотности и влажности K_f грунтосмеси без добавок по сравнению с лессовым грунтом снижается в 1,5–610 раз. Коэффициент фильтрации отходов бентонитовых глин при всех $\delta_{сн}$ в условиях лабораторных опытов был равен нулю в течение периода наблюдения (более 5 месяцев).

Отмечено влияние отдельных факторов и рода добавок на полученные результаты.

Плотность грунтосмеси. Как известно, при уплотнении грунтов и грунтосмеси уничтожаются крупные воздушные промежутки, уменьшается пористость за счет дезагрегации, перемещения, сближения друг с другом частиц грунта, вслед-

Таблица I

Но- мер	Мате- риал	Добавка, %				Объемный вес скелета грунта, г/см ³			
		бенто- нитовая глина	отходы бенто- нитовой глины	без добавки	$\tau, 4$	1,5	1,6	1,7	
1		без добавки			$1,7 \cdot 10^{-5}$	$6,7 \cdot 10^{-6}$	$3,3 \cdot 10^{-6}$	$1,9 \cdot 10^{-6}$	
2		10	-		$1,1 \cdot 10^{-5}$	$2,6 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-7}$	
3		20	-		$4,0 \cdot 10^{-6}$	$1,15 \cdot 10^{-6}$	$9,3 \cdot 10^{-7}$	-	
4		30	-		$1,0 \cdot 10^{-6}$	$7,0 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$	-	
5		50	-		$2,3 \cdot 10^{-7}$	$1,3 \cdot 10^{-7}$	-	-	
6		-	10		$6,9 \cdot 10^{-6}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$5,5 \cdot 10^{-7}$	$7,3 \cdot 10^{-8}$	
7		-	20		$3,3 \cdot 10^{-7}$	$1,9 \cdot 10^{-7}$	$1,3 \cdot 10^{-7}$	-	
8		-	30		$1,1 \cdot 10^{-7}$	$8,2 \cdot 10^{-8}$	$9,3 \cdot 10^{-9}$	-	
9		-	50		$8,1 \cdot 10^{-8}$	$1,1 \cdot 10^{-8}$	-	-	

Лесовый грунт с влаж-
ностью 18%

ствие чего уменьшается его фильтрационная способность. Опыты показали, что при всех дозировках глин с увеличением плотности грунтосмесей коэффициент фильтрации их уменьшается. Следовательно, плотность имеет важное значение в уменьшении водопроницаемости грунтосмеси.

Дозировка глин. При увеличении дозировок бентонитовых глин и их отходов эффективность снижения K_f возрастает. Максимальное относительное снижение его наблюдалось при высоких дозировках глин и большей плотности смеси по сравнению с лессовым грунтом, уплотненным до той же плотности и влажности.

Род глин. Bentonитовая (отбеливающая) глина. Доказано [1,2,3,4 и др.], что она является хорошим противофильтрационным материалом для оросительных каналов. Это объясняется гидрофильностью поверхности бентонитовых глин, содержанием значительного количества связанной воды и набухаемостью.

Из табл. I видно, что добавки бентонитовых глин, с точки зрения понижения K_f , менее эффективны по сравнению с их гидрофобизированными заводскими отходами.

Коэффициент фильтрации отходов бентонитовых (отбеливающих) глин при всех $\delta_{см}$ в условиях лабораторных опытов был равен нулю в течение периода наблюдения.

Водоустойчивость. Одним из показателей изменения свойств лессового грунта в результате добавки изучаемых материалов является его размокаемость, которая характеризует способность глинистых грунтов при впитывании воды терять связность и превращаться в рыхлую массу с полной потерей несущей способности [7].

Нашими опытами установлено, что крайняя неустойчивость лессовых грунтов наблюдается при добавке бентонитовых (отбеливающих) глин. Так, продолжительность распада образцов лессового грунта с добавкой 10 или 20% бентонитовых глин по сравнению с лессовым грунтом при тех же

значениях плотности, но без добавок, уменьшилось в два и более раз. Такое влияние, по-видимому, объясняется гидрофильными свойствами, а также высокой способностью глины к набуханию.

Образцы, изготовленные из лессового грунта с добавкой 50% отходов отбеливающих глин, практически не разрушались в течение 45 суток, после чего наблюдения прекратились. Также установлено, что 10% дозировка отходов отбеливающих глин увеличивала время распада образцов в 10 раз. При дальнейшем повышении дозировки увеличивается водостойчивость образцов, причем, чем выше $\delta_{св}$, тем меньшая добавка отходов отбеливающих глин делает грунтовую смесь не размокаемой. В то же время уплотнение лессового грунта без добавок, а также с добавками глин почти не повышает водостойчивость образца. Влияние добавки отходов глин на снижение размокаемости лессовых грунтов объясняется, во-первых, гидрофобизированностью отходов отбеливающих глин, снижающей гидрофильность грунтовой смеси, во-вторых, тем, что при достаточно большой дозировке отходов глин доступ воды в поры грунта затрудняется и, в-третьих, значительно прочной связью частиц глин, затрудняющей разрушение образцов.

Набухание. Важным свойством грунтовой смеси в условиях работы антифильтрационных экранов является набухание, характеризующее способность грунта или грунтовой смеси впитывать воду с увеличением их объемов. При экранировании ирригационных каналов грунтовой смесью определенной плотности набухание может привести к разуплотнению экранов, что поведет к снижению их антифильтрационной эффективности.

Нами изучалось набухание лессовых грунтов с добавками отбеливающих (бентонитовых) глин, их отходов, а также "чистых" отходов глин.

Результаты опытов сведены в табл.2, из которой видно, что величина набухания изменяется в зависимости от добавок и дозровок отбеливающих глин, а также их отходов.

Таблица 2

Материал	Дозировка (от веса сухого грунта), %	Объемный вес ске- лета грунта, г/см ³	Конечная влаж- ность, %	Набуха- ние, %
I	2	3	4	5
Лессовый грунт (контрольный)	0	1,4	30,8	1,7
		1,5	29,5	3,7
		1,6	28,3	5,7
		1,7	25,8	6,8
Лессовый грунт + + бентонитовая глина	10	1,4	36,3	1,85
		1,5	34,5	3,82
		1,6	33,9	5,85
		1,7	29,6	6,93
	20	1,4	37,6	2,34
		1,5	35,4	4,46
		1,6	34,3	7,52
	30	1,4	40,9	5,42
		1,5	37,6	6,24
		1,6	37,1	8,36
	50	1,4	43,5	8,00
Лессовый грунт + + отходы бентони- товых глин	10	1,4	29,7	1,7
		1,5	25,9	3,6
		1,6	25,5	5,7
		1,7	23,0	6,8

I	:	2	:	3	:	4	:	5
Лессовый грунт + + отходы бентони- товых глин	20			I,4		29,2		I,8
				I,5		25,5		3,8
				I,6		24,3		6,3
				I,7		21,4		7,3
	30			I,4		28,9		I,8
				I,5		25,8		4,1
				I,6		23,7		6,6
	50			I,4		26,1		I,9
				I,5		23,8		4,3
	100			I,4		13,2		2,0
				I,5		11,0		4,5
	"Чистые" отходы бентонитовых глин							

Набухание образцов с добавкой глин значительно больше, чем без добавок, причем с увеличением дозировок относительная величина набухания возрастает. Величина набухания образцов с добавкой отбеливающих глин больше, чем с добавками их отходов. Наименьшей водопоглощаемостью обладают лессовые грунты с добавкой отходов отбеливающих глин, причем с увеличением дозировки гидрофобизированных отходов отбеливающих глин, относительная величина водопоглощения уменьшается.

Лессовые грунты с добавкой отбеливающих глин обладают большей водопоглощаемостью, чем без добавки. Это объясняется гидрофильностью поверхности минералов отбеливающих глин. Причем, с увеличением дозировок относительная величина водопоглощения возрастает. Величина водопоглощения отходов отбеливающих глин в 2,3 раза меньше,

чем лессового грунта и 3,3 раза меньше, чем лессового грунта с 50%-ной добавкой отбеливающих глин.

Кроме приведенных показателей свойств грунтосмесей были установлены характеристики некоторых механических свойств грунтосмеси, в частности, величина сил сцепления частиц, от которой в большей или меньшей степени зависят показатели механической прочности. Некоторые исследователи [8,9] оценивают сцепление в грунте путем определения сопротивления его разрыву (C_p , г/см²). При обработке лессовых грунтов отходами отбеливающих глин величина силы сцепления изменяется. Учитывая возможность оценивать внутренние силы сцепления в грунте сопротивлением его разрыву в форме восьмерки, мы остановились на этом методе.

Результаты опытов по определению величины C_p лессового грунта с различными дозировками отходов отбеливающих глин приведены в табл.3, из которой видно, что при изменении физического состояния образца существенно меняются силы сцепления в грунте. Они растут с повышением плотности образцов.

Таблица 3

Материал	Добавка: (от ве- са су- хого грунта), %	Объемный вес скелета грунта, г/см ³				
		I,4	I,5	I,6	I,7	
Лессовый грунт (контрольный)	0	50	98	138	157	
Лессовый грунт + + отходы отбели- вающих глин	10	68	102	147,4	254,5	
	20	97,5	162,2	263	383,8	
	30	110	196,8	-	-	
	50	294,5	563,3	-	-	

Установлено, что добавка отходов отбеливающих глин повышает относительные величины C_p , при этом с увеличением дозировки величина силы сцепления возрастает. Наибольшее относительное повышение C_p наблюдалось при высоких дозировках отходов глин и больших плотностях грунтосмеси. Это повышение объясняется максимальным сближением грунтовых частиц, непосредственным их контактом между собой и наиболее полным проявлением сил молекулярного притяжения. Повышение относительной величины C_p лессовых грунтов с добавкой отходов глин связано, во-первых, с увеличением концентрации минеральных частиц в единице объема и, во-вторых, с тем, что отходы глин являются коллоидами и обладают большей клеящей способностью, а значит сцеплением.

ЛИТЕРАТУРА

1. Овчаренко Ф.А. Гидрофильность глин и глинистых минералов, Киев, АН УССР, 1961.
2. Бостанджогло А.В., Шамрай Л.Н. Противофильтрационные экраны из бентонитовых глин, В кн. "Бентониты Узбекистана", Изд-во АН УзССР, Ташкент, 1963.
3. Пикалов Ф.Н., Неговская Т.А., Калтагова М.Г., Черных А.А., Маманина Л.Ф. Способы борьбы с потерями воды на фильтрацию из оросительных каналов, М., Сельхозгиз, 1952.
4. В сб. "Способы борьбы с потерями воды на фильтрацию", М., 1956.
5. Инструкция к прибору для определения водопроницаемости грунтов "ПВ-2", Московский завод буровой техники, М., 1959.
6. Чаповский Е.Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов, М., 1958.

7. Цытович Н.А. В кн. "Механика грунтов", М.-Л., 1951.
8. Румянцева М.Г. Определение сил сцепления грунтов методом разрыва, В сб. "Гидрогеология и инженерная геология", М., 1941, № 6.

К. ТАЛАБАЕВ

НЕКОТОРЫЕ ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ПЕСКОВ
С ДОБАВКОЙ ПОЛИАКРИЛАМИДА

Для повышения плодородия почв разрабатываются высокоэффективные коагуляторы и структурообразователи почвы, большинство которых относится к классу поли-электролитов /2/.

Характерным представителем таких структурообразователей почвы является полиакриламид. Внесение этого полимера в малых дозах резко изменяет физико-химические и механические свойства почвы, т.е. оструктурирует ее, ускоряет фильтрацию воды из почвы, повышает сопротивление размоканию, размыванию, смыву, удару дождевых капель, снижает испарение и т.д. /1,2,3,4 и др./.

Опыты, проведенные с целью укрепления грунтов дорожного полотна /5/, показали, что с увеличением дозировки полимера от 0,1 до 1,0% прочность растет как в сухом, так и в водонасыщенном состоянии грунта.

Совместное использование физико-химических факторов и механических воздействий наиболее плодотворно и оптимально для применяемых полимеропесков, служащих анти-фильтрационным средством ирригационных сооружений. На этом основано снижение водопроницаемости и изменение других физико-технических свойств песков с добавкой высоко-клеющих полимеров полиакриламида. В данном случае песок равномерно перемешивается с полимером, а затем уплотняется. В результате образуется строительный материал на основе местного песка.

Для исследований брали мелкозернистый барханный песок, привезенный из района Бухары, характерный для среднеазиатских республик, а также крупнозернистый песок

из Чиназа (пойма реки Сырдарья) Ташкентской области.

Нами изучены возможности снижения коэффициента фильтрации, повышения водоустойчивости и прочности барханных и крупнозернистых песков с добавкой полиакриламида. Остановимся на каждом из указанных свойств в отдельности.

Водопроницаемость песков с добавкой полиакриламида

Контрольный коэффициент фильтрации для крупнозернистого песка, взятого из Чиназского карьера, по данным отдела фильтрации САННИРИ, при $t = 10^{\circ}\text{C}$ равен $0,01$ см/сек; но так как мы проводили опыты при $t = 21^{\circ}\text{C}$, то поправочный коэффициент $\tau = 0,7 + 0,03 t = 0,7 + 0,03 \cdot 21 = 1,33$; $K_{\phi 21} = K_{\phi 10} \tau = 0,01 \cdot 1,33 = 0,0133$ см/сек $= 1,33 \cdot 10^{-2}$ см/сек. Для мелкозернистого песка, по А.М.Васильеву [7],

$$K_{\phi 21} = \frac{243 \cdot 10^4}{S_v^2} \cdot \frac{n^5}{(1-n)^2}, \text{ где}$$

S_v — удельная поверхность, $\text{см}^2/\text{г}$;
 n — пустотность;

$$K_{\phi 21} = \frac{243 \cdot 10^4}{2792^2} \cdot \frac{0,514^5}{(1-0,514)^2} = 17,8 \text{ м/сутки} = 2 \cdot 10^{-2} \text{ см/сек.}$$

Результаты лабораторных опытов, проводившихся на приборе ПВ по определению K_{ϕ} песков с добавкой полиакриламида, даны в табл. I и 2.

Лабораторные опыты показали резкое снижение K_{ϕ} песков (в отдельных случаях более чем в 100000 раз) при дозировке полимера от 0,3 до 1,0%. Это говорит о возможности использования полимера в борьбе с фильтрацией воды в песках.

Данные таблиц I, 2 показывают снижение K_{ϕ} мелкозернистых песков от 118 до 910000 раз, а крупнозернистых от 24 до 20800, а в некоторых случаях до нуля. На снижение коэффициента фильтрации большое влияние оказывают степень уплотнения смеси и дозировка полимеров. Так с увеличением плотности грунтосмесей K_{ϕ} уменьшается. Это связано с сближением и более прочным склеиванием частиц песка друг с другом, водопроницаемость которого значительно меньше, чем чистого песка такой же плотности и влажности.

Пески, обработанные полимером полиакриламидом, становятся легко уплотняемыми, как бы связанными, и после высыхания каменноподобными.

Водоустойчивость

Цель исследований — изучение водоустойчивости полимеропесков в периодической работе канала при воздействии летних температур. При непрерывной работе канала воздействие атмосферных факторов на экран, который защищен толщей воды будет ничтожным. Такой путь выяснения водоустойчивости смеси является интересным и неизученным. Но можно ожидать испарения воды в полимерах и уменьшения их клеящей способности под влиянием высоких летних температур. Характер размокаемости мелкозернистого и крупнозернистого песков с добавками полимера полиакриламида дан в табл. 3.

Факторы, увеличивающие водоустойчивость смеси, следующие:

а) продолжительность хранения на открытом воздухе в летний период, которая способствует испарению воды в полимерах, увеличению активных точек полимера, склеивающих частицы и зерна песков;

б) повышенная дозировка полимера, которая приводит к увеличению толщины клеящей поверхности частиц;

Таблица I

Дозировка поли- акриламида, %	W = 10%			W = 14%		
	плотность, г/см ³			плотность, г/см ³		
	I,4	I,5	I,6	I,4	I,5	I,6
0,3	$3,3 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-7}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$2,3 \cdot 10^{-7}$
Кратность умень- шения	60700	66700	100000	1180	18200	87000
0,5	$2,8 \cdot 10^{-6}$	$1,2 \cdot 10^{-6}$	$8,2 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$4,6 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-7}$
Кратность умень- шения	7150	16700	24400	182	4350	133000
0,8	$3,7 \cdot 10^{-5}$	$3,7 \cdot 10^{-6}$	$8,7 \cdot 10^{-8}$	$1,7 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-6}$
Кратность умень- шения	540	5400	230000	118	13320	13320
1,0	$1,9 \cdot 10^{-5}$	$6,1 \cdot 10^{-7}$	$7,3 \cdot 10^{-8}$	-	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$2,2 \cdot 10^{-8}$
Кратность умень- шения	1050	32800	274000	-	133,2	910000
0	Контрольный K_{Φ} мелкозернистого песка $2 \cdot 10^{-2}$ см/сек.					

Таблица 2

Дозировка поли- акриламида, %	W = 10%			:	плотность, г/см ³			:	W = 14%		
	I,4	:	I,5	:	I,6	:	I,4	:	I,5	:	I,6
0,3	$5,4 \cdot 10^{-4}$		$5,2 \cdot 10^{-4}$		$3,4 \cdot 10^{-4}$		$4,4 \cdot 10^{-4}$		$4,5 \cdot 10^{-4}$		$2,6 \cdot 10^{-6}$
Кратность умень- шения	24,6		25,5		39,1		32		29,5		5120
0,5	$6,5 \cdot 10^{-5}$		$8,2 \cdot 10^{-6}$		$6,6 \cdot 10^{-6}$		$8,4 \cdot 10^{-5}$		$4,5 \cdot 10^{-6}$		$9,4 \cdot 10^{-7}$
Кратность умень- шения	205		1620		2020		158,5		2960		14160
0,8	$3,1 \cdot 10^{-4}$		$6,2 \cdot 10^{-5}$		$6,4 \cdot 10^{-7}$		$2,9 \cdot 10^{-5}$		$5,4 \cdot 10^{-6}$		$2,3 \cdot 10^{-6}$
Кратность умень- шения	43		214		20800		459		2460		5785
1,0	$6 \cdot 10^{-6}$		$1,1 \cdot 10^{-6}$		фильтрация отсутствует		$1,45 \cdot 10^{-4}$		$1,5 \cdot 10^{-6}$		$4,7 \cdot 10^{-6}$
Кратность умень- шения	2120		12100				91,8		88,7		2830

0 Контрольный K_{Φ} крупнозернистого песка $1,33 \cdot 10^{-2}$ см/сек.

Таблица 3

Состав образца	До- бавка: поли- мера, %	Влаж- ность: %	Плот- ность: образ- цов, г/см ³	Время размокания образцов после хране- ния на открытом воздухе в летний пе- риод, час						Характер размока- ния
				через сутки:						
				3	10	28	40	60	90	
Песок мелкозерни- стый + полиакри- ламид	0,5	10	1,5	0,83	1,67	2,25	4,08	24,00	48,00	Разруше- ние угол- ков куби- ка и по- теря фор- мы
			1,6	2,08	4,17	18,00	24,00	72,00	96,00	
			1,5	4,33	6,5	16,67	24,00	60,00	72,00	
	1,0	14	1,6	5,5	12,33	24,00	36,00	72,00	96,00	
			1,5	17,5	21,33	22,83	36,00	60,00	84,00	
			1,6	20,17	23,25	26,33	48,00	72,00	96,00	
Песок крупнозер- нистый + поли- акриламид	0,5	10	1,5	0,40	1,17	1,41	1,75	2,50	24,00	То же
			1,6	3,41	4,00	5,00	24,00	48,00	96,00	
			1,5	0,17	0,92	1,33	3,58	24,00	72,00	
	1,0	14	1,6	1,08	4,42	7,25	24,00	36,00	84,00	
			1,5	1,58	2,08	5,50	8,33	48,00	72,00	
			1,6	4,75	5,50	24,00	48,00	72,00	144	

в) рост плотности смеси, способствующий сближению частиц песка друг с другом и более прочному склеиванию.

Механические свойства (прочность при сжатии) полимеропесков

Механические свойства закрепленных песков характеризуются способностью сопротивляться действию внешних механических сил. Прочность при сжатии определяется условиями работы конструкций, построенных из закрепленных песчаных материалов.

В лабораторных условиях предел прочности на сжатие устанавливался на образцах кубической формы размером 3х3х3 см.

Предел прочности при сжатии определяется по формуле:

$$R_{ж} = \frac{P}{S}, \text{ кг/см}^2$$

P — максимальная нагрузка, кг;

S — площадь поперечного сечения образца, равная 9 см².

Прежде чем перейти к рассмотрению полученных зависимостей, отметим, что оценка сходимости результатов параллельных опытов, приведенная в табл. 4 в виде процентного отклонения максимальной и минимальной величин " $R_{ж}$ " от средней, дали 0,2 — 5%. Это допустимое отклонение.

Из табл. 4 видно, что полиакриламид в большей степени закрепляет, связывает частицы и зерна песков.

Предел прочности на сжатие образцов для разных влажностей, плотностей, а также дозировок полимера и для сроков хранения различный. Установлено, что с увеличением влажности песков значительно понижается прочность образ-

Таблица 4

Состав образца	Влаж- ность, %	Добав- ка по- лиме- ра, %	Плот- ность, г/см ³	Прочность на сжатие после хранения на открытом воздухе в летний период, час						
				8	10	28	40	60	90	через сутки
Песок крупнозер- нистый + полимер полиакриламид	10	0,5	1,5	265	290	300	315	410	420	
			1,6	375	445	470	510	530	500	
			1,5	115	285	305	310	340	430	
	14	0,5	1,6	115	365	425	465	470	500	
			1,5	300	470	510	540	600	715	
			1,6	490	700	795	800	860	960	
Песок мелкозерни- стый + полимер полиакриламид	10	0,5	1,5	295	350	450	500	520	540	
			1,6	310	430	490	550	570	695	
			1,5	190	325	455	460	560	600	
	14	0,5	1,6	230	370	470	530	580	620	
			1,5	465	550	595	650	735	860	
			1,6	440	540	590	660	950	980	

цов, особенно четко это проявилось при малых сроках хранения и больших плотностях. Следует отметить, что при длительном хранении образцов (60 и 90 суток) прочность не снижается, а у мелкозернистых песков даже повышается. Незначительное повышение прочности образцов при малых сроках хранения объясняется большим содержанием количества воды в смеси.

Данные табл. 4 показывают, что с увеличением дозировки полимера, как правило, повышается эффективность действия добавки, но относительное повышение $R_{ж}$ различно для разных плотностей смеси, сроков хранения образцов и видов песков.

Для крупнозернистых песков при $\delta_{св} = 1,5 \text{ г/см}^3$ и добавке полимера от 0,5 до 1,0% величина $R_{ж}$ увеличилась от 185 до 275 кг/см^2 , при $\delta_{св} = 1,6 \text{ г/см}^3$ эта величина повышалась от 335 до 460 кг/см^2 . Повысить предел прочности песков с добавкой полимера удавалось при больших плотностях смеси.

В мелкозернистых песках увеличение полимера от 0,5 до 1,0% при $\delta_{св} = 1,5-1,6 \text{ г/см}^3$ величина $R_{ж}$ увеличилась соответственно с 140 до 295 и с 130 до 370 кг/см^2 , т.е. наибольшего повышения предела прочности удавалось достигнуть при длительном хранении образцов и $\delta_{св} = 1,6 \text{ г/см}^3$. Повышение прочности закрепленных песков с увеличением дозировки полимера объясняется клеящим действием полимера.

При всех изученных влажностях, дозировках и сроках хранения образцов с увеличением плотности полимеропесков предел прочности на сжатие увеличивается.

На основании опытов можно сделать следующее заключение.

I. Сыпучие мелкозернистые и крупнозернистые пески при обработке полиакриламидом становятся достаточно прочными монолитами.

2. Предел прочности на сжатие повышается при длительном хранении образцов.
3. С увеличением дозировки полимера относительная величина ρ возрастает.
4. Предел прочности на сжатие уменьшается с увеличением влажности.
5. С повышением плотности увеличивается прочность.
6. По данным опытов более эффективным оказался закрепленный барханный песок, чем крупнозернистый.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гуминовые и полимерные препараты в сельском хозяйстве. Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1961.
2. Алдошин А.Г., Савицкая М.Н., Френкель С.Я. Характеристики полимера полиакриламида, "Химия и технология полимеров", Л., 1959, № 9.
3. Савицкая М.Н. Получение полимера полиакриламида, "Прикладная химия", т. XXXII, вып. 8, Л., 1959.
4. Полимерные и гуминовые препараты в народном хозяйстве, Ташкент, Изд-во "Наука", 1964.
5. Марков Л.А., Парфенов А.А. Улучшение свойств грунтов поверхностно-активными веществами и структурообразующими веществами, Автотрансиздат, М., 1963.
6. Чаповский Е.Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов, М., 1958.
7. Васильев А.М. Основы современной методики и техники лабораторных определений физических свойств грунтов, М., 1953.

Р.КЕНДЖАЕВ

УМЕНЬШЕНИЕ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ
ВНЕСЕНИЕМ В НИХ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТА

В Средней Азии почти все магистральные каналы, распределительная оросительная сеть построены в земляных руслах, поэтому очень много воды теряется на фильтрацию. Коэффициент полезного действия оросительных систем обычно не превышает 0,5–0,7. Так, из 25 млрд, м³ воды, забираемой ежегодно оросительными системами Узбекистана из рек, 7,5–10 млрд. м³ идут на потери.

С целью уменьшения этих потерь для ложа каналов предусматриваются противофильтрационные одежды. Известно, что основным материалом, используемым для устройства защитных водонепроницаемых облицовок водохранилищ и оросительных каналов, является цементный бетон. Однако выполнение огромного объема работ по строительству оросительных систем вынуждает изыскивать более дешевые противофильтрационные покрытия. С этой целью в лаборатории инженерного грунтоведения САНИИРИ изучались способы укрепления грунтов с цементами, в частности для устройства противофильтрационных покрытий по периметру ирригационных каналов. Лабораторные результаты изучения физико-технических свойств цементно-грунтовых смесей мы освещали в предыдущих наших работах /1,2/. В данной работе анализируются натурные исследования цементно-грунтовых смесей в опытных котлованах.

Задачи полевых опытов сводились к следующему:

- 1) выявление возможности использования цементно-грунта в качестве противофильтрационного материала на оросительных каналах в условиях Средней Азии;
- 2) определение эффективности использования цементно-грунта на противофильтрационное покрытие в условиях ирри-

гационного строительства;

3) изучение вопроса устойчивости противофильтрационных свойств экранов с цементногрунтами во времени, а также влияние атмосферных и других факторов на них.

Для выявления эффективности цементногрунтовых смесей в натуре на опытном полигоне, сложенном лессовой супесью /4,5/, были заложены котлованы трапецеидального сечения, каждый глубиной 1,50 м, шириной по дну 1,20 м и длиной 6,00 м с заложением откосов 1:1,5. Работы по устройству котлована и покрытию его экраном производились в следующей последовательности: рытье котлована; зачистка и планировка откосов и дна котлована; уплотнение; устройство тонкого (около 2 см) защитного слоя из влажного ($W=22\%$) лессового грунта.

Заложенные котлованы моделируют канал на оросительной сети с пропускной способностью 90–100 л/сек и уклоном 0,001. На трех котлованах уложены противофильтрационные покрытия (толщиной слоя 5–7 см).

Котлован 1. Покрытие из цементногрунтовой смеси с добавкой 10% портландцемента марки 400 при плотности 1,60–1,62 г/см³ имело влажность 16% и толщину экрана 5–7 см. Через 9 месяцев покрытие уменьшило потери на фильтрацию по сравнению с контрольным в 258 раз.

Котлован 2. Покрытие из цементногрунтовой смеси, которое было приготовлено из воздушно-сухого лессового грунта путем смешения с 15% портландцемента марки 400 (от веса сухого грунта) и 16% воды (от веса сухой смеси), имеет плотность 1,62–1,64 г/см и толщину 5–7 см. Фильтрационный расход уменьшился в 444 раза.

Котлован 3. Покрытие из цементногрунтовой смеси, приготовленной из воздушно-сухого лессового грунта с добавкой 15% портландцемента марки 400 с добавкой 4% гипса ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) от веса сухого грунта, имело оптималь-

ную влажность уплотнения 17%, плотность 1,61–1,63 г/см³ и толщину 5–7 см. Фильтрационный расход уменьшился в 516 раз.

Во избежание появления нежелательных (усадочных) явлений, экраны цементногрунтовых смесей после окончания работ по укладке были посыпаны тонким слоем (около 2 см) влажного (20–22%) лессового грунта.

Котлован 4. Контрольный (без покрытия). Определение величины фильтрационных потерь из котлована производилось путем замеров воды по рейкам в определенные промежутки времени.

Кратность изменения подсчитана относительно контрольного котлована (при влажности, равной 16%, соответствующей оптимальной влажности уплотнения) без добавок (цемента).

Наиболее эффективными оказались покрытия с большей дозировкой портландцемента (15%), при надлежащем их устройстве (плотность покрытия около 1,64 г/см²).

Положительное влияние в повышении антифильтрационной эффективности покрытия оказывает присутствие гилса в лессовом грунте.

Следует отметить, что цементногрунты с течением времени становятся менее водонепроницаемыми. Это подтверждается результатом лабораторных исследований, полученным нами /1,2/ и другими авторами /3/.

Указанные выше качества цементногрунта, его экономичность (материалы: местный грунт + 10–15% портландцемента) и нетрудоемкость укладки (обычная передвижная бетономешалка и автокран или экскаватор) позволяет нам рекомендовать его в качестве противофильтрационного покрытия в ирригационных каналах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кенджаев Р.К. К вопросу об использовании цементно-грунтовых смесей в ирригационном строительстве, "Строительство и архитектура Узбекистана", Ташкент, вып.8, 1968.
2. Кенджаев Р.К. Применение загипсованных грунтов для получения цементногрунтовых смесей, "Строительство и архитектура Узбекистана", Ташкент, вып.4, 1969.
3. Материалы к VI Всесоюзному совещанию по закреплению и уплотнению грунтов, М., Изд-во МГУ, 1969.
4. Рождественский Е.Д. Лессовые грунты Узбекистана как материал для земляных плотин, Ташкент, Изд-во "Фан", 1962.
5. Урманова Г.Л., Талабаев К. Некоторые итоги изучения физико-технических свойств лессовых грунтов с различными видами добавок, Известия АН УзССР, серия технических наук, вып. I, 196

М.Ю.АБЕЛЕВ, Н.Ф.АРИПОВ

НАТУРНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ
В ТОЛЩЕ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

В связи с большими работами по освоению Голодной степи актуальный характер приобретает использование в качестве основания различных сооружений водонасыщенных лесовых макропористых грунтов, широко распространенных в орошаемых областях Средней Азии. Изучение таких важных зависимостей, как закономерность изменения между напряжением и деформацией, закономерность развития деформации во времени во многом помогло бы созданию более совершенных методов расчета сооружений на этих грунтах.

Цель нашей работы заключалась в следующем:

- 1) сконструировать тензометрический датчик для изучения изменения порового давления во времени и по глубине толщ водонасыщенных грунтов;
- 2) выявить характер изменения порового давления по глубине при возрастающей нагрузке;
- 3) определить величины порового давления в грунте до и после опытов.

Датчик порового давления (ДПД), сконструированный нами, представляет собой зонд, с одной стороны которого находится металлический наконечник, с другой — измерительная мембрана со штуцером (рис.1). Следует заметить, что ДПД представляет собой конструктивную разработку существующих приборов.

Приемная часть датчика состоит из отрезка перфорированной металлической трубки диаметром 24 мм и длиной 20 мм. Она заполняется крупнозернистым песком, смешанным с клеем БФ-2. Сверху вворачивается измерительная мембрана диаметром 11 мм и толщиной 0,2 мм, на которой устанавливается штуцер. Через него проходят четыре провода в поли-

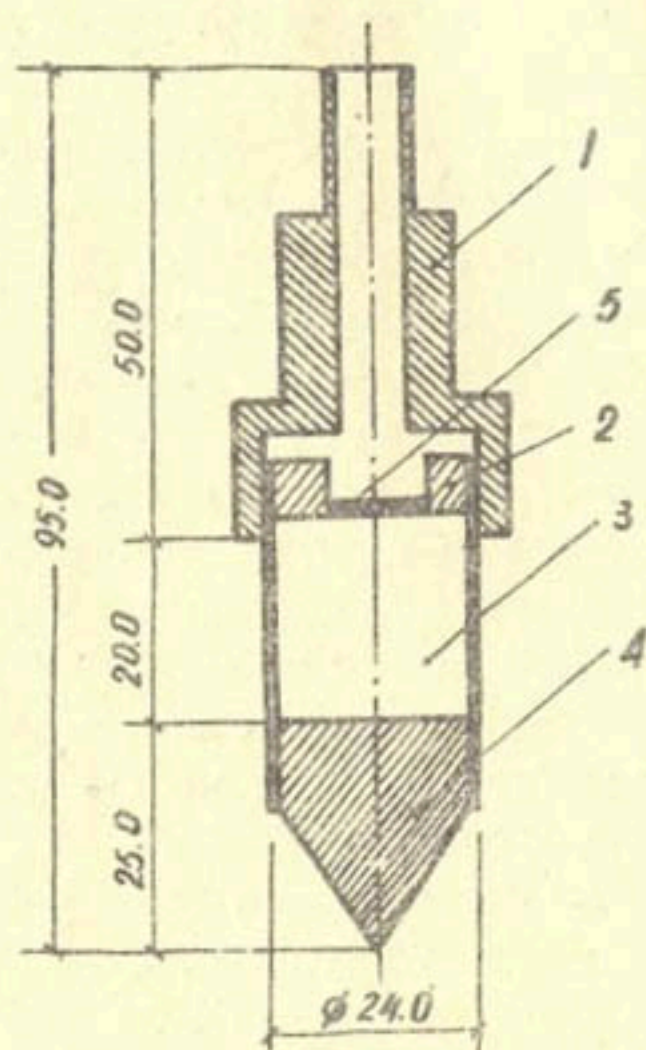


Рис. I. Тензометрический датчик порового давления (ТПД): 1—штуцер; 2—измерительная мембрана; 3—приемная часть; 4—наконечник; 5—тензодатчик ФКМВ-10.

хлорвиниловой оболочке, подпаянные к круглому фольговому тензодатчику типа ФКМВ-10 базой 10 мм, который наклеивается на мембрану. Полость штуцера после подпайки проводов к тензодатчику заполняется эпоксидной смолой ЭД-5, ЭД-6, а резиновая трубка надевается на мундштук штуцера на клею Н-88. К нижней части перфорированной трубки на резьбе присоединяется конический наконечник высотой 25 мм, служащий для задавливания датчика в грунт. Для предотвращения заиливания датчика в процессе исследований перфорированная часть трубки заключается в мелкую сетку (металлическая сетка, капроновая ткань). Как показали наши многочисленные стендовые и полевые испытания, в момент задавливания датчика не происходит заиливания порового камня и забивка отверстий приемной части датчика. Следует помнить, что перед выездом на полевые исследования необходимо датчики тщательно заполнить дистиллированной водой под вакуумом (разрежение 0,1 мм рт.ст.).

Метод электрического измерения

Сопротивление, изменяющееся при деформации мембраны датчика, измеряют двумя путями. При деформации от динамических воздействий применяют способ неуравновешенного моста.

В датчиках порового давления используется способ уравновешенного моста, в котором измерение сопротивления тензометрического датчика (в наших приборах ФКМВ-10) осуществляется с помощью моста Уинстона. Суть способа уравнивания моста состоит в следующем: под влиянием деформации мембраны сопротивление тензодатчика изменяется, что вызывает отклонение регистрирующего прибора. Если с помощью движка регистрирующего прибора мостовую схему вернуть в равновесие, то разность отсчетов по шкале будет пропорциональна величине измеренной деформации. В полевых условиях в качестве регистрирующего прибора применен ПИД (полу-

проводниковый измеритель деформации), а в лабораторных — наряду с ПИДом — АИ-І (автоматический измеритель деформации).

Основные сведения по технологии изготовления датчиков порового давления (ДПД)

а) Технология изготовления корпуса и мембраны датчика. Учитывая, что датчики рассчитываются на работу в водонасыщенных грунтах, а часто и в сильно агрессивных средах, корпуса датчиков желательно изготавливать из металлов с высокими антикоррозионными свойствами (бронза, латунь). Как показали наши исследования, вполне допустимыми являются и такие наиболее распространенные и доступные материалы, как Ст.3, Ст.45. Но они требуют тщательной гидроизоляции поверхности.

Для постоянства деформативной характеристики мембраны необходимо для ее изготовления подобрать материал с достаточно высокими упругими свойствами. Для уменьшения гистерезиса, а также для снятия возможных остаточных деформаций мембрану подвергают стабилизации, т.е. воздействию постоянной или переменной нагрузки и температуры в течение 7-10 суток. Учитывая, что бериллиевая бронза и латунь имеют очень маленькую величину гистерезиса (0,2-0,5%), стабильную характеристику, а также обладают высокими антикоррозионными свойствами для корпусов датчиков и мембраны мы применили латунь (бериллиевую бронзу не применяли из-за дефицитности).

б) Наклейка фольговых тензодатчиков. Пленочная основа фольговых датчиков изготавливается из клея ВЛ-7, ВЛ-4, или БФ-2. В нашем датчике порового давления мы применили фольговые датчики на основе клея БФ-2. Поверхность мембраны и фольгового датчика перед наклейкой промывают спиртом и просушивают 15-20 мин. На мембрану мягкой кистью наносят тонкий слой БФ-2 и просушивают на воздухе при ком-

натной температуре в течение часа. Наносят еще слой и выдерживают еще час. Затем мембрану подвергают термообработке по одному часу при 70 и 120°C. Охлаждают деталь вместе с термостатом. Затем наносят третий слой клея. Перед приклеиванием тензодатчика его обратную сторону покрывают слоем БФ-2 и через 5-10 мин. прикладывают к мембране. Сушку приклеенного датчика производят в прижимном устройстве в течение 24 часов. Места припайки выводных проводников к решетке закрывают бумажной прокладкой. Затем для полимеризации клея датчик помещают на 2 часа в термостат с температурой 90-100°C.

в) Гидроизоляция датчиков. Для гидроизоляции, как мы указывали выше, применяются эпоксидные смолы ЭД-5, ЭД-6, обычно в следующем составе:

эпоксидная смола ЭД-5 - 100 в.ч.;

полиэтиленополиамин (отвердитель) - 7,5 в.ч.;

полиэфир МГФ-9 (пластификатор) - 10 в.ч.

Составом заполняется полость штуцера с мундштуком. Опыт применения датчиков показал полную надежность такого способа гидроизоляции.

г) Тарировка датчиков. Тарировку тензодатчиков порового давления можно производить двумя независимыми путями:

1) гидростатическое тарирование в масляном прессе (пресс для тарирования манометра);

2) тарирование в водной среде (тарировочный бак).

В первом случае мембрану датчика с наклеенным тензодатчиком вворачивают в специальный флянец, который крепится болтами к кондуктору; в полость кондуктора, перекрытую маслостойкой резиной, с помощью насоса под давлением подают масло. Давление контролируется образцовым манометром. Мембраны рабочей поверхностью соприкасаются с резиной и воспринимают давление масла. Показания регистрируются приборами (ПВД, АИ-1).

При тарировании в водной среде (второй способ) в замкнутый объем подается под давлением вода или грунтовая суспензия. Последовательно датчик нагружается давлением воды (грунтовой суспензии) от нуля до нагрузки, превышающей расчетную на 10–20%. Затем нагрузка ступенчато уменьшается до нуля. Цикл повторяется не менее 3–4 раз. По данным строятся тарировочные графики.

Методика измерения порового давления тензометрическими датчиками (ДПД)

На обвалованной площадке в шурф были установлены два металлических штампа площадью 10000 см^2 , выверенные по теодолиту в трех направлениях. До установления штампа по центру и краям шурфа на разные глубины (с интервалом 0,5 м по высоте, начиная с 0,2 м) были задавлены датчики (ДПД). Шурф был глубиной 0,8 м, диаметром, равным диаметру штампа. Выводы проводов от всех датчиков подпаивались к кабелю и выводились на два переключателя конструкции ЦНИИСК им. Кучеренко.

К каждому номеру клеммы переключателя подпаивались активные или компенсационные концы датчиков порового давления. Общие концы подпаивались вместе и подключались к общей клемме переключателей. Следовательно, к одному переключателю были подпаяны активные концы датчиков, а к другому — компенсационные. Такая схема подключения позволила измерить показания каждого датчика в отдельности, исключая их влияния друг на друга.

Для замера импульсов, возникающих в результате разбаланса моста, применялся полупроводниковый измеритель деформации ПИД с точностью $1,0 \times 10^{-5}$ отн. единиц, работающий от постоянного тока.

С датчиков, размещенных в шурфе, каждые два часа снимались отсчеты до стабилизации показаний ПИДа. Стабилизация наступала через 5–6 часов и не изменялась в течение

суток. Через 5-7 суток (выдержка необходима для восстановления структурной прочности) в шурфе устанавливался штамп с подсыпкой слоя песка толщиной 0,2-0,6 см. После монтажа штампа были сняты показания от веса штампа и домкрата (что составляло $0,025 \text{ кг/см}^2$). Потом замер показаний производился после приложения ступени нагрузки ($0,05 \text{ кг/см}^2$); затем в течение первого часа через каждые 15 минут и далее через каждый час до условной стабилизации осадка. В двух опытах, проведенных нами в 1968 г., была достигнута нагрузка 1 кг/см^2 .

Осадки регистрировались прогибомерами конструкции Максимова, установленными в трех точках штампа по углам равностороннего треугольника. Для введения поправки на изменение длины проволоки и прогибомеров от веса грузов и температуры использовались показания четвертого прогибомера.

После достижения нагрузки 1 кг/см^2 (на 28-30 день с начала опыта) был проведен демонтаж установки опыта. Датчики порового давления (ДПД) извлекались из тела грунта на 10-15 день после окончания опыта. Следует отметить, что датчики (ДПД) в течение всего опыта давали стабильные показания. Тарировочные кривые до опыта и после в основном совпадали. Не изменился в основном и "0" приборов (есть отклонения на 2-4 единицы). Точность измерений была в пределах $10-15 \text{ г/см}^2$. Это говорит о надежности прибора в целом.

В ы в о д ы

Поставленные задачи в основном нами решены.

1. Исследованиями установлены эпюры распределения порового давления как под штампом, так и в основании штампа на глубину до 1,7 м.

2. Выявлены следующие закономерности характера изменения порового давления:

а) поровое давление возрастает не мгновенно, а через определенное время;

б) время возрастания порового давления увеличивается с увеличением глубины и предварительного уплотнения грунта;

в) фильтрация воды под штампом (датчик на отметке 0,2 м) наблюдается только после достижения определенной величины давления ($0,3 \text{ кг/см}^2$) (фильтрации воды в нижеследующих слоях не наблюдается, что, очевидно, объясняется непродолжительностью наших опытов).

3. При замерах величины порового давления до опыта и на 10–15 день после его окончания и разгрузки штампа (рис.2) оказалось, что, если максимальное поровое давление на глубине 1,7 м было $0,04 \text{ кг/см}^2$, то после опыта оно возросло почти в 4 раза ($0,15 \text{ кг/см}^2$), т.е. напор вырос от 40 см до 1,5 м.

Вероятно, величины порового давления после опыта в своем конечном виде будут меньше по величине, чем указано на графике, так как они замерены после непродолжительной выдержки (10–15 дн.).

4. Получены зависимости изменения порового давления по глубине при возрастающей нагрузке на штамп (рис.3).

Величины порового давления уменьшались под штампом в зависимости от глубины, подобно эпюре изменения напряжения (по теории линейно-деформируемых тел). Величины порового давления в водонасыщенных глинистых грунтах, как показали наши опыты, составляют 70–85% от полной (тотальной) величины напряжения.

Очевидно, более продолжительные натуральные исследования порового давления в слабых глинистых грунтах позволят полнее отразить те зависимости, о которых мы говорили выше.

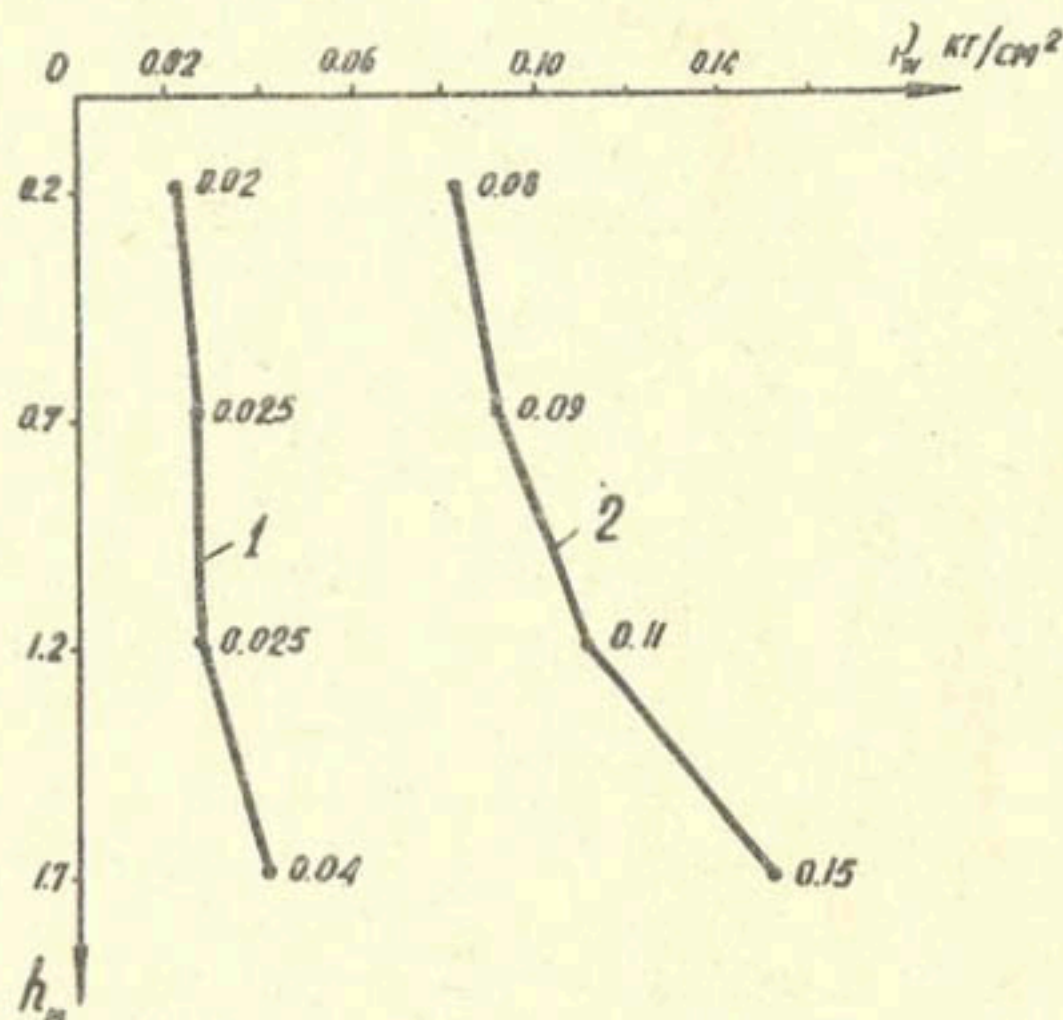


Рис.2.График распределения порового давления под центром круглого штампа по глубине до и после опыта:1-до опыта;2-после опыта.

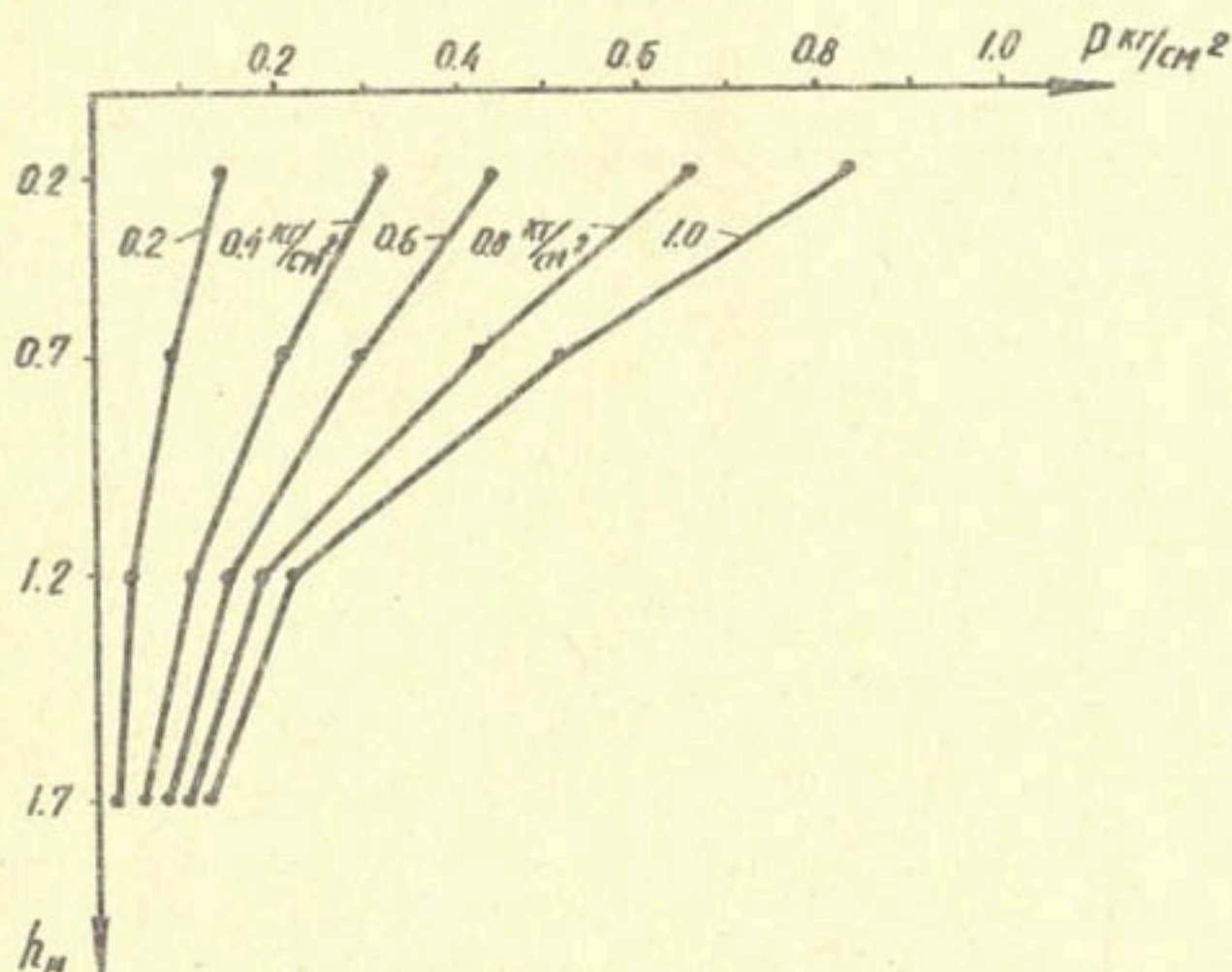


Рис.3. График распределения порового давления под центром круглого штампа по глубине:

ρ — нагрузка на штампе, кг/см²; h — глубина установки датчиков, м.

ЛИТЕРАТУРА

1. Баранов Д.С. Измерительные приборы, методика и некоторые результаты исследования распределения в песчаном грунте, Научные сообщения ЦНИИСКА, вып.7, М., 1959.
2. Описание технологии изготовления месдоз с гидравлическим преобразователем, изд.ЦНИИСК, М., 1967.
3. Развитие метода проволоочной тензометрии для исследования строительных конструкций, М., Госстройиздат, 1962.

С. ДЖАМАНКАРАЕВ

УСЛОВИЯ ФОРМИРОВАНИЯ РУСЕЛ В АЛЛЮВИАЛЬНЫХ ОТЛОЖЕНИЯХ
НА РАСШИРЕННОМ И УГЛУБЛЕННОМ СЕЧЕНИИ КАНАЛОВ

Строительство каналов взятием грунта из внутреннего резерва с расширением сечений против проектного практикуется в Каракалпакской АССР.

Для изучения процесса формирования русел в 1966 г. построены два участка спрямления с увеличенным сечением (на каналах им. Ленина с расходом 30–40 м³/сек на длине 3,5 км и Боз-Яб с расходом 3–4 м³/сек на длине 1,5 км). Были проведены наблюдения за процессами формирования русел, изменением гидравлического и наносного режимов.

Данные исследований показывают, что размеры сформированного потоком русла зависят в основном от расхода воды, уклона водной поверхности и от транспортирующей способности потока.

Зависимость гидравлических элементов потока от нагрузки наносами в период формирования русла показаны на рисунках 1 и 2.

Эти зависимости выражаются формулами

$$\rho \tilde{u} = 25 h i, \quad (1)$$

$$\rho \tilde{u} = 45 (U i)^{3/4}, \quad (2)$$

где h – средняя глубина, м;
 U – скорость потока, м/сек;
 i – уклон водной поверхности;
 ρ – мутность потока, кг/м³;
 $\tilde{u}$ – средняя гидравлическая крупность наносов, м/сек.

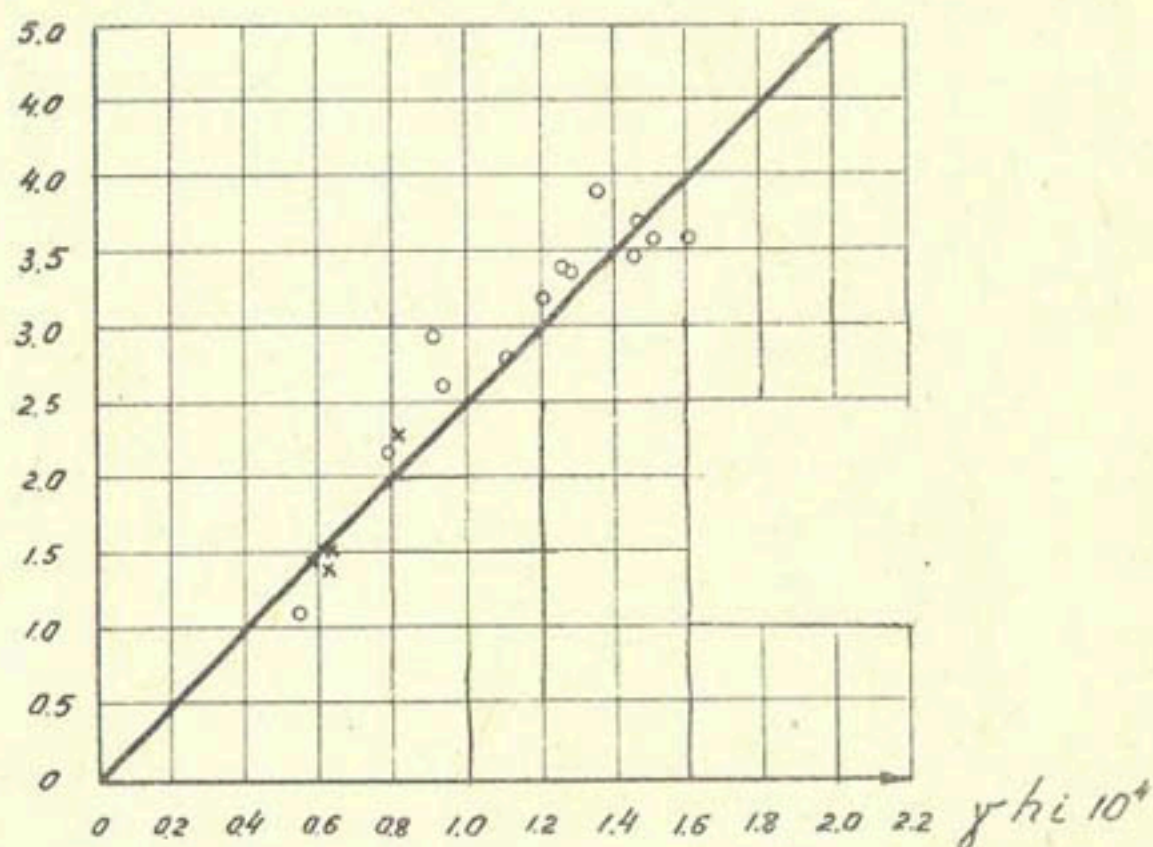
$\rho \bar{u} \cdot 10^3$


Рис. I. График зависимости нагрузки потока от $\gamma h i$
 о — спрямление к-да им. Ленина (1967г.);
 х — " " " Боз-яб (1967г.)

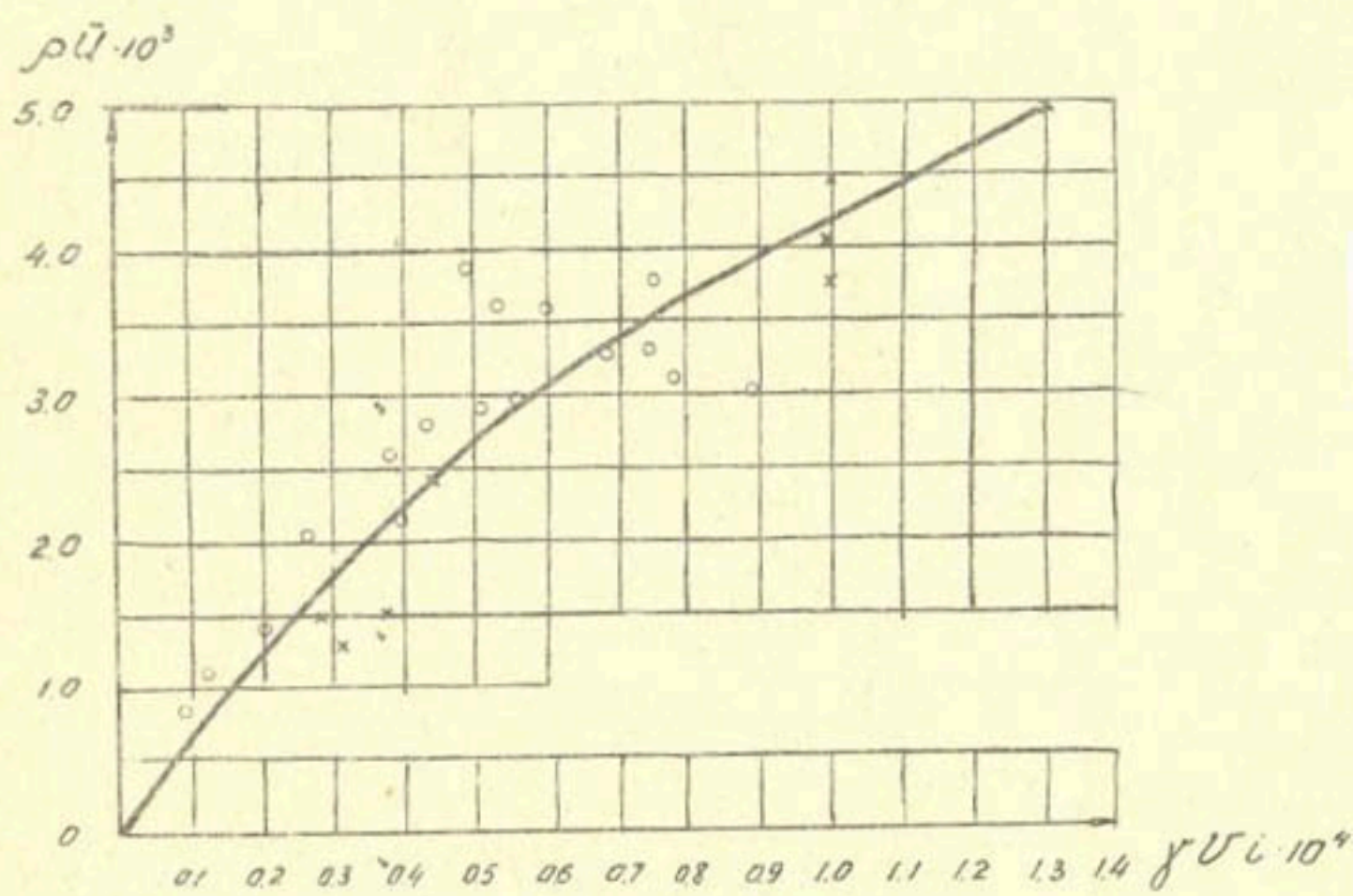


Рис. 2. График зависимости нагрузки потока ρ_i от γV_i
 o — спрямление к-да им. Ленина (1967г.);
 x — " " " " Боз-яб (1967г.).

Результаты расчетов по зависимости (1) отклоняются от наблюдаемых при исследованиях на спрямленных каналах им. Ленина на +12 и -17% и канала Боз-Яб +22,0 и -25%, по зависимости (2) соответственно $\pm 16\%$ и $\pm 24\%$.

В ходе руслообразовательного процесса размеры формируемого потоком канала изменяются с течением времени до тех пор, пока не наступит равновесие действующих сил потока (движущихся и сопротивляющихся) с учетом наносов.

Поток, формирующий свое русло из транспортируемых наносов, находится в состоянии подвижного равновесия и устойчивая форма сечения создается во взаимодействии потока и русла.

Самоформирующийся участок канала, протекающий в слабых несвязанных грунтах аллювиальных отложений, легко деформируется до приобретения устойчивых размеров.

Ширина самоформирующегося русла по урезу воды определяется по формуле Ш.Х.Шапиро

$$B = K \sqrt{\frac{q}{i}} \quad (3)$$

Для каналов, имеющих водозабор из Амударьи, $K = 0,10$.

По нашим исследованиям (рис.3), ширина по урезу воды в сформированных каналах на участках спрямления отвечает уравнению:

$$B = 0,08 \sqrt{\frac{q}{i}} \quad (4)$$

Для эффективного использования возведения каналов с первоначальным увеличенным сечением русла необходимо знать максимальную предельную ширину канала: при установлении ширины, больше предельной, поток в дамбах протекает извилисто, возможно образование застойных зон, появляется возможность подмыва дамб; возможно переосветление потока, что может привести к размыву нижележащих участков канала.

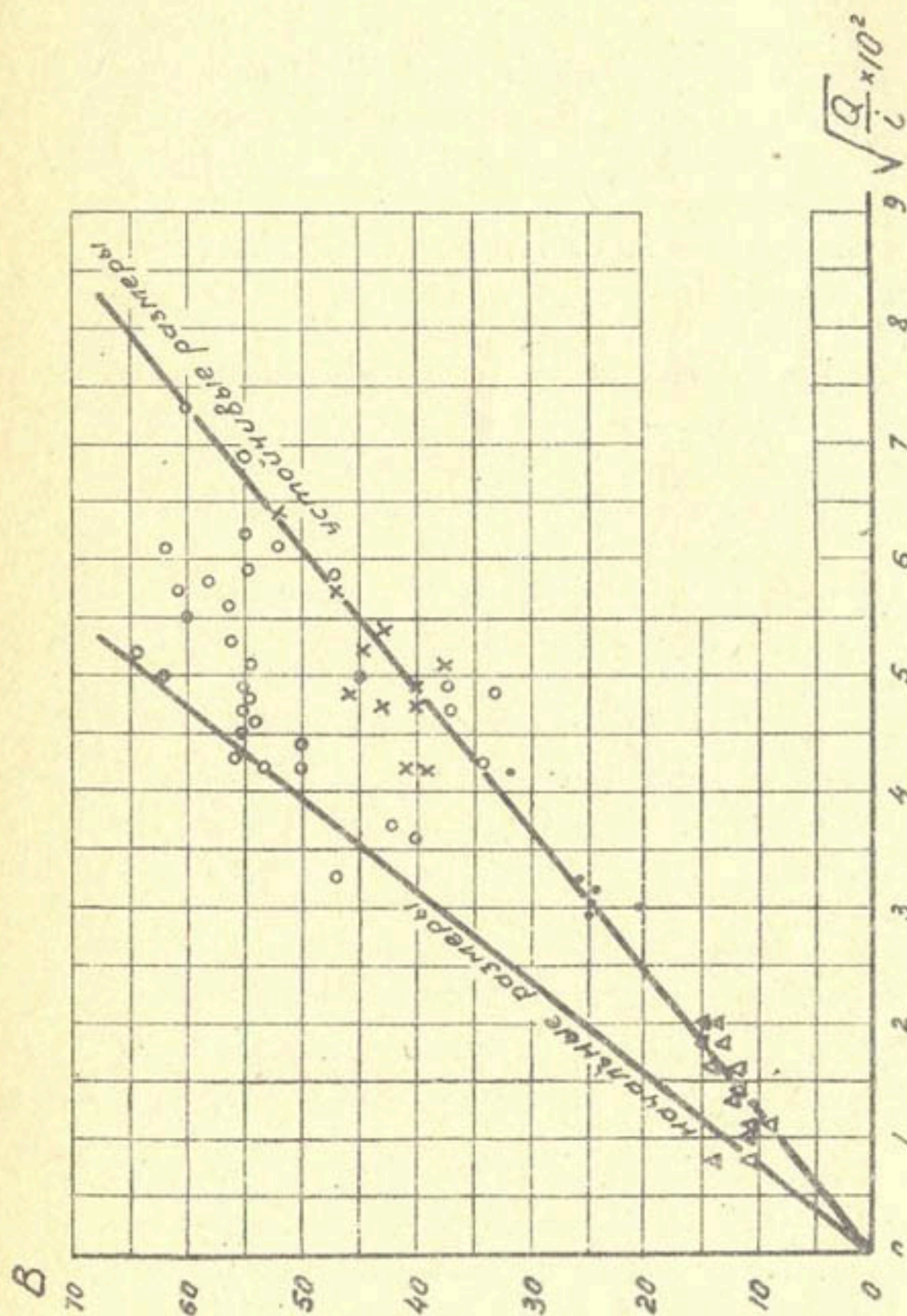


Рис.3. График зависимости $B = f(\sqrt{\frac{Q}{2}})$
 о -спрямление к-ла им.Ленина 1967г;
 х - " " " 1968г;
 Δ - " " к-ла Боз-яб;
 -канал Боз-яб (головная часть) 1964г.

При установлении ширины, меньше предельной, метод дает неполный эффект.

На участках каналов, где производились исследования, ширина русла была назначена в два раза больше проектной и эти начальные размеры не соответствовали условиям устойчивости русла. С течением времени на исследуемых участках наметились устойчивые русла.

Предельная допустимая ширина (рис.3), при которой формируется устойчивое сечение русла и сохраняется прямолинейность потока в плане, равна

$$B_{пр} = 0,13 \sqrt{\frac{Q}{i}}$$

или

$$B_{пр} = 1,65 B_{уст} \quad (5)$$

Формула (5) не учитывает состав и содержание поступающих в канал наносов.

По данным полевых исследований ширина по урезу формируемого потоком русла в какой-то степени зависит от состава и содержания поступающих наносов, т.е. транспортирующей способности потока.

По опытным данным установлены зависимости (рис.4 и 5) для ширины формируемого потоком русла:

$$B_{уст} = \sqrt{\frac{\rho u Q}{i}}, \quad (6)$$

$$B_{уст} = 1,12 \sqrt{\frac{\rho u Q}{i}} \quad (7)$$

отсюда

$$h_{ф} = 1,25 \frac{\rho u Q}{g^2 i}. \quad (8)$$

Для установления этой зависимости использовали нагрузки потока с предельными насыщениями, равными его

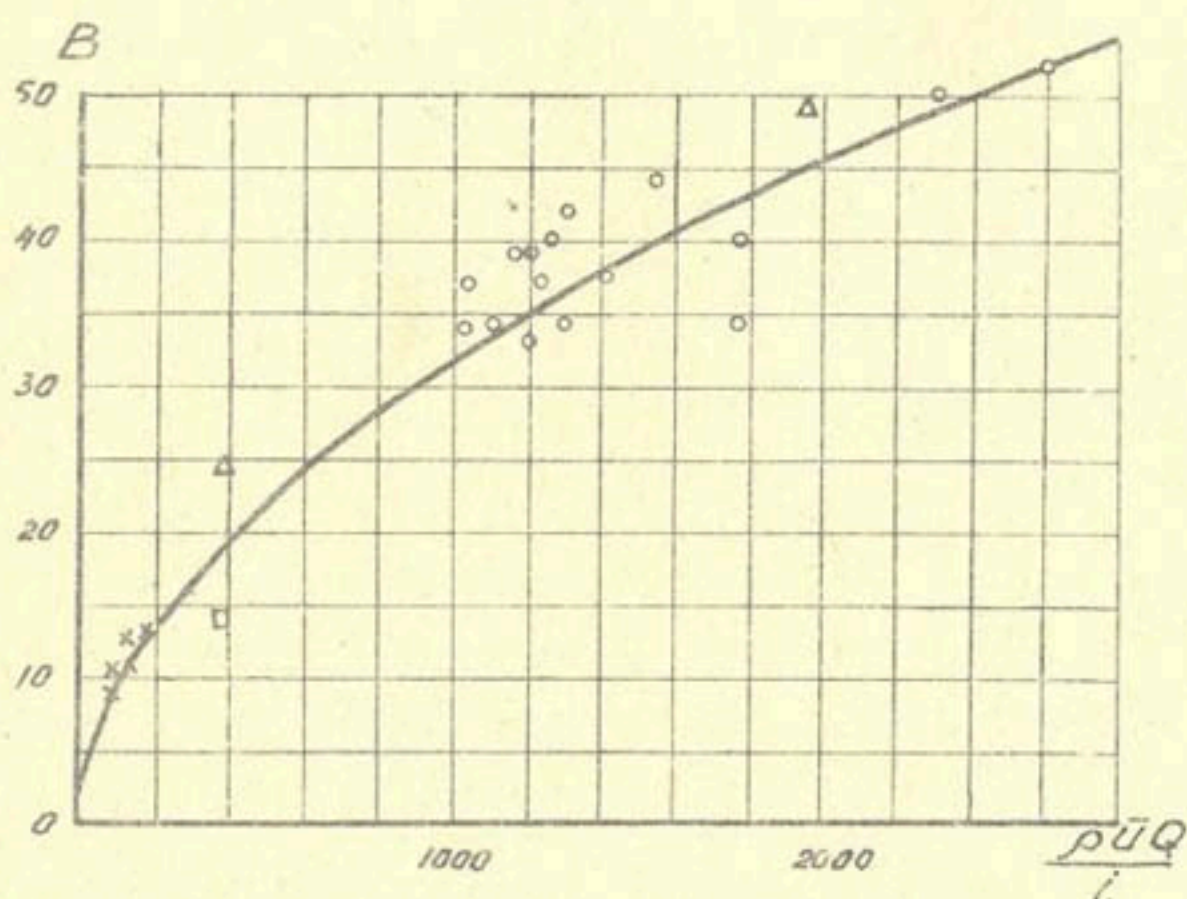


Рис. 4. График зависимости $B = f\left(\frac{Q}{l} \cdot \rho \bar{u}\right)$

- o — спрямление к-ла им. Ленина;
- Δ — каналы Боз-яб ГКО им. Ленина;
- x — спрямление к-ла Боз-яб.

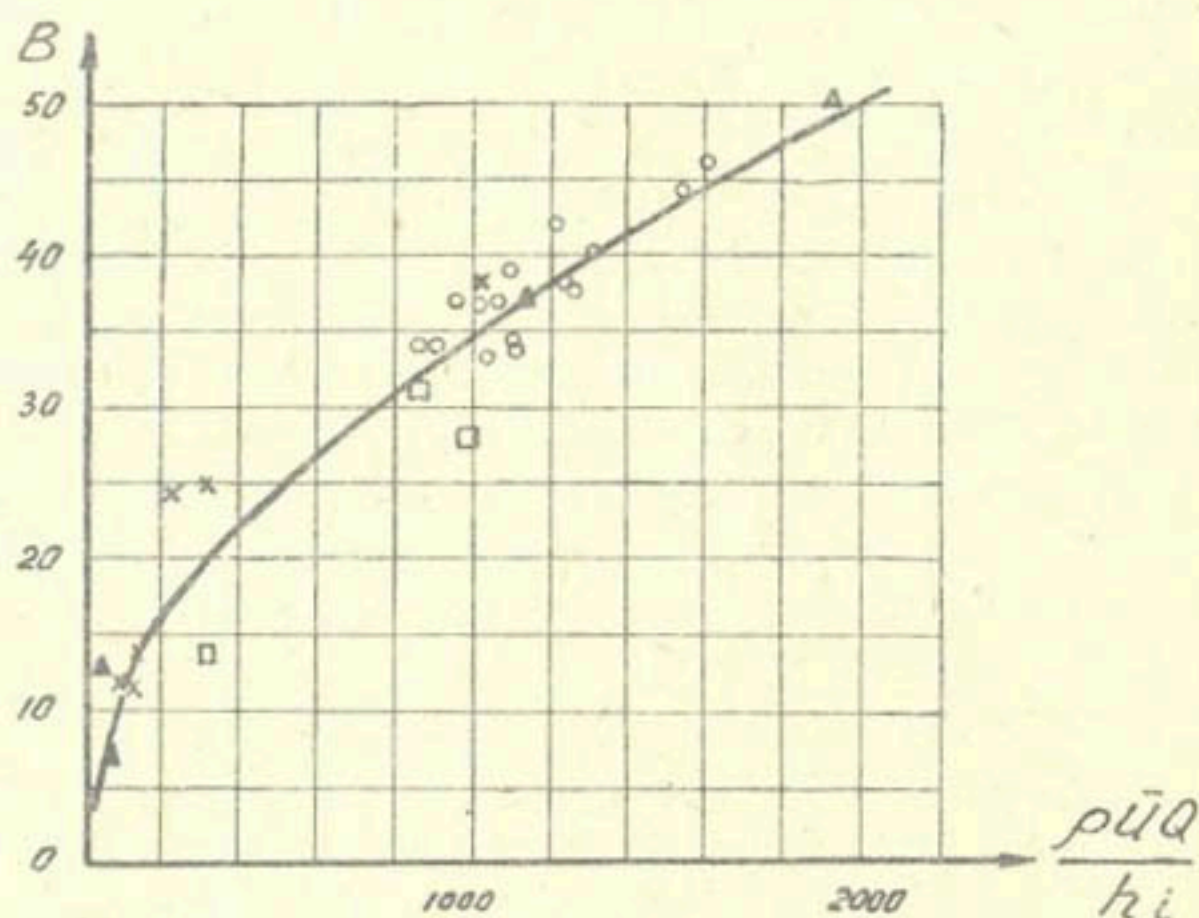


Рис. 5. График зависимости $B = f\left(\frac{\rho \bar{u} Q}{h i}\right)$

- — спрямление к-ла им. Ленина;
- х — " " Боз-яб и Боз-яб ГКИ 64г;
- △ — канал им. Ленина ГКИ и 30;
- ▲ — каналы Кенегес и Кулабад;
- — канал Кегейли.

транспортирующим способностям.

Зависимости (6) и (7) отвечают условиям самоформирующихся русел, которые протекают в аллювиальных отложениях, образованных потоком из транспортируемых им наносов. У существующих оросительных каналов берега уплотнены, проросли растениями, не поддаются размыву и не деформируются вглубь. В таких случаях ширина русла по урезу воды, определенная по вышеуказанным формулам, дает завышенные результаты. Так, величины $B_{уст}$, вычисленные по формулам 4, 6, 7 от наблюдаемых при исследовании, равны:

Формулы	Отклонения, %	
	+	-
1. $B_{уст} = 0,08 \sqrt{\frac{Q}{t}}$	7,5 - 12,5	10,8 - 12,4
2. $B_{уст} = \sqrt{\frac{\rho a Q}{t}}$	7,10	8-10
3. $B_{уст} = 1,12 \sqrt{\frac{\rho a Q}{t}}$	9,6	10,4

Подсчет экономической эффективности при строительстве каналов с увеличенным сечением в насыпи затруднителен, так как такие достоинства конструкции как уменьшение фильтрации, увеличение надежности бортов каналов, возможность увеличения расчетного расхода, освобождение путей подъезда к каналу и др. учесть невозможно.

Часть преимуществ поддается учету неполностью — высвобождение механизмов, необходимых для уплотнения грунта и др. Можно полностью оценить экономический эффект защиты нижележащих участков канала и мелкой сети, высвобождения земли, занимаемой резервами и уменьшение затрат при возведении дамб.

На опытном участке спрямления канала им. Ленина (длина 3,5 км) осело 370 тыс. м³ наносов, что обеспечило нормальную эксплуатацию нижележащих участков канала.

При этом была получена экономия средств на очистку в сумме 92,5 тыс.руб. Расчет показывает, что возведение каналов с увеличенным сечением полностью окупает себя за счет уменьшения очистки нижерасположенных участков канала.

В ы в о д ы

1. Каналы, проходящие в насыпи в условиях дельты реки Амударьи, целесообразно проектировать и строить с увеличенным сечением, используя грунт для возведения насыпи из внутренних резервов, т.е. за счет углубления дна и расширения русла, с расчетом формирования потоком устойчивых размеров путем заиления, что создает благоприятные условия по очистке, ремонту дамб и их реконструкции.

2. Расширенный и углубленный участок канала до приобретения устойчивой формы работает как отстойник, защищает от заиления нижерасположенные оросительные каналы и позволяет уменьшить срок окупаемости строительства за счет сокращения средств, затрачиваемых на очистку. В процессе формирования русло приобретает устойчивые размеры путем заиления, за счет наносов, несомых самим потоком.

3. По данным исследований установлено, что ширина формируемого потоком русла находится в полной зависимости от расхода воды и уклона ее поверхности, и в первом отвечает уравнению

$$B_{уст} = 0,08 \sqrt{\frac{Q}{i}}.$$

Предельная допустимая ширина (ширина до начала заиления), при которой образуется устойчивое сечение и сохраняется прямолинейность в плане, без блуждания русла, равна

$$B_{пр} = 0,13 \sqrt{\frac{Q}{i}}$$

или

$$B_{пр} = 1,65 B_{уст}$$

4. Данные исследования показывают, что ширина по урезу формируемого потоком русла особенно зависит от транспортирующей способности потока и каждому расходу соответствует вполне определенное устойчивое сечение, которое выражается уравнениями:

$$B = \sqrt{\frac{\rho u Q}{\tau}},$$

$$B = 1,12 \sqrt{\frac{\rho u Q}{h \tau}}$$

или

$$h_{\text{ср}} = 1,25 \frac{\rho u Q}{B^2 \tau}.$$

5. Илистые частицы наносов, оседая на расширенном и углубленном участке, значительно уменьшают фильтрацию воды через тело дамб и дно канала и усиливают прочность дамб, поэтому отпадает необходимость возведения дамб с уплотнением и поливкой.

6. При возведении каналов в насыпи с увеличенным сечением можно сэкономить до 78% общей стоимости возведения или реконструкции каналов.

Н.А.ЦВЕТКОВА, С.М.ГОРЮНОВ

РЕЗУЛЬТАТЫ ИЗУЧЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО РЕЖИМА ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ КАРКИДАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА ЗА 1966-1968 гг

Состояние объекта. Каркиданское водохранилище ирригационного назначения расположено на р.Кувасай в южной части Ферганской долины. Оно питается за счет паводковых вод р.Кувасай и излишних вод, сбрасываемых из Южноферганского канала. Проектная емкость водохранилища 218 млн.м³.

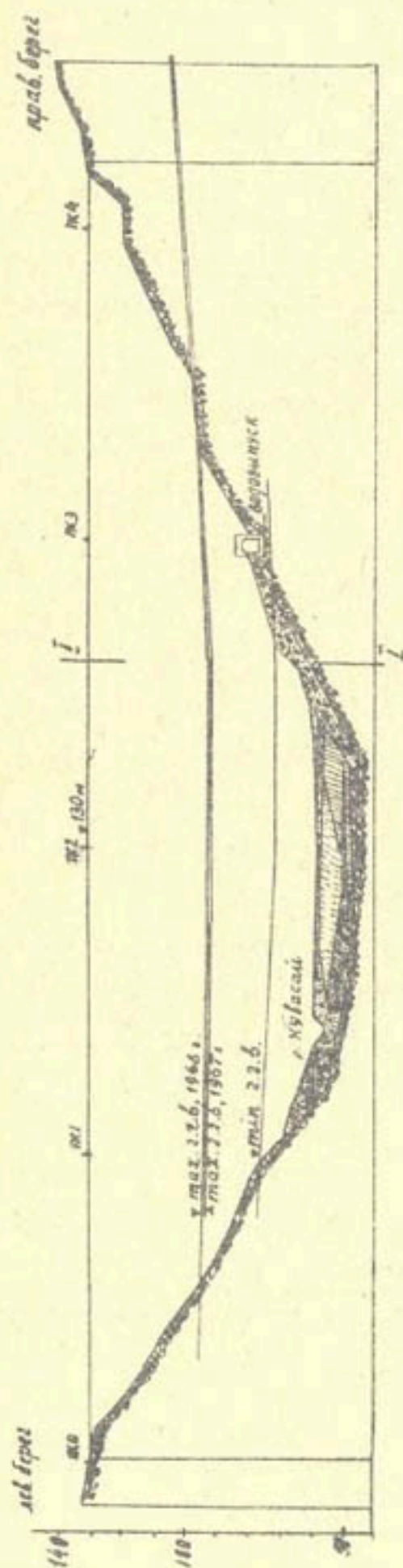
Земляная плотина (рис.1,2) выполнена из местных материалов: тело — галечниково-песчаное, экран из смеси суглинка и супеси. Максимальная высота плотины в русле р.Кувасай составляет 69 м, максимальный фильтрационный напор — 65 м. Длина ее по гребню — 420 м. Профиль плотины, распластаный с разделенными бермами откосами: с напорной стороны от 4,5 до 2,5 и с низовой от 4 до 2. Верховой откос в зоне колебания горизонтов воды покрыт бетонной облицовкой, толщиной 20 см. В плечах плотины к облицовке примыкают бетонные фартуки, уложенные по рельефу местности с отметки 95 м и выше (все указанные в тексте и рисунках отметки взяты от некоторой плоскости сравнения)

В правом борту плотины пролегает закрытый трубчатый водовыпуск на расход до 50 м³/сек, сбрасывающий воду в отводящий канал, который проходит вдоль правого борта каньона долины.

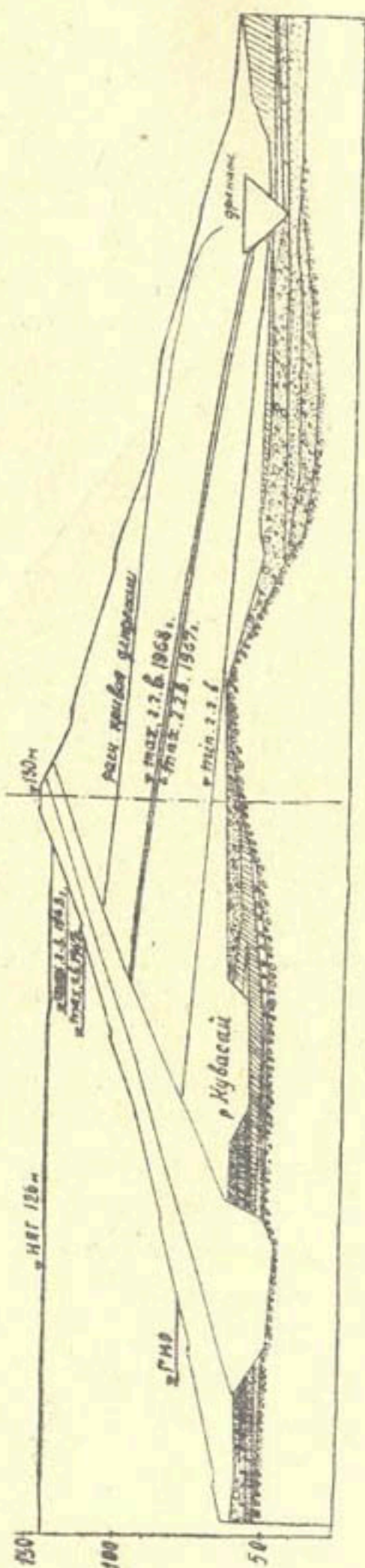
Дренажная система представлена дренажем плотины, закрытым трубчатым дренажем в правом и левом логах, вдоль правого борта отводящего канала, вдоль левого берега каньона долины, а также закрытым трубчатым и открытым дренажным коллектором.

Земляная плотина располагается в створе реки на аллювиально-пролювиальной толще речной поймы, подстилаемой

a



б



конгломератами, содержащими прослой и линзы слежавшихся галечников и песчаников. Цементом для конгломератов, расположенных в основании и берегах, являются глины и частично известняк. Мощность наносной толщи в основании меняется от 12 до 17 м, сложена она из слоев и линз легких суглинков, супесей, гравия и галечников (см. рис. I). В общей массе мелкоземистые грунты составляют около 40%, а гравийные отложения – 60% от объема. Фильтрационные свойства грунтов основания плотины и берегов характеризуются следующими коэффициентами: для русловых галечников 5–20 м/сутки; для слоистого комплекса из суглинков, супесей и тонкозернистых песков – 0,7 м/сутки; для конгломератов, галечниковой толщи – 0,5–20 м/сутки.

Экран плотины, толщиной 25 м у подошвы и 5 м у гребня, прорезает наносные образования и врежется зубом в конгломератовую толщу основания и берегов. Материал экрана составляют суглинки и супеси с числом пластичности II–5 и коэффициентом фильтрации 0,13 иногда до 0,7 м/сутки. Экран возводился вместе с плотиной с укаткой до объемного веса 1,7 т/м³.

Строительство велось в две очереди. I очередь возведение плотины до 45 м – была завершена в 1963 г. С этого же времени началось заполнение водохранилища с одновременным ведением работ II очереди, завершенных в октябре 1967 г.

В качестве материала для тела плотины и пригрузки экрана I очереди строительства применялся песчано-галечниковый грунт с 25%-ным содержанием илистых и глинистых частиц крупностью до 0,1 мм. Для II очереди строительства применялся взорванный конгломерат с небольшим 2–8%-ным содержанием частиц мельче 0,1 мм.

В процессе разработки, перевозки и укладки происходило расслоение материала. При укладке в тело плотины

грунт разгружался самосвалами в виде конусов, с вершины которых скатывались вниз крупные булыги и гальки. При разравнивании и уплотнении насыпного грунта в отдельных местах образовывались гнезда без мелкого заполнителя. Поэтому гранулометрический состав отдельных зон тела плотины неоднороден. Коэффициент фильтрации тела плотины составляет 5-20, в рыхлых зонах — до 150 м/сутки.

В низовой части плотины была устроена закрытая дренажная призма с двухслойным обратным фильтром (толщина каждого слоя 1,0 м) и перфорированной железобетонной трубой в центре, диаметром 1,1 м. Закрытый дренаж (длина 144 м) врезался в толщу отложений основания. Первый наружный слой фильтра был устроен из песка крупностью 0,1-5 мм. В отдельных местах вместо него укладывался барханный песок. В качестве второго внутреннего слоя фильтра был использован гравелисто-галечниковый материал крупностью 5-80 мм.

С вводом плотины в эксплуатацию и созданием значительного напора в феврале 1965 г. через дренаж плотины пошла мутная вода, а в июле того же года на низовом откосе выше дренажной призмы началось образование провальных воронок, общее количество которых к концу сработки водохранилища в 1966 г. составило 23 шт., общий объем — 200 м³. Периоды образования воронок сопровождались резким помутнением фильтрационной воды. При расходе через дренаж плотины 240 л/сек мутность в отдельные дни достигала 6 г/л. Общее количество вынесенного грунта по замерам мутности составило 850 м³.

Необходимо отметить, что при строительстве дренажной призмы в котловане наблюдались местные грифоны, которые в процессе устройства фильтра забивали галечником и песком.

Результаты исследований. Для установления причины аномалий в работе сооружений Каркиданского водохранилища Министерством мелиорации и водного хозяйства УзССР с 1966 г. была привлечена лаборатория фильтрации САННИРИ. Изучение процессов фильтрации Каркиданского водохранилища длится четвертый год (1966–1969 гг.). Проводимые нами исследования можно разделить на два этапа.

I. На первом этапе, начатом и завершеном в 1966 г., были решены основные вопросы фильтрационного режима земляной плотины Каркиданского водохранилища, связанные с выяснением степени устойчивости самой плотины и ее основания в результате выхода из строя закрытого дренажа плотины.

В 1966 г. были выполнены исследования: натурные с привлечением данных о работе дренажа и показаний системы пьезометров, лабораторные по установлению фильтрационных характеристик потока и фильтрационной устойчивости грунтов, а также взаимодействие грунтов в контактных зонах и, наконец, были проведены пробные геофизические исследования по определению мест утечек с максимальной фильтрацией из водохранилища и поиски зон их притоков в нижнем бьефе.

Результаты первого года исследований, опубликованные Н.А.Цветковой /1/, показали, что вынесенный во взвеси с профильтровавшейся водой грунт по составу сходен с суглинками экрана, супесью основания и мелкой частью грунтов, содержащихся в галечниках первой очереди строительства плотины.

Рассмотрение показаний пьезометров и карт гидроизогипс в сочетании с результатами опытов на плоской установке ЭГДА позволили определить примерные значения градиентов в теле и основании плотины. Наибольшие градиенты в теле плотины 0,7 – 0,8 отмечены в районе старого дренажа плотины; 1,5–2,0 в местах обтекания экрана с боков; 0,5–0,8 – за экраном. Средние градиенты в теле плотины составляют 0,2–0,3,

в основании под дренажем — от 0,3 до 1,1.

Наличие в галечниковых грунтах тела плотины гнезд без мелкого заполнителя, образовавшихся в процессе строительства, а также природа образования воронок и вынос мутной воды дали основание предположить, что в теле плотины существуют фитилеобразные протоки с максимальной фильтрацией. В зоне этих протоков на контакте с мелкоземистыми грунтами основания несомненно происходил размыв последних, а при значительных скоростях течения и вымыв мелкого песка из смежных песчано-галечниковых грунтов.

Возможно, кроме образовавшихся воронок, на низовом откосе имеются и не проявившиеся в более высокой части плотины в виде внутренних пустот вдоль фитилей, или в виде ненарушенного скелета галечника без заполнителя. Этим объясняется различие в объемах вынесенного грунта и воронок.

Исследования фильтрационной устойчивости грунтов плотины, основания, их сочетания и дренажа, в свою очередь, свидетельствуют о суффозионности первого слоя фильтра, разрушение которого повлекло вынос грунта из плотины и ее деформацию. Суффозионными оказались и галечниковые грунты с мелкоземистым заполнителем, из которых выполнена I очередь плотины, суффозия начиналась уже при градиенте 0,4, а при 0,6 деформировался скелет грунта. Устойчивость грунтов экрана на контакте с переходным слоем — галечниками I очереди строительства, сохраняется при высоких градиентах 1,1, т.е. в 1,5—3 раза больше фактических.

Таким образом, главной причиной деформаций в теле плотины явилось разрушение дренажа. Кроме некачественного состава I слоя фильтра, неудачным оказалось заглубление дренажа в наносный слой поймы, что способствовало контактному размыву между супесчаными и галечниковыми грунтами.

Наблюдения показали, что в 1966 г. по сравнению с 1965 г. колебания уровней в пьезометрах стали значительно быстрее следовать за колебаниями уровней в водохранилище.

Изложенные факты свидетельствуют о том, что в теле плотины происходил процесс механической суффозии, и плотина стала более проницаемой.

Ненормальная работа сооружений Каркиданского водохранилища и выявленные причины отклонений в режиме фильтрационного потока привели к необходимости устройства нового дренажа осенью 1966 г. По рекомендации САНИИРИ его нужно было поднять выше старого, выведя из наносной толщи. Новый дренаж представляет собой открытую траншею с первым слоем фильтра толщиной 1 м из крупного песка, отсеянного из взорванного конгломерата крупностью 0,15–20 мм, и вторым слоем такой же мощности из галечника крупнее 20 мм, полученного из отходов грохочения для первого слоя. Между слоями проложена стеклоткань марки ССТЗ-6. Модельные исследования свидетельствуют о надежной работе фильтра дренажа /2/. Поступление всего фильтрационного потока в дренаж должно было быть обеспечено устройством суглинистого зуба за ним.

Таким образом, фильтрационные исследования земляной плотины Каркиданского водохранилища, проведенные в 1966 г., позволили установить причины возникновения и развития суффозионных процессов, формирования грунтового потока и определить слабые зоны фильтрации в начальный период эксплуатации водохранилища.

П. В последующие годы эксплуатации водохранилища происходило постепенное повышение отметки максимального наполнения чаши (рис.3).

На втором этапе исследований (1967 и последующие годы) рассматривались вопросы аномалий фильтрационного

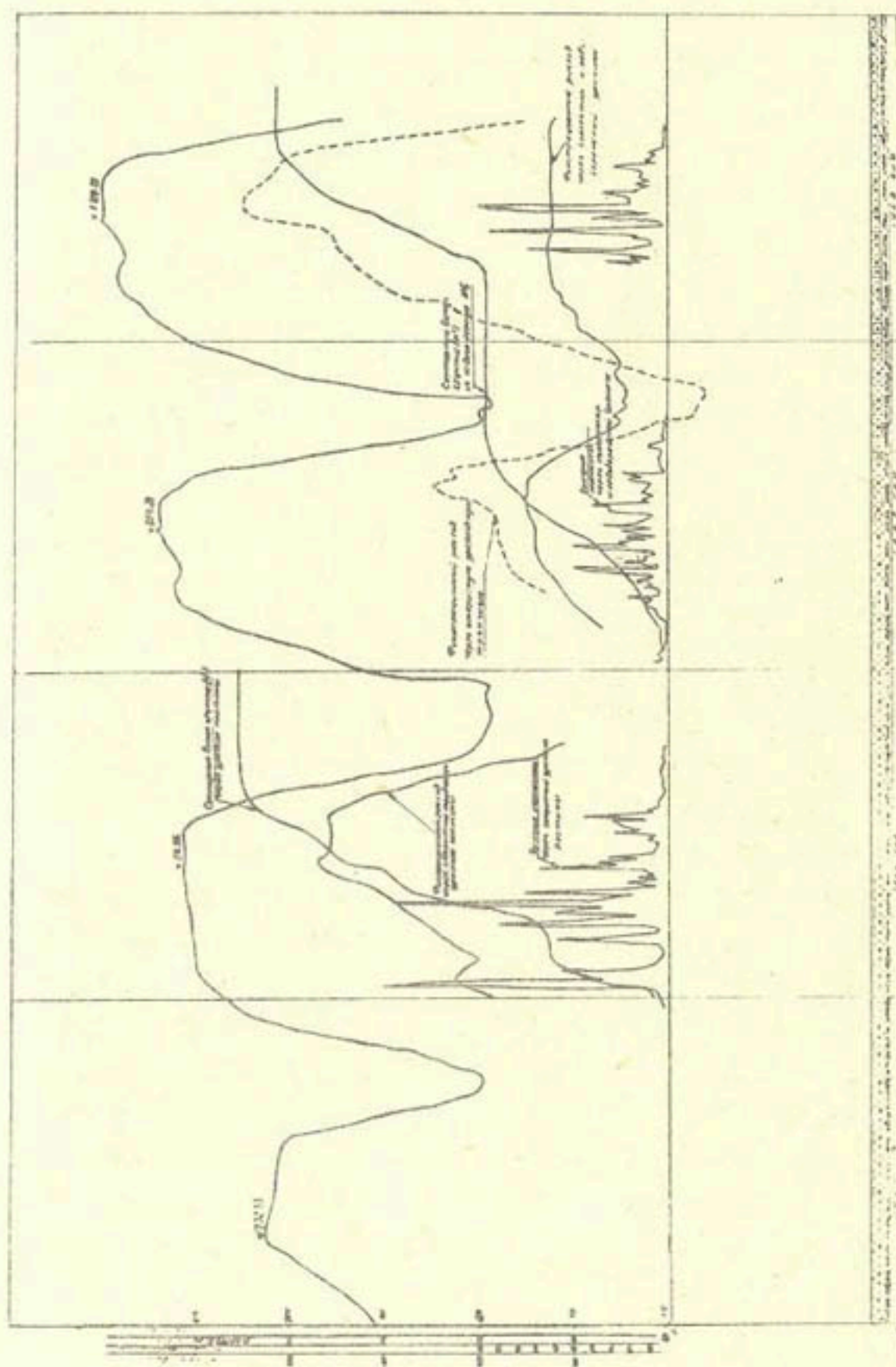


Рис. 3. Характеристика многолетней работы дренажной системы
Каркиданского водохранилища

потока и все связанные с ним последствия при растущей фильтрационной нагрузке. В 1967–1968 гг. велись визуальные и инструментальные наблюдения за внешним состоянием плотины и прилегающих берегов, выполнялись лабораторные исследования по установлению фильтрационных характеристик потока и фильтрационной устойчивости грунтов дна долины. Для изучения вопросов фильтрационного режима, развития деформаций в теле и основании плотины, ее устойчивости после ликвидации старого закрытого дренажа и включения в работу открытой дренажной траншеи были проанализированы данные дебитов дренажа и показаний пьезометров. Наряду с натурными проводились подробные геофизические исследования.

Совместная обработка накопленных материалов дала следующие результаты.

I. Движение грунтовых вод в районе плотины имеет ярко выраженный пространственный характер. Он обусловливается сложным рельефом местности – узостью каньона долины и прилегающими к нему непосредственно за плотинной логам, а также сложной геологической структурой в днище долины, большой разницей в водопроницаемости отдельных ее слоев. Пространственный характер потока отражен на карте гидроизогипс (см. рис. 2), построенной по данным на Ю.У. 1968 г. при отметке ГВВ 120 м. Поток поступает широким фронтом из водохранилища. Значительный объем его идет через плечи плотины и примыкающие к телу берега с хорошей водопроницаемостью и общим направлением к центральной части низового откоса – дренажной траншее. При подходе к траншее поток разделяется на две части: одна поступает в открытый дренаж плотины, другая проходит под ним в аллювиальных галечниках и частично улавливается дренажем долины, расход которого повысился с момента включения старого, заглубленного в основание дренажа плотины (см. рис. 3).

2. С увеличением наполнения водохранилища выше отметки ГВВ 110 м в нижнем бьефе происходит выклинивание фильтрационных вод на поверхность земли. Фильтрационный поток выклинивается в виде мочагов и ключевых зон в правом логе, вдоль отводящего канала с правой его стороны, в левом берегу около дренажа долины и пьезометра 72. Закономерность появления верховодки объясняется действием обходного потока пространственного характера (см.рис.2), большой дренируемостью галечников и конгломератов каньона долины р.Кувасай. Увеличение фильтрационной нагрузки в 1968 г. повлекло увеличение площади выклинивающейся на поверхность воды, а следовательно и ее дебита: в 1967 г. площадь водосбора в правом логе составляла 2 тыс.м², расход – 30 л/сек, в 1968 г. – соответственно – 10 тыс.м² и 150 л/сек.

3. Изучение работы дренажной системы Каркиданского водохранилища показало, что существующая система не обеспечивает в полной мере водоприем в местах выклинивания потока на поверхность.

а) В правом логе и вдоль отводящего канала это обусловливается сравнительно одинаковой пропускной способностью фильтров дренажа (2–6 м/сутки) и защищаемых грунтов (0,2–2 м/сутки). Основная разгрузка обходного потока происходит через делювиально-пролювиальные отложения галечников лога и каньона долины. В 1967 г. предлагалось устранить выклинивание фильтрационных вод на поверхность, осуществив мероприятия по устройству дополнительного дренажа, прокладываемого по контуру высачивания. Эти мероприятия были проведены в апреле–мае 1968 г. в районе правого примыкания высоконапорной плотины в виде двух ступеней закрытых дрен со стоком в последний колодец дренажа лога. После введения этих двух ниток дрен, как раз во время максимального наполнения водохранилища с отметкой ГВВ 120 м, сказался эффект их действия – поверхность на длине этого уча-

стка была осушена.

б) В левом логе и левой части плотины в 1968 г. депрессионная поверхность у дренажа с 5 по 7 колодцы не доходила до фильтрационной обсыпки на 1-2 м, поступление воды в дренаж происходило лишь с 8 по 10 колодцы с выходом слева в открытую дренажную траншею.

в) В 1967-1968 гг. наблюдался вынос глинистых и пылеватых частиц через закрытый дренаж левого берега и коллектор. Возникновение и интенсивность развития суффозии в этом районе связаны с увеличением фильтрационной нагрузки. В максимальный период наполнения водохранилища (май 1968 г., отметка ГВВ 120 м) мутность дренажной воды доходила до 2,2 г/л. В периоды мертвого объема водохранилища суффозионные процессы затухали (см. рис. 3, 4). Общее количество выноса твердых частиц грунта по замерам мутности в 1967 г. составило 395 м^3 , в 1968 г. - 440 м^3 ; итого 835 м^3 за два года. Вынос частиц грунта сопровождался образованием в районе дренажа левого берега и коллектора провальных воронок, диаметр которых достигал 2 м, и осадкой оползня в левом берегу до 40-50 см. За 2 года образовалось около 45 воронок. Общий объем их и осадки оползня за 1967 и 1968 гг. составил 260 м^3 .

Причиной внешнего проявления суффозии предполагалось разрушение фильтров дренажа в местах, незащищенных стеклотканью. Проверка расчетом работы I и II слоев заложенных здесь фильтров, аналогичных дренажной открытой траншее, показала, что I слой проваливается во II, а критические градиенты защищаемых грунтов долины ($J_{\text{кр}} = 1$) меньше наблюдаемых в этой зоне ($J_n = 1,5$). Было отмечено два вида деформаций: 1) контактный размыв подтверждался воронкообразованием и осадкой оползня. Визуально он наблюдался вдоль открытого коллектора на границе галечниковых и глинистых грунтов; 2) разница в объемах твердого

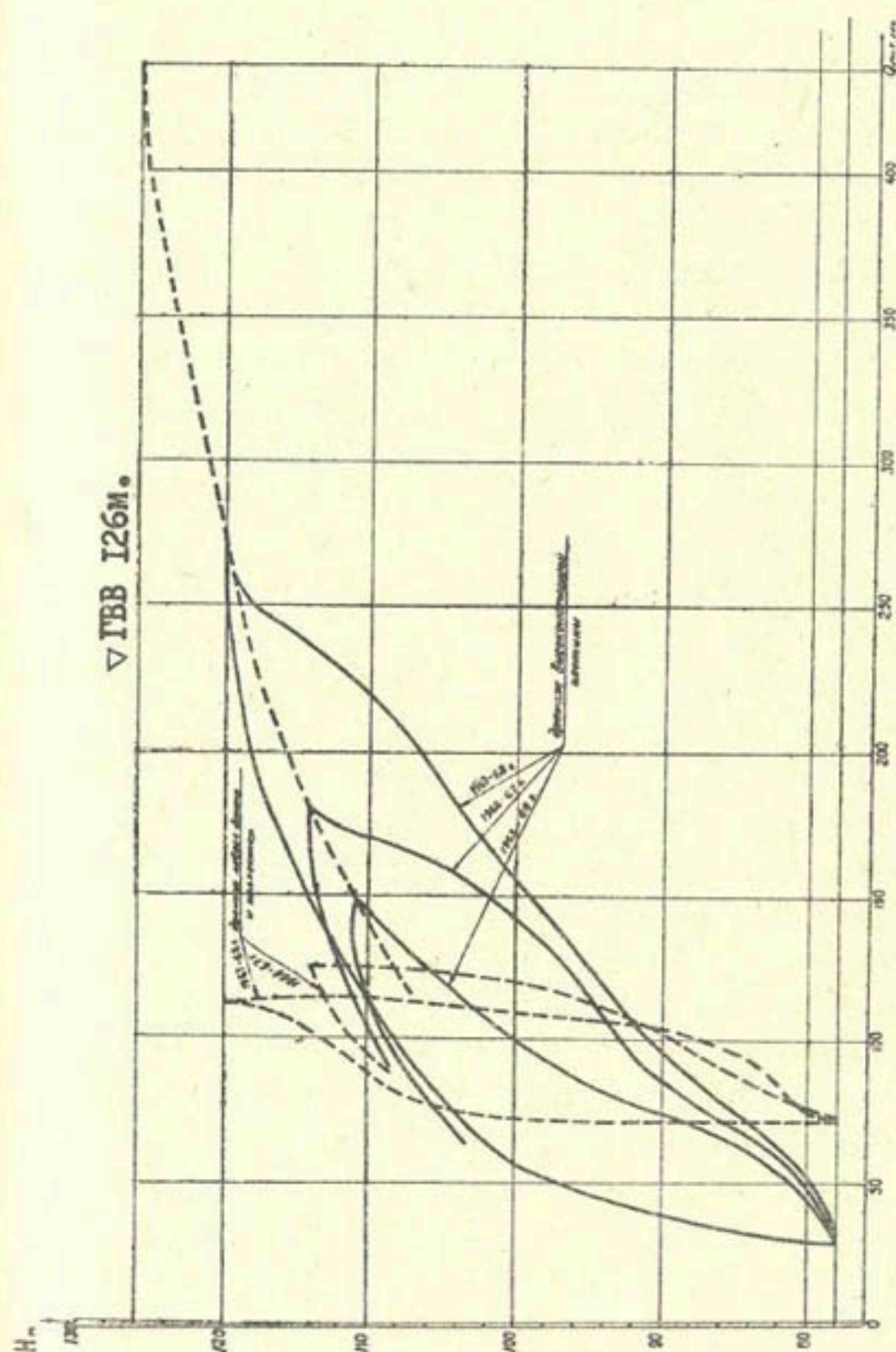


Рис. 4. Гистерезисные зависимости расходов дренажа плотины и днища долины от величины наполнения водохранилища при циклической его работе

стока по замерам мутности и суммарного объема воронок вместе с осадкой оползня — 575 м^3 пошла на увеличение пористости пролювиально-аллювиальных галечниковых отложений долины. Это указывает на развитие в левобережных грунтах внутрисуффозионного процесса.

В районе дренажа долины вдоль левого берега устроен ступенчатый дренаж в виде двух ниток закрытых дрен, однако они заложены на очень высоких отметках, выше контура высачивания фильтрационных вод, так что они не внесли какого-либо изменения в режим фильтрации обходного потока с левой стороны плотины и вряд ли когда-либо вступят в работу.

г) Наиболее характерна работа приплотинной дренажной открытой траншеи (см. рис. 3 и 4). В конце мая 1968 г., когда горизонт в водохранилище достиг $\nabla 120 \text{ м}$, дренажная траншея оказалась со стороны плотины под большой фильтрационной нагрузкой. Под действием сосредоточенных токов фильтрационной воды со стороны низового клина в правой части от ПК 2,2 до ПК 3,2 по откосу произошло сползание траншеи пригрузки II слоя фильтра, местный разрыв стеклоткани и поверхностное нарушение I слоя фильтра. Расход дренажа в это время был максимальным — 276 л/сек .

Несмотря на эти значительные нарушения дренажная траншея пропускала чистую воду в течение двухлетнего периода ее работы. Для сохранения целостности фильтра при дальнейшем повышении фильтрационного напора необходимо закрыть дренажную траншею, уложив на дно перфорированные снизу трубы диаметром не меньше $1,5 \text{ м}$, предварительно восстановив нарушенные места стеклоткани и слоев фильтра. Диаметр дрен должен быть рассчитан на максимальный расход фильтрации через плотину — $450 + 500 \text{ л/сек}$, прогнозируемый для проектного наполнения водохранилища — 218 млн. м^3 (см. рис. 4).

4. Наблюдения за развитием фильтрационных процессов показывают, что в 1968 г. отмечалось нестабильное скачкообразное изменение параметров фильтрационного потока не только в районе дренажной траншеи плотины, как это было в 1966-1967 гг., но и в более удаленных от нее местах низового клина вплоть до верхней бермы с отметкой 115 м. Интенсивность и направление потока здесь меняются по глубине и площади, особенно в периоды наполнения и опорожнения чаши водохранилища.

Резкие колебания дренажных дебитов (см. рис. 3) и показаний пьезометров (рис. 5) дают основание полагать, что в теле плотины отмечаются отдельные местные заторы и прорывы потока, связанные с процессами перемещения мелких частиц в порах промытых зон галечника II очереди плотины, образовавшихся в процессе укладки. Скорее всего эти процессы происходят вблизи контакта супесей и песков основания с грунтом тела плотины, где суффозия уже имела место в 1965-1966 гг. Тем более что с реконструкцией дренажа параметры изменились незначительно. Это обусловлено отсутствием за дренажем преграды фильтрационному потоку, проходящему в аллювиальных галечниках днища долины.

Напорно-безнапорные пьезометры показывают увеличение напорного градиента потока под дренажной траншеей с 0,2 до 1,1 при повышении горизонта воды в водохранилище с 80 до 120 м и отмечают как большой приток воды к дренажной траншее, так и проход потока под ней в аллювиальных русловых галечниках. Происходящие процессы в плотине относятся к внутрисуффозионным. Развитию их способствует еще одно обстоятельство - наличие фитилеобразных протоков с максимальной фильтрацией. Такие протоки появляются за счет наличия в теле плотины рыхлых зон галечника, образовавшихся в процессе строительства. Эти зоны разбросаны беспорядочно в пространстве. Поток двигается выбирая наименьшее

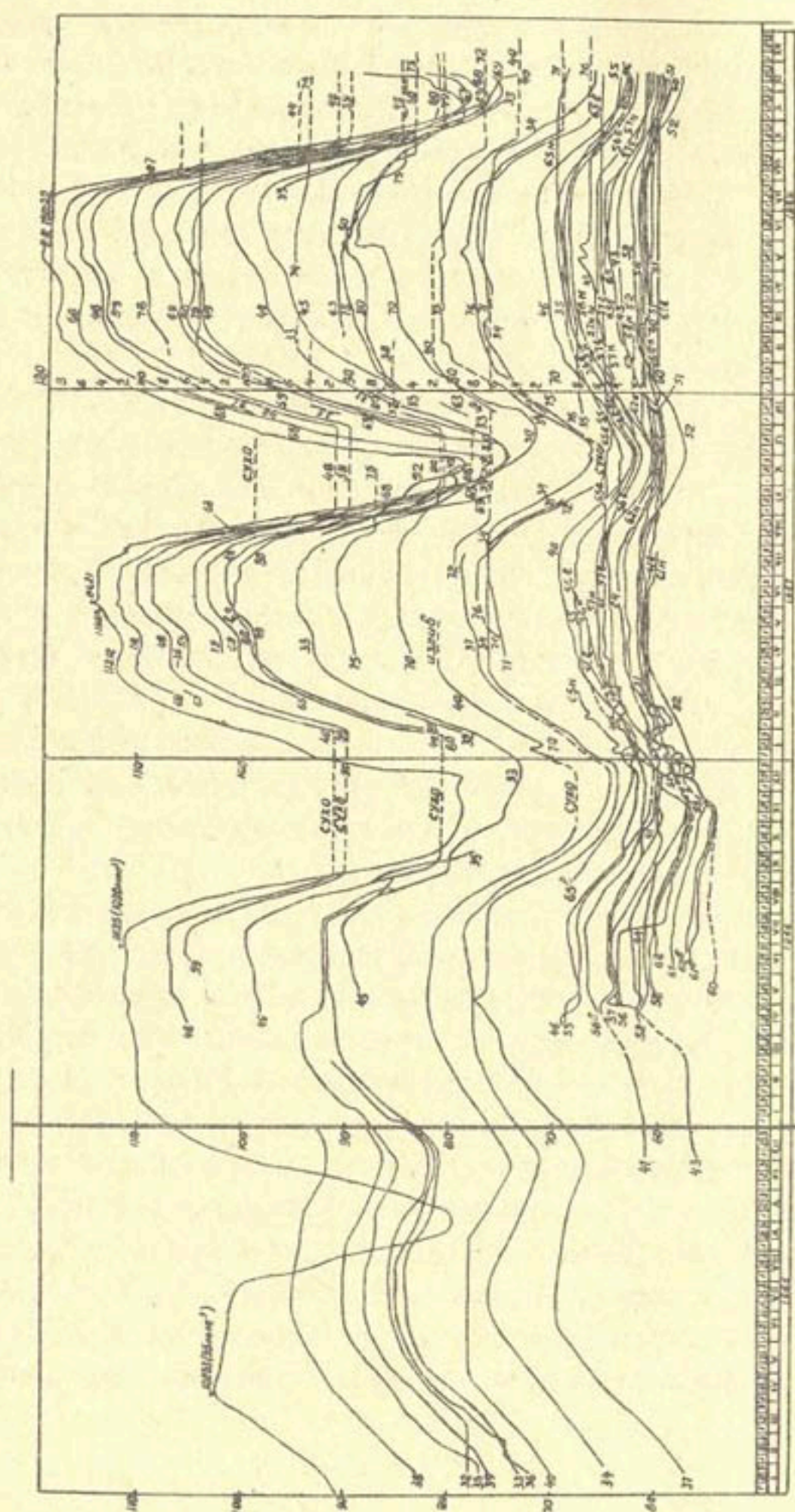


Рис. 5. Многолетние показания пьезометров

сопротивление, т.е. от одной такой рыхлой зоны к ближайшей другой, разделяясь на рукава и сходясь в один. Критические скорости потока в фитилях способствуют развитию суффозии в галечниковых грунтах тела плотины. Рыхлые зоны могут заполняться мелкими частицами, влекомыми фильтрационным потоком из вышележащих зон, т.е. эти зоны могут перемещаться от дренажа к оси плотины. Фитилеобразные потоки при этом могут менять свое направление.

Картина фильтрации и анализ показаний пьезометров дают основание полагать о кольматации мелкими частицами конца низового клина — около дренажной траншеи, где процесс формирования грунтов стабилизируется. Об этом свидетельствует спокойная работа пьезометров 60, 61, 62, 57, 64 в этом районе. Кроме того, кольматация в районе дренажа подтверждается поднятием горизонта фильтрационного потока на 20–30 см (сравнения взяты по минимумам и максимумам многолетних показаний пьезометров — см.рис.5). Создавшийся кольматацией подпор фильтрационной воды повлиял на целостность довольно круто заложеного откоса дренажной траншеи со стороны низового клина. Этому также способствовало существование фитилеобразных потоков, выходу которых в дренаж создавалось препятствие.

Обрушение откоса соответствовало моменту, когда в районе пьезометров 70, 50, 71 произошел местный подпор воды до 3 м (см.рис.5), которому способствовали прорыв обильной воды с верхнего бьефа из-под экрана и образование здесь малопроницаемой преграды потоку. Основной фильтрационный поток отклонился к центральной части плотины, в результате чего центральная и правая части дренажной траншеи в максимум наполнения водохранилища находились под значительно большей нагрузкой, чем левая.

Положение поверхности депрессии в самой плотине в 1968 г. по сравнению с 1967 г. при максимальном наполнении

водохранилища изменилось (см.рис.1,2,5) следующим образом: в центральной части под экраном и в конце низового клина она поднялась на 20-30 см, в правом плече (П 70) произошел скачок на 4,5 м. При минимальном наполнении в зоне П 70 депрессионная поверхность поднялась на 1 м. Однако в декабре 1968 г. в П 70 отмечались незначительные повышения горизонта — 2 ÷ 3 см, тогда как в водохранилище за время наполнения (с 20.X по 25.XII) горизонт поднялся на 26 м. В аналогичный момент 1967 г. уровень воды в нем уже был поднят на 1 м против минимума.

Все это дает возможность полагать, что в декабре 1968 г. здесь происходил сосредоточенный отток или в основание, или по фитилеобразным проходам к дренажной траншее. Хотя поднятие депрессионной поверхности в конце низового клина незначительно (см.рис.2), тем не менее дренажный максимальный расход в 1968 г. увеличился до 276 против 186 л/сек в 1967 г. Это произошло за счет увеличения фильтрационного напора на 5,5 м и естественно скоростей потока в плотине и основании.

5. Большое количество воды идет на насыщение берегов особенно в периоды резкого подъема горизонта воды в водохранилище (декабрь-апрель). Максимальные потери за декаду в это время превышают 5 млн.м³. Эти потери относятся к неучтенным. В 1967 г. они составили за год 27 млн.м³, в 1968 г. — 41 млн.м³.

При насыщении берегов уровень грунтовых вод с каждым годом должен повышаться, вместе с тем должны стабилизироваться фильтрационные потери. Однако неучтенные потери с каждым годом сильно увеличиваются. Возможно, это связано с хорошей отдачей воды через берега в каньон долины р.Кувасай. Графики обходной фильтрации (см.рис.3,4), учитывающие дренажный расход в правом и левом берегах, показывают равномерный характер и спокойный отток воды даже

при резкой сработке водохранилища, тогда как неучтенные потери составляют наибольший процент (60% от общих потерь на фильтрацию). Таким образом, наиболее вероятным будет предположение, что вода уходит по высокопроницаемому, расположенному в конгломератах пласту, гидравлически связанному с ложем водохранилища и простирающемуся в долину р.Кувасай, вплоть до с.Кувы, где в последнее время жителями отмечается приближение грунтовых вод к поверхности земли.

6. Касаясь вопроса кольматации в низовом клине плотины, необходимо отметить, что такое же явление отмечается и в грунтах днища долины нижнего бьефа на протяжении 500 м от дренажной траншеи. Это подтверждается подъемом депрессионной поверхности в минимальный период наполнения водохранилища на 0,8 м по сравнению с тем же периодом 1967 г. (см.рис.5). Об этом свидетельствует также уменьшение расхода в дренаже долины (см.рис.3,4): при минимальном наполнении водохранилища в 1967 г. расход составлял 72 л/сек, в 1968 - 66 л/сек; соответственно при максимальном наполнении водохранилища в 1967 г. - 125, в 1968 г. - 114 л/сек.

7. Решение задачи фильтрации было дополнено данными геофизических работ.

В 1967 и 1968 гг. геофизические исследования на Каркиданском водохранилище были поставлены наиболее подробно. Они проводились в содружестве с представителями Мытищинского приборостроительного завода в период максимального наполнения водохранилища в июле 1967 г. при ∇ ГВВ III м; и с представителями кафедры геофизики геологического факультета Московского государственного университета в три периода наполнений - мертвого в октябре 1967 г. при ∇ ГВВ 78 м, среднего в феврале 1968 г. при ∇ ГВВ II5 м и максимального в мае-июне 1968 г. при ∇ ГВВ I20 м. Для исследований фильтрационного режима

в районе водохранилища и в плотине были использованы широко известные в литературе /3-6/ электроразведочные методы естественного поля (ПС), кажущихся сопротивлений (КС) термометрии, скоростиметрии (ИС), вертикального электрического зондирования (ВЭЗ) и метод вертикального индукционного зондирования (ВИЗ). Все эти методы широко применялись представителями МГУ на объектах водного хозяйства Армянской ССР.

Наиболее ценные результаты для интерпретации вопросов фильтрации из Каркиданского водохранилища были получены с помощью методов естественного электрического поля (ПС) и скоростиметрии.

а) При совместном использовании этих методов удалось определить места интенсивной фильтрации по акватории водохранилища (рис. 6, 7). Две отрицательные аномалии естественного поля (ПС) и максимального скоростного потока (ИС) были выявлены на верховом откосе по краям плотины под урезом воды на линиях стыка бетонной облицовки с фартуками. Они обусловлены интенсивным обходным потоком за суглинистым экраном на контакте с конгломератами берегов. Объемные скорости в этих местах достигали 50 мм/сек при ГВВ 115 и 120 м.

В 50 м перед плотиной, в левом и правом бортах водохранилища отмечаются вытянутые поля с большим отрицательным потенциалом. Они обусловлены интенсивной фильтрацией под урезом воды через массив берегов и под экран в распоряжении старого русла р. Кувасай. В центральной части верхового откоса и прилегающей части ложа прослеживаются ровные поля объемных скоростей и потенциалов, что хорошо согласуется с надежной работой экрана, который гасит здесь напор в 26 м при Δ ГВВ 120 м. Наличие в ложе водохранилища зон с интенсивной фильтрацией скорее всего приурочено к местам связи с более проницаемыми прослойками в конгло-

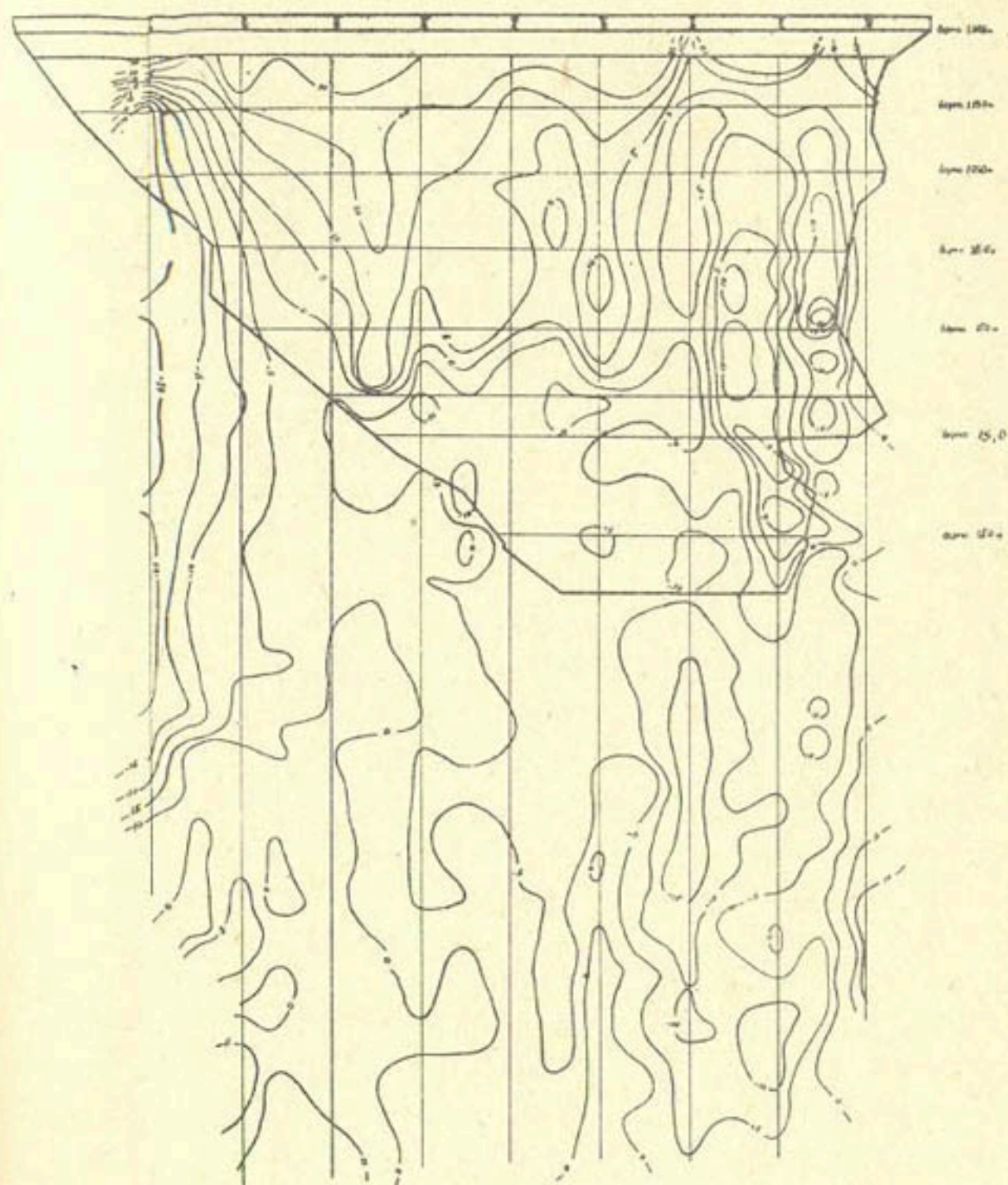


Рис.6.Карта потенциалов естественного электрического поля в милливольтках по акватории Каркиданского водохранилища при ГВВ 120м, май 1968г.

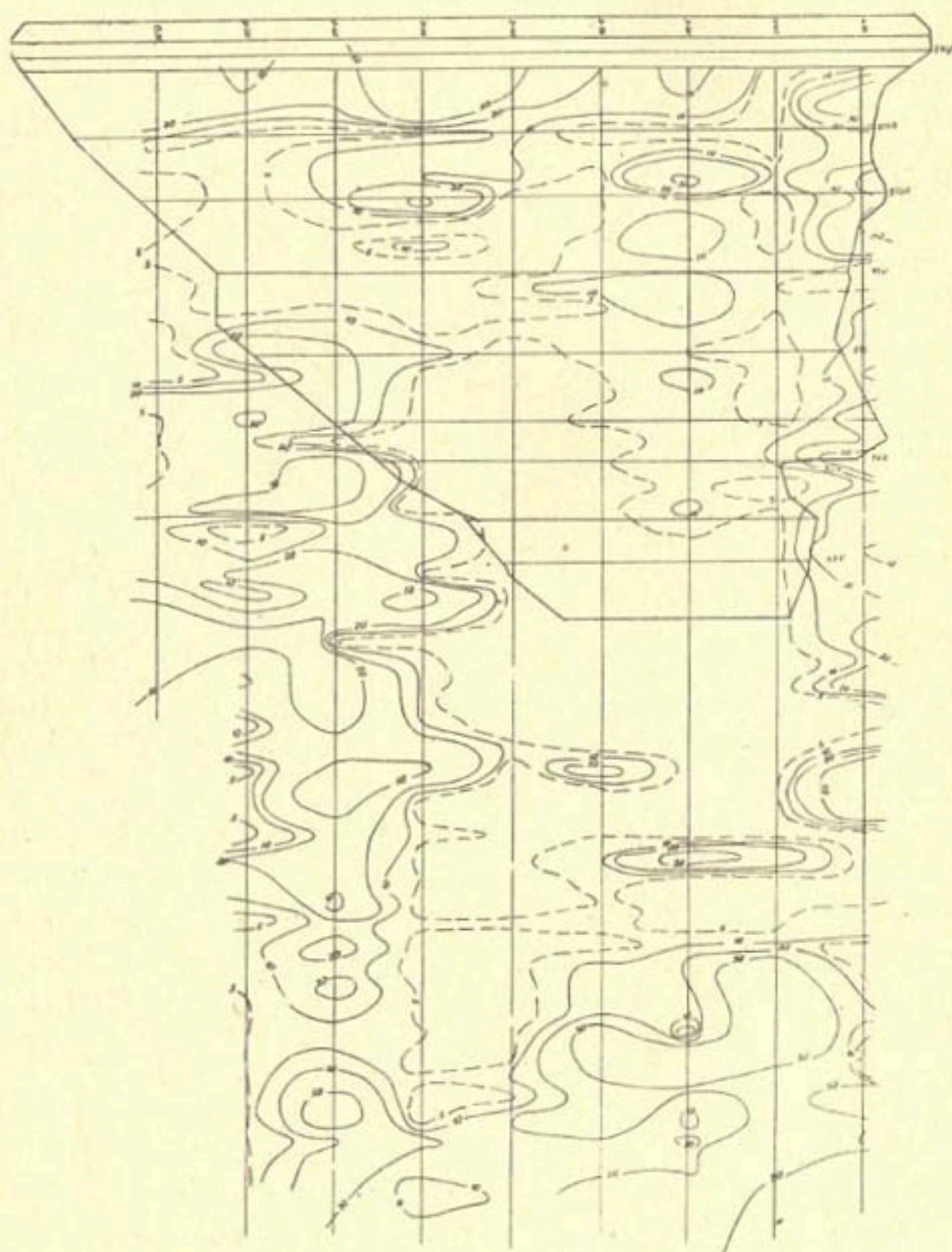


Рис. 7. Карта скоростей придонных течений в мм/сек
на Каркиданском водохранилище при ГВВ 120м,
май 1968г.

мератовой толще каньона Кувасая. Возможно, с этими местами связано увеличение неучтенных фильтрационных потерь, о которых говорилось выше.

б) Наземные геофизические исследования методом естественного электрического поля на низовом клине высоконапорной плотины дали возможность выявить направление фильтрационного потока, его отточность или приточность, установить зону повышенной фильтрации в теле плотины, оценить работу дренажа и наметить местоположение провальных и суффозионных зон.

Полученные карты эквипотенциалей (рис. 8 а, б) в различные периоды наполнения водохранилища отмечают места наиболее интенсивных полей, беспорядочно разбросанных по всему низовому клину. Причем наиболее отрицательные или положительные поля относятся к местам потока с максимальными скоростями. Однако эти же места аномалий характеризуют не только пространственную карту фильтрации и скоростные качества потока, но и в такой же степени устанавливают местоположение наиболее слабых зон с рыхлым строением галечника тела плотины. Места этих аномалий, выявленные в 1967 г., подтвердились и в 1968 г. В низовом клине они располагаются в районе пьезометров 70, 71, 56, 64, 43, 65, 76.

По этим аномалиям, относящимся к слабым зонам, можно предсказать направление фитилеобразного потока с максимальной скоростью. Так, начиная от оси плотины прослеживаются в основном два фитиля: первый начинается с верхнего бьефа из-под экрана и на стыке с левым бортовым примыканием под урезом воды, далее он следует через пьезометры 70, 71, 56, 64 с выходом у пьезометра 61 в дренажную призму; второй начинается с правой стороны в обход потоком сбоку экрана и далее следует через пьезометры 74, 75, 76, 65, 43 с выходом около пьезометра 60 в

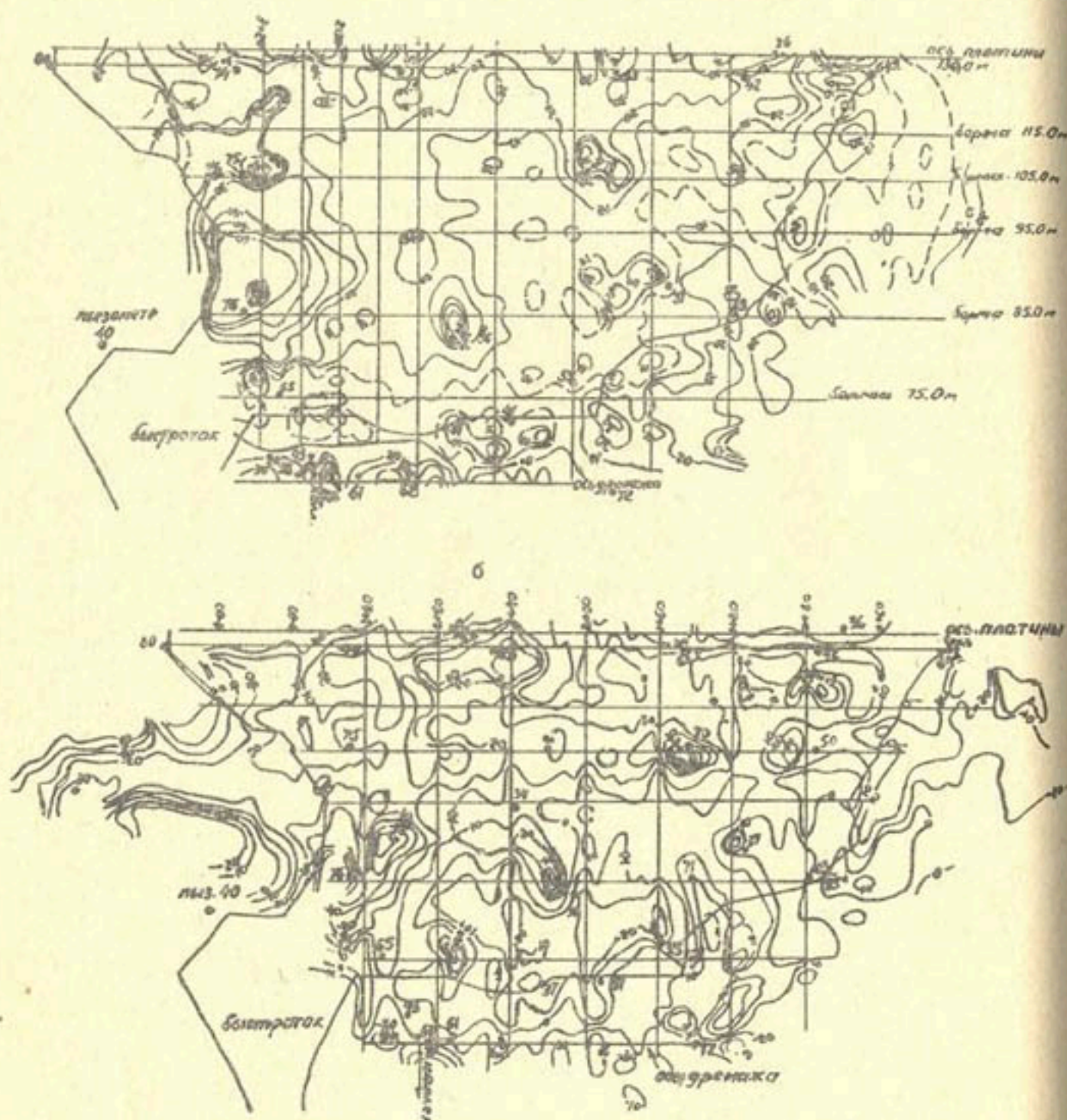


Рис. 8. Карты потенциалов естественного электрического поля в милливольтах на нижнем склоне Каркиданской платины:
 а) - при ГВВ 115м, февраль 1968г;
 б) - при ГВВ 120м, май 1968г.

дренажную призму. По картам гидроизогипс резкое падение напора отмечалось по тем же направлениям.

Исходя из натуральных данных о степени рыхлости галечников тела плотины, их фильтрационных свойств и известных параметров потока, скорости в фитилях могут достигать приблизительно 1,5 мм/сек в периоды большой загрузки водохранилища, т.е. в 2 с лишним раза превышают критические скорости галечника. Находящиеся в контакте с галечником тела плотины супеси, пески, легкие суглинки подвержены разрушению при гораздо меньших скоростях потока (сотые доли мм/сек).

Как уже отмечено, в плотине постоянно происходят внутрисуффозионные процессы. Естественно полагать также, что наличие рыхлых зон галечника в теле плотины относится к очагам возникновения суффозии, развитию которых способствуют существующие фитилеобразные потоки с максимальной фильтрацией. В теле плотины постоянно происходит перемещение мелких глинистых частиц как в порах, так и по фитилям галечника. В отдельные моменты кольятации рыхлых зон создаются временные преграды потоку, которые могут постепенно разрушаться. Они изменяют временами направление фитилей.

О наличии внутрисуффозионных процессов в теле плотины свидетельствуют данные наземных геофизических исследований. Рассматривая карты естественного поля (рис. 8а, б) в различные периоды, опустив резкие аномалии, можно заметить изменение общего направления потока, которое зафиксировано в те же периоды на картах гидроизогипс (см. рис. 2). В мае 1968 г. произошел снос положительного поля от левого плеча плотины к центральной части низового клина по направлению к дренажной траншее. Естественно, что фильтрационная нагрузка переместилась туда же. Внешне это проявилось в разрушении откоса центральной и правой частей дренажной траншеи.

Карты естественного поля показали движение аномальных зон: с октября 1967 по февраль 1968 г. уменьшились и видоизменились аномалии, расположенные около пьезометров 70, 56, 71, а также исчезли совсем аномалии у пьезометров 64, 43. К маю 1968 г. наблюдалось дальнейшее уменьшение их по площади в районе пьезометра 70, затем исчезновение около пьезометра 71 и двух таких же аномалий около пьезометра 56 ниже бермы с ∇ 85 м и одной ниже пьезометра 65. Далее в этот же период отмечено смещение аномалий выше пьезометра 56 на 10 м вверх от бермы с ∇ 85; в районе пьезометра 64 произошло смещение центра аномалии вверх на 10 м и, наконец, около пьезометра 76 за водовыпуском также произошло смещение аномалии от бермы с ∇ 85 к берме с ∇ 95 м.

Уменьшение потенциальной аномалии по абсолютной величине и площади ее распространения дает основание полагать, что за истекший двухлетний период произошло частичное заполнение неплотных зон мелкими частицами; исчезновение аномалий позволяет предположить полную их кольяматацию. Такая закупорка, образовавшая преграду потоку, произошла в левой средней части низового клина и непосредственно перед дренажной призмой, что в натуре отразилось подпором депрессии около пьезометров 70, 50 и 41 соответственно на 3 и 1 м. В центральной части ближе к дренажной призме пьезометры не показали больших скачков по той причине, что процесс кольяматации в этой зоне происходит эволюционно.

Отмеченное движение аномалий вверх по откосу к су-глинистому экрану указывает на локальное перемещение мелких глинистых частиц из слабоуплотненных зон, расположенных выше ранее существовавшей (впоследствии закольямированной). Резкое изменение аномалий в районе створа пьезометров 74, 75, 76 до быстотока обуславливалось движением

обтекающего потока через водовыпуск, где поток разделялся на две части, проходящих над и под сооружением. Около бермы с ∇ 95 м в минимальный период наполнения аномалии были обусловлены завихрением потока под водовыпуском. Эти аномалии смещаются вниз к бермам с $\nabla\nabla$ 90–85 м при повышении депрессионной поверхности. Большая потенциальная аномалия в районе пьезометра 72 обусловлена высачиванием потока на поверхность. Положительные аномалии вдоль всей дренажной призмы отмечают приток фильтрационной воды, а увеличение положительного потенциального поля подтверждает увеличение дебита расхода дренажа с повышением горизонта в водохранилище.

Таким образом, геофизические данные еще раз подтвердили результаты лабораторных и натурных фильтрационных исследований, проведенных на Каркиданском водохранилище. Они явились дополнительным материалом для интерпретации вопросов фильтрационного режима плотины и ее состояния. Отмечая хорошую сходимость результатов натурных и геофизических исследований, отражающих наиболее полно процесс неравномерной фильтрации в районе Каркиданского водохранилища и происходящих явлений в грунтах тела и основания плотины, а также в грунтах каньона нижнего бьефа, необходимо и в дальнейшем придерживаться совместной методики изучения законов фильтрации в подобных сооружениях.

Как видно из изложенного, внутрисуффозионные процессы на Каркиданском водохранилище будут продолжаться в теле плотины и аллювиальных отложениях основания. Интенсивное развитие суффозии будет приходиться на периоды максимального наполнения водохранилища. Поэтому исследования по движению грунтовых вод из Каркиданского водохранилища необходимо продолжить.

ЛИТЕРАТУРА

1. Цветкова Н.А. Фильтрационные исследования плотины Каркиданского водохранилища, Тр.САНИИРИ, вып.117, 1968.
2. Фединский В.В. Разведочная геофизика, М., Изд-во "Недра", 1967.
3. Заборовский А.И. Электроразведка, Госнаучтехиздат нефтяной и горно-топливной литературы, М., 1963.
4. Семенов А.С. Электроразведка методом естественного электрического поля, М., Изд-во "Недра", 1968.

А.М.ТЕПЛЯКОВ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕХАНИЧЕСКОГО СОСТАВА МЕЛКИХ ВЗВЕСЕЙ

За последние годы в различных областях строительства все более широко применяется гидротранспорт различных материалов. В связи с этим возникает вопрос о совершенствовании существующих и отыскании новых более рациональных и точных методов измерений параметров гидротранспорта, к числу которых относится механический состав переносимого материала.

Наиболее распространенными методами механического анализа наносов по гидравлической крупности (20 мм/сек и мельче) являются пипеточный, фракциометрический /1/ и весовой (Н.А.Фигуровского) /3/. К числу общих недостатков пипеточного и фракциометрического следует отнести затрату значительного времени на выпаривание, взвешивание, тарировку чашек и т.д. Весовой метод /3/ для мелких частиц является наилучшим, однако он также имеет свои недостатки — прибор хрупок, требует частых тарировок, неприменим в полевых и простых лабораторных условиях.

Предлагаемый нами метод анализа мелких взвешенных наносов основан на определении гидростатического давления столба пробы с оседающими частицами по принципу сообщающихся сосудов. Высоты столбов двух жидкостей, налитых в различные колена сообщающихся сосудов, при равновесии оказываются обратно пропорциональными плотностям этих жидкостей. Для седиментометрических анализов такой метод был предложен в 1918 году Вигнером /цит. по 3/.

Различные авторы, увлеченные простотой идеи, создали большое количество приборов вигнеровского типа. Однако в то время не было простых и надежных средств точного измерения малых величин перемещения уровней в сообщающихся

сосудах. Все усовершенствования приводили либо к громоздкости приборов, либо к появлению дополнительных трудноучитываемых факторов, влияющих на точность и искажающих конечные результаты анализов. Поэтому приборы подобного типа не нашли широкого применения, уступив место приборам более совершенным для того периода развития техники.

В предлагаемом нами приборе, как и в упомянутых, измеряется разница уровней осветленной воды и взмученной пробы, помещенных в два сообщающихся цилиндра, вплоть до их выравнивания в процессе осаждения частиц на дно цилиндра. Основное отличие состоит в применении электроизмерительного устройства, позволяющего очень точно определить разницу уровней.

Исходим из предположения, что в начальный момент после прекращения взмучивания частицы каждой отдельной фракции (по гидравлической крупности) равномерно распределены по глубине столба воды в цилиндре и затем происходит их равномерное выпадение на дно.

Диаметр цилиндров одинаков — 5–6 см, наполнение — 400 мм, навеска-мутность приблизительно 10 г/л. В начале процесса уровень воды в цилиндре с чистой водой будет $H + \delta_e$, а в сосуде со взвесью $H - \delta_o$, разница в уровнях $2\delta_o$. Нам необходимо получить интегральную кривую выпадения взвеси в долях от первоначального ее содержания и затем, пользуясь этой кривой, определить содержание во взвеси каждой отдельной фракции.

Путем несложных вычислений получается, что отношение мутности S_t в каждый данный момент времени t от начала выпадения к начальной мутности S_o определяется выражением

$$\frac{S_t}{S_o} = \frac{\delta/\delta_o}{H_e/H_{no}},$$

где H_n — высота столба воды со взвесью в момент t ;
 H_{n0} — тоже в момент $t = 0$;
 2δ — разница в уровнях в момент t .

При заданных начальной мутности и объемном весе, типичном для грунтов, — около $2,65 \text{ т/м}^3$ — знаменатель изменится в диапазоне $1,0062 - 1,0$, т.е. пренебрежение им приведет к ошибке в пределах $0,62\%$, что вполне допустимо.

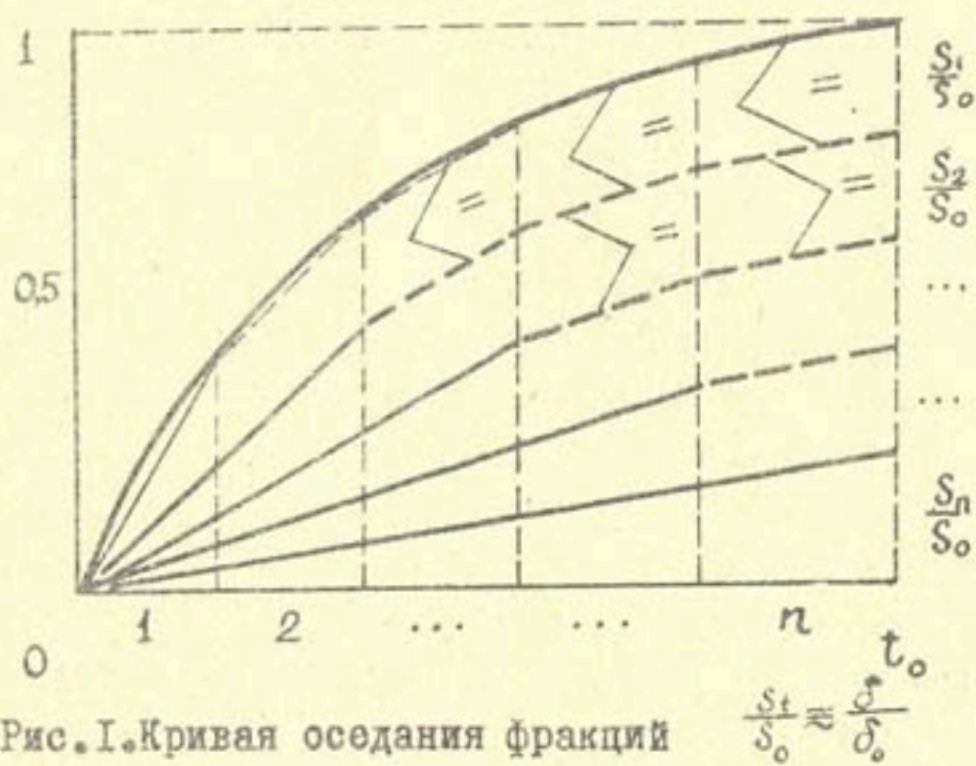
Тогда

$$\frac{S_t}{S_0} = \frac{\delta}{\delta_0},$$

т.е. искомая кривая будет кривой изменения уровня в цилиндре в процессе выпадения частиц. Определение состава навески по этой кривой, примерный вид которой показан на рис.1, состоит в следующем.

Будем считать, что взвесь состоит из n фракций. Разделим кривую по времени на n участков и заменим отрезки кривой на каждом участке отрезками прямых. Допустим, что скорость выпадения каждой фракции определяется наклоном кривой на соответствующем участке. Тогда самая мелкая фракция n будет выпадать с интенсивностью и в количестве, определяемом прямой, проведенной от начала координат параллельно отрезку кривой на участке n . Удельное количество этой фракции в общем количестве взвеси будет равно отрезку $\frac{S_n}{S_0}$. Каждая следующая фракция выпадает, в соответствии с прямой, проведенной от начала координат с соответствующим наклоном, а ее удельное количество будет равно отрезку на крайней кривой вертикали. Метод построения ясен из рисунка.

Схема прибора для анализа приведена на рис.2. Стекланные цилиндры 1 и 2, предназначенные соответственно для анализируемой пробы и осветленной воды того же источника, что и проба, внизу сообщаются резиновой трубкой, надетой на тубусы цилиндров, которая в момент взмучивания пробы перекрывается зажимом 3.



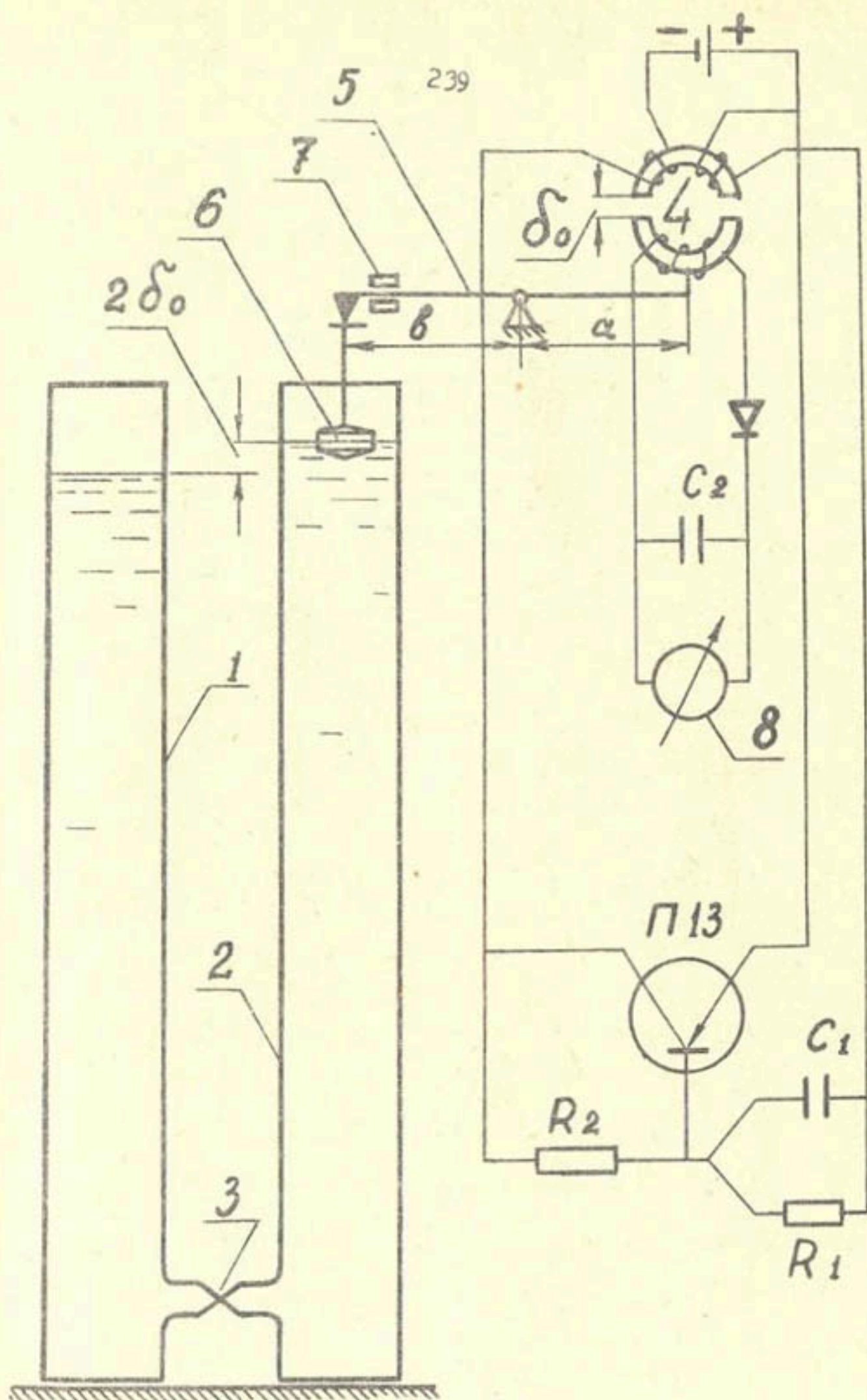


Рис. 2. Схема прибора:

1, 2—сообщающиеся цилиндры; 3—зажим; 4—датчик; 5—коромысло; 6—поплавок; 7—противовес; 8—измерительный прибор.

Для измерения величины δ_0 целесообразно использовать малогабаритный индуктивный датчик 4, собранный по предложенной Н.С.Мюнстером схеме и служащий для измерения крутящего момента на ролике шпинделя хлопкоуборочной машины. Подробное описание этого датчика приведено в статье Г.В.Царева /2/. Датчик представляет собой два ферритовых полукольца диаметром 5–10 мм, толщиной 0,6 мм, общим весом порядка 1,0–1,5 г, которые выполняют роль сердечников генератора высокой частоты на полупроводниковых элементах.

Питание генератора осуществляется гальваническим элементом (1,5–6,0 в.). Образующие генератором импульсы с помощью трансформаторной связи через выпрямитель подаются к измерительному прибору 8 – милливольтметру или индикатору осциллографа. Показание измерительного прибора зависит от величины зазора между полукольцами. Верхнее полукольцо неподвижно, нижнее закреплено на плече α коромысла 5, другое плечо которого β свободно опирается на шток поплавка 6, плавающего на поверхности осветленной воды в цилиндре 2. Таким образом, положение нижнего полукольца датчика 4, а следовательно, и величина зазора δ_0 зависит от уровня воды в цилиндре 2. Левое плечо коромысла α снабжено противовесом 7. В случае слишком малой величины $2\delta_0$ подбором величины плеч коромысла α и β возможно увеличить зазор между полукольцами δ_0 , тогда зазор δ'_0 будет равен $\frac{\alpha}{\beta}\delta_0$.

Тарировка прибора легко осуществляется с помощью любого приспособления, позволяющего измерить зазор между полукольцами.

Преимуществом такого метода измерения величины δ_0 является отсутствие влияния механической связи, простота конструкции измерительного устройства и питания его, высокая чувствительность и стабильность показаний.

Предварительные опыты с навеской около 10 г/л грунтов крупностью до 20 мм/сек показали сходство результатов с данными анализов пикнометрическим методом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ефремов А.В. Методика изучения взвешенных наносов, Тр.САНИИРИ, вып.87, Ташкент, 1957.
2. Царев Г.В. Датчик для измерения крутящего момента на ролике шпинделя хлопкоуборочной машины, Тр.ТашПИ, вып.24, Ташкент, 196
3. Фигуровский Н.А. Седиментометрический анализ, М.-Л., Изд-во АН СССР, 1948.

Н.Н.МАСЛОВ, В.Г.ДИАНОВ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ ГЛУБИНЫ ЗАДЕЛКИ АНКЕРА
В СКАЛЬНУЮ ТОЛЩУ

Одним из технических решений снижения стоимости и сокращения сроков строительства является анкерование стальными тяжами сооружений и неустойчивых скальных склонов. Повышение устойчивости сооружений за счет увеличения собственного веса не всегда целесообразно из-за значительной стоимости этого мероприятия и увеличения сдвигающей и опрокидывающей инерционной сейсмической силы.

Надежное анкерование сооружений и неустойчивых скальных склонов в "здоровую" скальную толщу позволяет сократить объем и стоимость основных работ, обеспечить ввод сооружения в эксплуатацию в более короткий срок. Кроме того, при обжати бетонной кладки натяжением анкера улучшается распределение напряжений в теле сооружения по верховой и низовой граням.

Анкерование бетонных плотин Шерфас, Фюмель, Марез, Сен-Михель, Ларди, Жиротт, Олд-на-Дейридж, секции плотины Братской ГЭС и укрепление скального основания на строительстве плотин Кавамата, Дез, Гувер, Шодан, Кастильон и др. показали техническую целесообразность и экономическую эффективность анкерного крепления /1/.

Развивающееся в последнее десятилетие строительство гидроузлов в горных районах ставит ряд проблем, связанных с мероприятиями по борьбе с неблагоприятными условиями залегания горных пород. В частности, требуется теоретическое обоснование мероприятий по анкерованию потенциально неустойчивых скальных массивов в районе строительства Токтогульской ГЭС. Это необходимо для обеспечения безопасности основных сооружений и макси-

мального сокращения врезки под плотину /8/.

Определение необходимой глубины анкерной заделки по условиям прочности скального массива — один из сложных и ответственных моментов строительства. Существующие методы расчета необходимой глубины заделки не могут быть использованы по ряду причин /4, 5, 6, 9/.

Для составления расчетной схемы, отображающей реальные свойства прототипа, рассмотрим механико-математическую модель скального массива. Скальный массив представляет собой твердое тело, наделенное упругими свойствами и расчлененное трещинами формирования, деформации и выветривания на отдельные блоки.

Как для осадочных, так и для изверженных и метаморфических горных пород характерна система трещиноватости, параллельная поверхности массива и образующая "слои", расчлененные на отдельные блоки сопряженными системами трещин. Поэтому упругая пластовая толща, дополнительно расчлененная на блоки наиболее полно отражает реальное строение прототипа механико-математической модели. Контакты между слоями и блоками представляют собой поверхности разрыва сплошности среды со сниженными характеристиками сопротивлений сдвигу. Таким образом, наиболее слабым местом в скальном массиве являются пластовые трещины, которые определяют прочность последнего при натяжении анкера. Это подтвердилось проделанными модельными исследованиями.

Так как скальный массив не должен испытывать пластических деформаций, расчет его нужно производить в допредельной стадии. В запредельной стадии происходит разуплотнение скального массива, выраженное в сдвиге, выворачивании и заклинке блоков породы. При динамических воздействиях (сейсмике) взаиморасположение заклиненных блоков может несколько измениться, что не исключает разрушения заделки даже без повышения нагрузки. Кроме того, разуплотнение и заклинка блоков связаны с повышением "пори-

стости" массива за счет раскрытия трещин. Указанное явление, помимо увеличения фильтрационных потерь, может вызвать выщелачивание пород основания (гипсы, известняки и др.), что также приводит к разрушению заделки.

Отсюда, для того, чтобы не допустить необратимого сдвига в скальном массиве, сдвигающие силы по трещинам напластования, возникающие под действием натяжения анкера, не должны превосходить сил сопротивления сдвигу по ним. Упрощенно это можно представить как сопротивление при изгибе составной балки, учитывая, что пласты породы расчленены системой трещин, приблизительно перпендикулярных к напластованию. В связи с чем пласт сам по себе изгибу сопротивляться не может. В этом случае основную роль в сопротивлении пластовой толщ деформации при изгибе от действия натяжения анкера приобретает сопротивление сдвигу между пластами. Нормальные напряжения, возникающие в массиве при нагружении, подавляются напряжениями от веса вышележащей толщи.

Рассмотрим напряженное состояние скальной толщи по пластовым трещинам под действием натяжения анкера. Многочисленные исследования отечественных и зарубежных авторов [2, 7] показали, что несмотря на некоторое искажение напряженного состояния скального массива под нагрузкой (как и любого другого грунта из-за анизотропии) распределение напряжений в нем может быть с достаточной степенью точности описано с помощью уравнений теории упругости.

Для определения напряженного состояния скального основания по трещинам напластования, возникающих под действием натяжения анкера при горизонтальной поверхности основания, воспользуемся зависимостями Фламана в интерпретации Буссинеска для линейной нагрузки в упругом пространстве [4]:

$$\sigma_{zx} = \frac{q}{4\pi} \cdot \frac{\cos^3 \alpha}{r} \left[-(3+\mu) + 2(1+\mu) \cdot \sin^2 \alpha \right] \quad (I)$$

$$\tau_{zx} = \frac{q}{4\gamma h} \cdot \frac{\sin \alpha}{\gamma} \cdot [1 - \mu + 2(1 + \mu) \cdot \cos^2 \alpha], \quad (2)$$

где σ_{zx} - нормальные напряжения по горизонтальным площадкам, т/м²;
 τ_{zx} - касательные напряжения по горизонтальным площадкам, т/м²;
 q - натяжение анкера, т/м;
 μ - коэффициент Пуассона породы;
 α и γ - направление и расстояние от точки приложения нагрузки до рассматриваемой площадки.

Характер распределения по вертикали σ_{zx} при $q = 5000$ т/м, возникающих в скальном массиве согласно зависимости (1), показан на рис.1.

Из рис.1 видно, что напряжение, концентрируясь вблизи заделки, довольно быстро уменьшается по мере удаления от нее. Поэтому зависимости (1) и (2), выведенные для упругого пространства, справедливы и для упругого полупространства, которым является скальная толща при достаточной глубине заделки. Зона концентрации напряжений возникает на довольно ограниченной глубине, равной ~ 5 м, при практически значительной интенсивности нагрузки.

Наложение эпюры нормальных напряжений от веса вышележащей породы $\sigma_i = \gamma(h - z_i)$ на эпюру σ_{zx} (см.рис.1), показывает, что нормальные напряжения от натяжения анкера, действующие в пределах объема разрушения на некотором удалении от заделки, оказываются подавленными нормальными напряжениями σ_i . Глубину, при которой по данному пласту в пределах объема выпора соблюдается условие $\sum \sigma_{zx} = \sum \sigma_i$, можно считать критической для активной зоны выпора. Следовательно, для скального массива существует критическая глубина заделки анкера, при уменьшении которой рассуждения о критериях устойчивости в допредельной зоне, положенные в основу нашего метода, становятся неприменимыми.

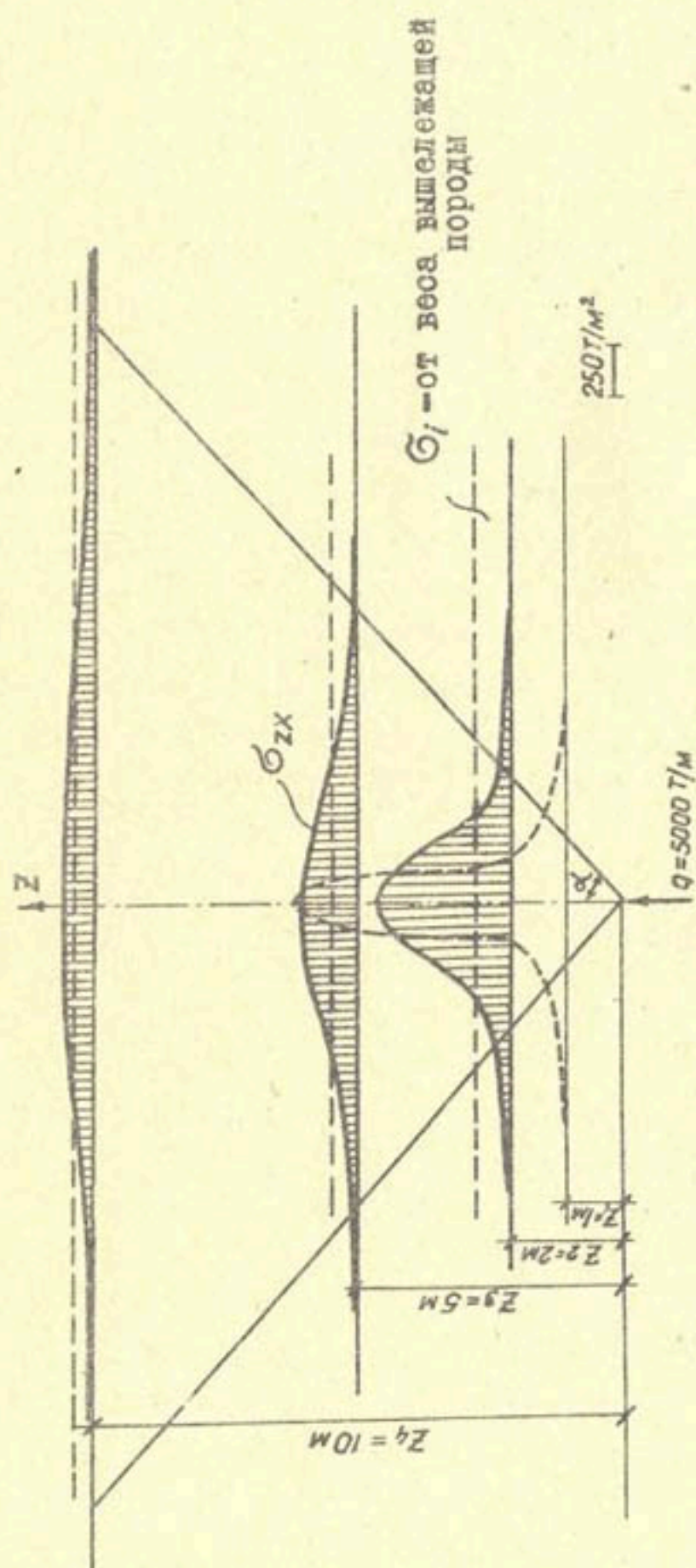


Рис. I. Эпюра нормальных напряжений σ_{zx} в скальной толще по горизонтальным площадкам от действия тяжения анкеров (линейная нагрузка).

Принимая это во внимание, рассмотрим эпюру распределения касательных напряжений по пластовым трещинам, согласно зависимости (2) при нагрузке $Q = 5000$ т/м для глубины заделки $h = 20$ м (рис.2).

По этим же площадкам (пластовым трещинам) построены эпюры удерживающих сил, вызванных трением под действием веса вышележащей породной толщи $\tau_{yg} = \sigma_i \cdot \operatorname{tg} \varphi$, где $\sigma_i = \gamma(h - z_i)$.

Анализ построенных эпюр показывает, что вблизи анкерной заделки образуется зона разрушения, в пределах которой касательные напряжения превышают сопротивление сдвигу по слоям. На границе зоны разрушения формируется поверхность выпора породы, являющаяся линией равных напряжений $\tau_{zx} = \tau_{yg}$. Поверхность носит нелинейный характер.

Для упрощения дальнейших выводов и рассуждений целесообразно заменить эту криволинейную поверхность прямой (см.рис.2), что обеспечит достаточную степень точности. При этом угол наклона образующей поверхности разрушения к оси натяжения анкера составляет $\alpha = 45^\circ + 55^\circ$. Произведенный анализ показал, что угол наклона образующей поверхности выпора породы α меняется в небольших пределах в зависимости от напряжений сопротивления сдвигу по пластовым трещинам и интенсивности нагрузки. В состоянии предельного равновесия для межпластовых деформаций сумма послойных сдвигающих сил от натяжения анкера, действующих в пределах объема выпора породы, должна быть равна сумме удерживающих сил, вызванных межпластовым трением от веса вышележащей породы в той же части объема массива

$$\frac{\sum_{i=1}^{n-1} T_{сдв}}{\sum_i T_{yg}} = 1 \quad (3)$$

Расчетная схема изображена на рис.3.

Сдвигающую силу, действующую по контакту между i -м и $(i-1)$ -м слоями (площадке с ординатой Z_i), можно определить как часть площади эпюры τ_{zx} в пределах объема выпора (см. рис. 2). Поскольку эпюра τ_{zx} носит симметричный, относительно оси Z , характер, определим межпластовую сдвигающую силу как удвоенную площадь левой или правой части указанной эпюры. Рассматриваемая часть эпюры представляет собой криволинейную трапецию, описываемую уравнением:

$$\tau_{zx} = \frac{Q}{4K} \cdot \frac{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}{Z} \left[1 - \mu + 2(1 + \mu) \cdot \cos^2 \alpha \right],$$

где α — переменная величина, остальные величины постоянные (в том числе, для данного слоя $Z = \text{const}$).

Площадь межпластовой трещины в рассматриваемых пределах для плоской задачи может быть определена как $\omega = Z \cdot \tan \alpha \cdot 1$ (см. рис. 3). Для выражения площади элементарной площадки трещины как функций угла α продифференцируем $\omega = f(\alpha) \rightarrow d\omega = Z \cdot d(\tan \alpha) = \frac{Z}{\cos^2 \alpha} \cdot d\alpha$.

Составим дифференциальное уравнение для определения сдвигающей силы, действующей на элементарную площадку, как функцию угла α , и, интегрируя полученное уравнение в пределах от нуля до $\alpha_i = \alpha_{расч}$, получим сдвигающую силу, действующую по рассматриваемой межпластовой трещине. Верхний предел интегрирования $\alpha_i = \alpha_{расч}$ — расчетный угол наклона образующей поверхности выпора принимается равным $45^\circ + 55^\circ$ согласно рис. 2.

$$\begin{aligned} T_{сдв}^i &= 2 \int_0^{\alpha_i} \tau_{zix} \cdot d\omega_i = \frac{2 \cdot Q \cdot \tau}{4KZ} \cdot \int_0^{\alpha_i} \left(\frac{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} - \frac{\mu \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{2 \cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} + \frac{2 \mu \cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} \right) d\alpha = \\ &= \frac{Q}{2K} \left[(\mu - 1) \cdot \ln(\cos \alpha_i) + (\mu + 1) \sin^2 \alpha_i \right]. \end{aligned}$$

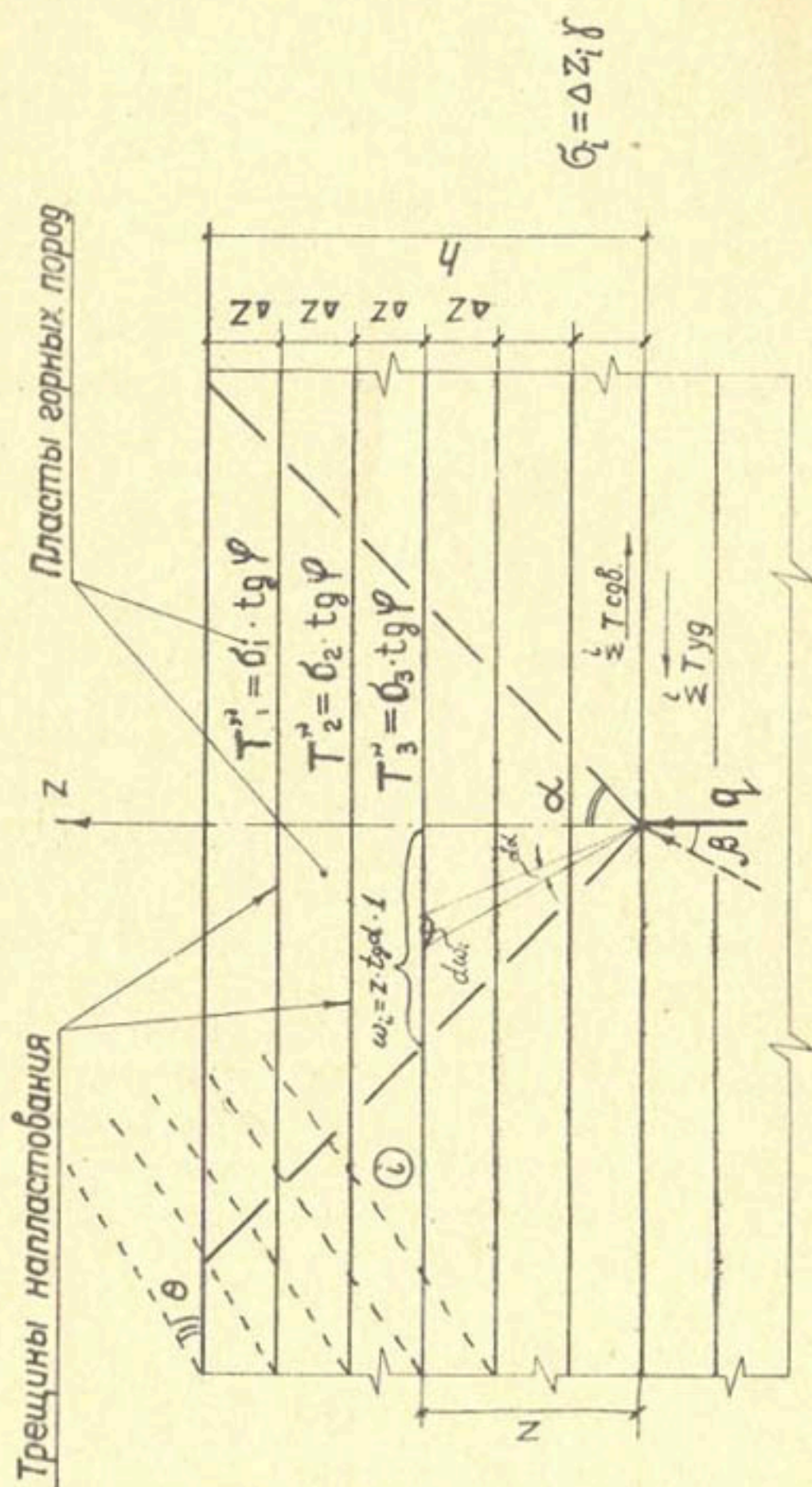


Рис.3. Схема расчета скальных толщ при анкерных заделках.

Обозначим $\alpha_i = \alpha_{расч.}$ через α .

Эпюра удерживающих напряжений от веса вышележащей породы в пределах рассматриваемого слоя представляется площадью прямоугольника с ординатой

$$\tau_{yg}^i = \gamma(h - z_i) \operatorname{tg} \varphi.$$

Составим дифференциальное уравнение для определения удерживающей силы, действующей на элементарную площадку, как функцию угла α , и, интегрируя полученное уравнение в пределах от 0 до $\alpha_i = \alpha_{расч.}$, получим удерживающую силу, действующую по рассматриваемой межпластовой трещине

$$T_{yg}^i = 2 \int_0^{\alpha_i} \tau_{yg}^i \cdot d\omega_i = 2 \int_0^{\alpha_i} \gamma(h - z_i) \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{z_i}{\cos^2 \alpha} \cdot d\alpha = 2 \gamma \operatorname{tg} \varphi (h - z_i) \cdot z_i \operatorname{tg} \alpha.$$

Определим суммарные послойные сдвигающие ($\sum T_{сдв}$) и удерживающие ($\sum T_{yg}$) силы, действующие в пределах объема выпора по всей глубине заделки, для разного числа слоев массива путем послойного суммирования. Анализируя полученные выражения, находим, что оба они представляют собой функциональные ряды, члены и суммы которых зависят от числа слоев массива ("n"). Сумма послойных сдвигающих сил, при числе слоев массива "n", в пределах объема выпора породы представляет собой простейший ряд — арифметическую прогрессию. Она выражается зависимостью:

$$\sum_{i=1}^{n-1} T_{сдв} = \frac{(n-1) \gamma [(\mu-1) \cdot \ln(\cos \alpha) + (\mu+1) \cdot \sin^2 \alpha]}{2K} \quad (4)$$

Сумму послойных удерживающих сил при числе слоев основания "n" можно представить как сумму функционального сходящегося ряда в следующем виде:

$$\sum_{i=1}^{n-1} T_{yg} = \frac{n(n^2-1)}{3} \cdot \Delta z^2 \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (5)$$

Подставив в уравнение предельного равновесия (3) значения $\sum_{i=1}^{n-1} T_{cgb}$ и $\sum_{i=1}^{n-1} T_{yg}$ согласно (4) и (5) и, принимая во внимание, что $h = n \cdot \Delta Z$, получим выражение для определения необходимой глубины заделки анкера:

$$h = \sqrt{\frac{n}{n+1} \cdot \frac{5 \cdot Q \cdot [(\mu-1) \cdot \ln(\cos \alpha) + (\mu+1) \cdot \sin^2 \alpha]}{2 \cdot X \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha}}. \quad (6)$$

Обозначим в формуле (6) $\sqrt{\frac{n}{n+1}}$ через ρ и проанализируем его изменение в зависимости от числа слоев основания " n ". Результат представлен в виде графика на рис. 4. График зависимости $\rho = f(n)$ показывает, что при малом числе слоев основания коэффициент ρ заметно меняется: при увеличении " n " от 2 до 4 ρ возрастает от 0,815 до 0,915. При больших значениях " n " кривая резко поднимается, асимптотически приближаясь к значению $\rho = 1$. Таким образом, при " n " > 10 ρ может приниматься равным 1, что несколько упрощает формулу (6). Если " n " < 10, то сначала следует определить ориентировочную необходимую глубину заделки анкера без учета ρ , а затем, определив $n = \frac{h}{\Delta Z}$, уточнить ее введением ρ .

В некоторых случаях строительной практики приходится сталкиваться с необходимостью анкерования в склоны горных ущелий /8/, когда основание не горизонтально, а анкер направлен под углом β к напластованию (см. рис. 3). В этом случае силу натяжения анкера можно представить в виде двух составляющих: нормальной к поверхности массива ($Q_n = Q \cdot \cos \beta$) и параллельной ей ($Q_r = Q \cdot \sin \beta$). Каждая из этих сил вызывает определенное напряженное состояние скальной толщи. Накладываясь друг на друга, они образуют общее напряженное состояние массива.

Описание напряженного состояния скального массива в этом случае может быть произведено с помощью способа С.П. Тимошенко /3/ для решения Фламана, которое принимает

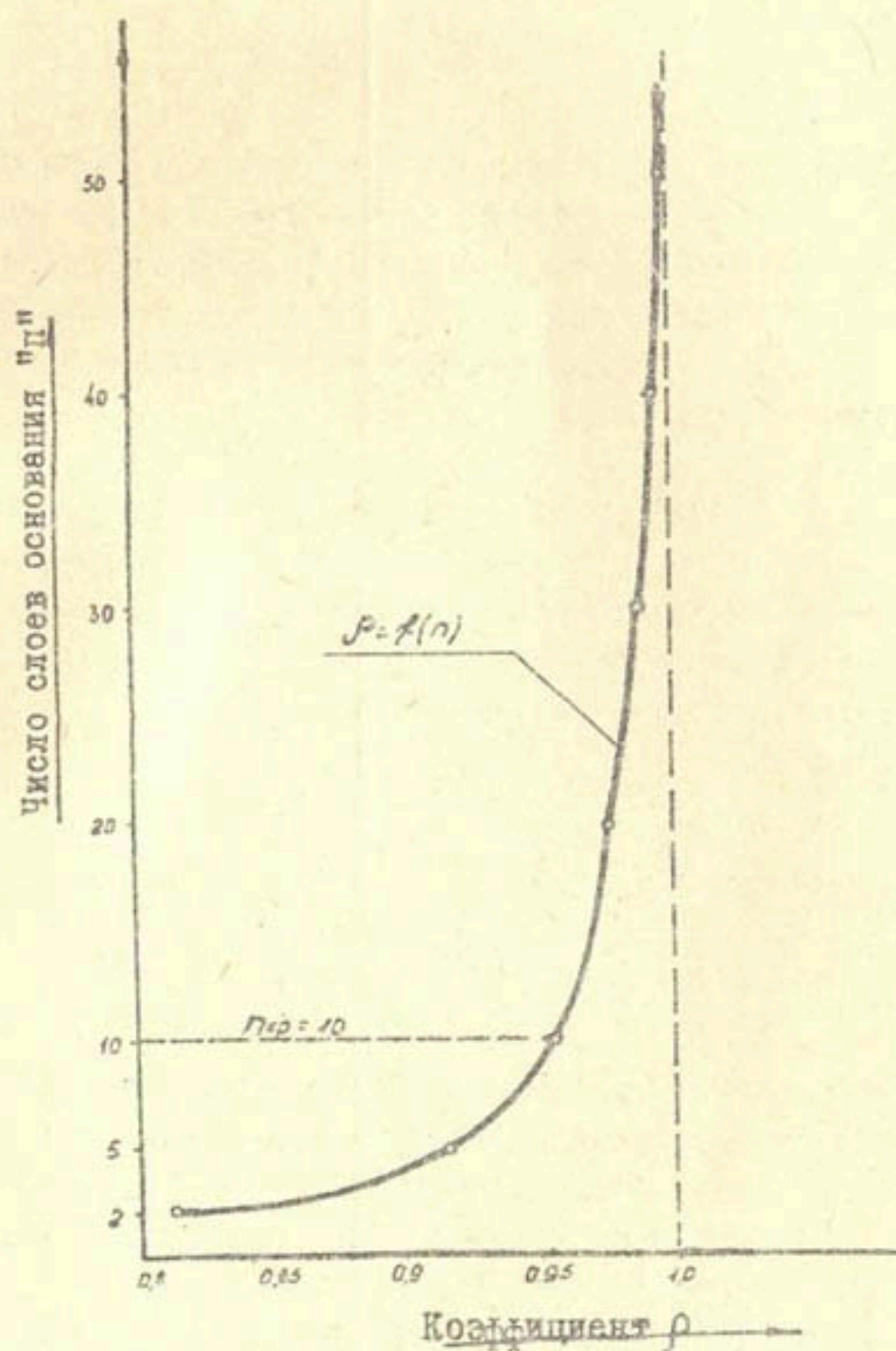


Рис. 4. График зависимости коэффициента от числа слоев основания $\rho = \sqrt{\frac{n}{n+1}}$.

следующий вид:

$$\tau_{zx} = \frac{q \cdot \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + \beta)}{4 \sigma \tau z} \cdot [1 - \mu + 2(1 + \mu) \cdot \cos^2 \alpha].$$

Обозначив угол наклона борта ущелья к горизонту через θ (см. рис. 3), получим выражение для определения нормальных напряжений по пластовой трещине на глубине $(h - z_i)$ от поверхности массива, вызванных весом вышележащей породы и обуславливающих возникновение удерживающих напряжений

$$\sigma_i = \gamma (h - z_i) \cdot \cos \theta$$

Произведя решение по аналогии с рассмотренным выше случаем горизонтального массива и вертикального направления анкера, получим следующее выражение для определения необходимой глубины заделки анкера в рассматриваемых условиях

$$h = \rho \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot q \{ 2(\mu + 1) \left[\cos \beta \frac{\sin^2 \alpha}{2} - \sin \beta \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin 2\alpha}{4} \right) + (\mu - 1) \ln(\cos \alpha) \cos \beta + (\operatorname{tg} \alpha + \alpha) \sin \beta \right] \}}{2 \sigma \tau \gamma \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha \cdot \cos \theta}}}. \quad (7)$$

Формула (7) является общей формулой для определения необходимой глубины заделки анкера в скальную толщу. Из нее легко может быть получена формула (6) для горизонтального основания, когда $\angle \theta = 0$ и вертикального направления, где $\angle \beta = 0$ (как частный случай).

Как правило, анкера, располагаясь вдоль оси плотины, подпорной стенки или анкерной штольни [1, 8, 9], представляют собой линейную нагрузку, на которую распространяются полученные выше решения. Однако, в отдельных случаях, может встретиться одиночная анкерная заделка с натяжением анкера P .

От действия натяжения анкера величиной $P = Q$ в массиве возникает суммарная сдвигающая сила, приблизи-

тельно равная по величине $\sum T_{ср}$ для группы анкеров с интенсивностью нагрузки q . Поскольку в данном случае поверхность выпора будет представлена в виде конуса, полученного вращением образующей вокруг оси анкера, удерживающая сила для каждого пласта собирается с площади круга и должна быть в $\sqrt{2}$ раз больше, чем $\sum T_{ср}$ для группы анкеров той же интенсивности натяжения. Тогда необходимая глубина заделки определится по следующей формуле:

$$h_p = \sqrt{\frac{1}{2}} \cdot h_q, \text{ т.е. } h_p = 0,565 h_q, \quad (8)$$

h_p — необходимая глубина заделки одиночного анкера;

h_q — необходимая глубина заделки группы анкеров согласно формулам (6) и (7).

Как следует из формулы (8), при условии $P = Q$ необходимая глубина заделки одиночного анкера в 1,7 раза меньше, чем для группы анкеров. В практических расчетах в полученные зависимости следует вводить коэффициент запаса. Величина этого коэффициента должна устанавливаться в каждом конкретном случае в зависимости от класса капитальности сооружений, точности геотехнических показателей и т.д.

Для практической оценки полученных теоретических зависимостей произведем сравнение расчетных данных с известными полевыми опытами и наблюдениями за заанкерованными сооружениями.

В качестве примера определим необходимую глубину заделки анкера для условий плотины Шерфас /I/.

Анкера, расположенные по гребню плотины через 5 м вдоль оси сооружения, заглублены в прочные песчаники на 20 м и напряжены усилием 1000 т каждый. Многолетняя эксплуатация показала надежность заделки. Скальная толща основания в этом случае должна рассматриваться как загру-

женная линейной нагрузкой. К расчету применена формула (6) со следующими исходными данными: $\gamma = 2,65 \text{ т/м}^3$; $\text{tg} \varphi = 1,8$; $\mu = 0,2$; $\alpha = 50^\circ$.

Несущая способность массива составит:

$$q = \frac{2 \cdot 20^2 \cdot 3,14 \cdot 2,65 \cdot 1,8}{3(0,2+1) \cdot 0,58 + (0,2-1)(-0,45)} = 3800 \text{ т/м},$$

в то время как метод Коина для этого случая дает результат 2650 т, а методы Джиева и Тимофеева — 180000 т.

Применение методов Джиева и Тимофеева ограничивается небольшой глубиной заделки и монолитностью породы основания, что не соответствует рассматриваемому случаю. Поэтому результат, полученный этими методами, сильно завышен.

Метод Коина применим для глубоких заделок и учитывает только вес конуса породы, увлекаемой анкером, поэтому результат заниженный.

В качестве других двух примеров сопоставления рассмотрим результаты полевых исследований, произведенных на строительстве плотины Олд-на-Лейридж (Бенкс) и Братской ГЭС (Марчук). В обоих случаях в пробуренные скважины закладывались плоские гидравлические домкраты, которые потом замоноличивались в забое скважины бетоном. Нагнетанием давления в домкратах, имеющих значительный ход, имитировалось натяжение анкера. Основание плотины Олд-на-Лейридж представлено прочными гранитами плотины Братской ГЭС — диабазами. Блоки, созданные трещинами первичной отдельности, обуславливают "слоистость" оснований. Толщина каждого слоя примерно 35–40 см. Глубина испытуемой заделки в первом случае — 5 м, во втором — 3 м. Деформации основания на каждой ступени загрузки измеряли геодезическим методом. Первые подвижки скального массива на плотине Олд-на-Лейридж зафиксированы при нагрузке $P = 1200 \text{ т}$. Предельная нагрузка, полученная по формуле (6) с учетом одиночности анкера, составила $P = 1220 \text{ т}$,

при $P = 3,0 \text{ т/м}^3$ и $\text{tg } \varphi = 2,6^x$).

В опыте Марчука первые деформации скалы при испытании заделки № 9 были отмечены при $P = 568 \text{ т}$. Определенная по формуле (6) нагрузка в этом случае составляет $P = 450 \text{ т}$.

Принимая во внимание некоторую погрешность замеров деформаций, обусловленную геодезическим методом наблюдений, результаты, полученные по расчету предлагаемым методом, и данные полевых опытов Бенкса и Марчука, демонстрируют хорошее совпадение.

Таким образом, сопоставление результатов расчетных данных и полевых испытаний убедительно свидетельствуют о возможности практического применения полученных теоретических зависимостей.

В ы в о д ы

1. Приведенные в статье зависимости, полученные на базе точных решений теории упругости, позволяют определять необходимую глубину заделки анкера в скальный массив с учетом следующих факторов:

- а) реального строения скальной толщи (слоистоблочного);
- б) пространственной ориентации поверхности скальной толщи (горизонтальное или борта ущелья);
- в) ориентации анкера к поверхности;
- г) схемы силового воздействия нагрузки (группа анкеров, одиночный анкер).

2. Сопоставление результатов расчета по полученным теоретическим зависимостям с известными натурными наблюдениями и данными полевых опытов позволяет рекомендовать приведенные в статье расчетные формулы для практических расчетов.

х) Евдокимов П.Д. "Устойчивость гидротехнических сооружений и прочность их оснований", М., "Энергия", 1966.

3. При числе слоев в массиве " n " $>$ 10 коэффициент ρ в формулах (6) и (7) можно принимать равным 1.

4. Полученные формулы выведены из предпосылки о том, что удерживающие силы по пластовым трещинам обуславливаются весом вышележащей породы. Следовательно, они неприменимы для случаев наклона поверхности основания к горизонтали более 90^0 , т.е. когда вес породы не создает нормальных сжимающих напряжений по пластовой трещине. Например при креплении анкерованием сводов подземных выработок и т.д.

ЛИТЕРАТУРА

1. Маслов Н.Н., Пильгунова З.В. В кн. "Плотины Северной Африки", Л.-М., 1960.
2. Маслов Н.Н. В кн. "Основы механики грунтов и инженерной геологии", М., 1968.
3. Тимошенко С.П. В кн. "Теория упругости", ОНТИ, М.-Л., 1937.
4. Джигоев Л.Н. Экспериментальные исследования несущей способности анкеров в скальных грунтах, "Гидротехническое строительство", 1956, № 9.
5. Тимофеев А.П. Из опыта анкерования бетонных конструкций гидротехнических сооружений, "Гидротехническое строительство", 1960, № 7.
6. Борисов А.А. В кн. "Новые методы расчета штанговой крени", М., Госиздат, 1962.
7. "Международный симпозиум по механике скальных пород в Мадриде", ВИНТИ, № 19, 22, 1969.
8. Дианов В.Г. Укрепление скальных массивов в районе сооружений гидроузлов (на примере Токтогульской ГЭС), "Энергетическое строительство", 1968, № 3.
9. Zinkiewicz O.C. Gerstner R.W., "Stress Analysis and Special problem of Prestressed dams" *Y. Power, Div. Proc. Amer. Soc. Civil Engrs*, 1961, 87, Discussion N°2.

10. Banks, T. A., "The Employment of Prestressed Technique on Allt-na-Lairige Daui" Proceedings S, C. L. D., R-68, vol-2, Paris, 1955.

Р Е Ф Е Р А Т Ы

к выпуску 121 Трудов САННИИРИ
им.В.Д.Журина

(строительные материалы, грунты,
антифильтрационные мероприятия)
1970 год

УДК 693.5:66.095.26

ТЕХНОЛОГИЯ ПОЛИМЕРБЕТОНА НА ФУРФУРОЛЬНОМ СВЯЗУЮЩЕМ

Б.И.МИНКЕВИЧ, Ш.МАХМУДОВ, В.Н.ФЕДЯЙ

Труды САНИИРИ, вып.121, 1970

В статье в качестве вяжущего для полимербетона предлагаются смолы, приготовленные на основе фурфурола и дифениламина (смола ФД), и отходы производства дифениламина (смола ФОД). Приводятся основные свойства полимербетона на этих вяжущих и возможность получения экономичного состава полимербетона. Табл.11, рис.3.

УДК 626.862.002.2

ВОЗМОЖНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ ПЕСКОВ
ДЛЯ УСТРОЙСТВА ЗАКРЫТОГО ДРЕНАЖА

И.УСМАНОВ

Труды САННИРИ, вып. 121, 1970

Предлагаются пути использования мелкозернистых песков, в том числе барханных, как материал для устройства пористого дренажа и для изготовления безобжиговых дренажных труб, получаемых прогрессивным способом центрифугирования. Трубы наряду с высокой механической прочностью и стойкостью к агрессивному действию сульфатных солей имеют также простую технологию изготовления, производство их может быть организовано на существующих полигонах при наличии соответствующего оборудования и материалов. Стоимость таких труб значительно ниже стоимости гончарных, изготавливаемых в заводских условиях.

Табл. 6, рис. 2.

УДК 666.858:621.9.462.002.2

К ВОПРОСУ ДОЛГОВЕЧНОСТИ АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫХ ТРУБ

И.УСМАНОВ

Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970

Приводятся результаты опытов по изменению физико-химических и физико-механических свойств асбестоцементных труб при длительном действии на них агрессивной сульфатной среды и физических напряжений, возникающих от попеременного увлажнения и высыхания, замораживания и оттаивания. Приводятся некоторые данные по механической прочности асбестоцементных труб на поперечное раздавливание и изгиб, а также зависимость ее от диаметра и толщины стенок труб. Табл. 5.

УДК 666.972.123:626.002.2

ПРИМЕНЕНИЕ БАРХАННЫХ ПЕСКОВ НА СТРОИТЕЛЬСТВЕ
КАЗАЛИНСКОГО ГИДРОУЗЛАК.Л.КАЩИНА, Л.М.ГЛАГОЛЕВА
Труды САНИИРИ, вып.121, 1970

По рекомендациям лаборатории строительных материалов САНИИРИ в массивные гидротехнические сооружения Казалинского гидроузла впервые было уложено 66 тыс.м³ бетона, приготовленного на барханном песке.

Это еще раз подтвердило мысль о том, что использование местных барханных песков позволяет получить гидротехнический бетон, удовлетворяющий всем техническим требованиям проекта, и несмотря на повышенный расход цемента, снизить стоимость работ.

Табл.2.

УДК 552.524.624.131.6:002.2

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ,
УПЛОТНЕННЫХ ПОДВОДНЫМ ВЗРЫВОМ

Х.А.АСКАРОВ, Е.Н.СКВАЛЕЦКИЙ,
В.Ф.ОГЛОВЛИН, З.Х.ЯДГАРОВ
Труды САНИИРИ, вып.121, 1970

Данная статья посвящена уплотнению грунтов оснований сооружений подводным взрывом. В статье даны результаты исследований в производственных условиях.

Подводный взрыв значительно уплотняет грунты (на 7-10%), увеличивает силы сцепления. Наиболее важно, что взрыв ликвидирует просадочные свойства грунтов.

Применение этого способа в производственных условиях сокращает сроки строительства. Относительно невысокая стоимость и простая организация работ делают этот способ прогрессивным и эффективным.

Табл.2, рис.2.

УДК 552.524.624.131.6.002.2

ИЗ ОПЫТА ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СПОСОБА ПОДВОДНОГО ВЗРЫВА
В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Х.А.АСКАРОВ, П.Е.ПЛЕСОВСКИХ, З.Х.ЯДГАРОВ

Труды САНИИРИ, вып.121, 1970

Способ подводного взрыва в сочетании с предварительной замочкой применяется для ликвидации возможных просадочных деформаций в лессовых толщах в случаях, когда предварительное замачивание не дает желаемого эффекта.

Экспериментальными исследованиями авторов установлено, что взрыв надо проводить при коэффициенте водонасыщения $G = 0,6-0,8$.

Предлагаемый способ можно использовать в целях снижения водопроницаемости грунтов. Полученные результаты свидетельствуют об уменьшении водопроницаемости в 12-17 раз, благодаря увеличению плотности на 15-17%.

Насыпные грунты также хорошо уплотняются способом подводного взрыва. Для получения надежного основания на таких грунтах рассматриваемый способ осуществляется в сочетании с предварительной замочкой.

Простота производства работ, а также невысокая стоимость способа делают его более прогрессивным по сравнению с другими известными методами.

Табл.7, рис.4.

УДК 622.281.4:625.745.3.002.2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОПОР
ИЗ ВИСЯЧИХ СВАЙ ДЛЯ ЛОТКОВЫХ КАНАЛОВ
В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ ГОЛОДНОЙ СТЕПИ

В.И.АКУЛИНИЧЕВ, Х.А.АСКАРОВ
Труды САНИИРИ, вып.121, 1970

В статье приводятся результаты экспериментальных исследований по изучению несущей способности забивных висячих железобетонных свай как опор лотковых каналов в грунтовых условиях I типа. Приводятся данные динамических и статических испытаний свай при различных способах загрузки их в лессовые грунты. Установлено существование сил трения между свайей и грунтом даже при полном водонасыщении последнего.

Полевыми опытами произведено расчленение общего сопротивления свай на боковое и лобовое; выявлено влияние замачивания грунтов на снижение общего сопротивления свай; получена картина распространения влаги в лессовых грунтах во времени и от количества воды, подаваемой для замочки; определена зона уплотнения грунта вокруг забиваемых свай различной глубины. Натурные опыты показали, что относительная величина осадки свайных опор ниже, чем стоечных, что дает основание рекомендовать забивные свайные опоры как эффективные и рациональные для грунтовых условий I типа.

Табл.3, рис.6.

УДК 693.5:66.095.26.002.2

МЕСТНЫЕ ЗАПОЛНИТЕЛИ ДЛЯ ПОЛИМЕРБЕТОНОВ

Ш. МАХМУДОВ

Труды САНИИРИ, вып. 121, 1969

В статье предлагается использование инертных заполнителей Алмалыкского карьера вместо андезита в качестве кислотостойкого для полимербетона, тем самым будет получен экономичный состав полимербетона. Приводятся химические составы заполнителей Дмалакского, Карадарьинского и Алмалыкского карьеров, их потери в весе после выдерживания в кислотной среде в течение двух месяцев.

Данные опытов показывают, что при использовании Алмалыкского гравия структура полимербетона не разрушается, не происходит химическая реакция в зоне контакта органической и минеральной фазы.

Использование Алмалыкского гравия снизит стоимость полимербетона на 20-25%.

Табл. 2.

УДК 666.73:669.4.002.2

ФОРМА ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ТРУБ ЦЕНТРИФУГИРОВАНИЕМ

С.И.КОТЛИК

Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970

В статье дается анализ получения дренажных труб центрифугированием при помощи применения металлических форм новой конструкции с клиновыми замками, установленными попарно по концам цилиндрических полуформ, что дает возможность смыкать и размыкать форму при стационарной установке ее на центрифугу.

Рис. I.

УДК 626:624.131.6.002.2

ПРОГНОЗ ПРОСАДОЧНОСТИ ГРУНТОВ ТРАССЫ
ПАРКЕНТСКОГО МАГИСТРАЛЬНОГО КАНАЛА

Х.Н.ХАМИДОВ

Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970

Статья посвящается освоению целинных земель, связанных со строительством Паркентского магистрального канала.

Отмечается большая распространенность лессовых грунтов, их просадочность.

Приводятся результаты физико-технических характеристик и дается прогноз ожидаемых просадочных деформаций грунтов трассы канала. В связи с чем помещена методика компрессионных исследований.

Табл. 2.

УДК 624.13.6:539.218.004.68

ИЗМЕНЕНИЕ ПЛОТНОСТИ ГРУНТОВ,
ИСПЫТАВШИХ ВОЗДЕЙСТВИЕ ПОДВОДНОГО ВЗРЫВА,
ВО ВРЕМЕНИ И ПРИ ПОВТОРНОЙ ЗАМОЧКЕ

З.Х.ЯДГАРОВ

Труды САНИИРИ, вып.121, 1970

В статье рассматривается вопрос долговечности грунтовых экранов, полученных способом подводного взрыва во времени и при повторной замочке. Наблюдения, проведенные в лабораторных условиях и в полевых, показали, что разуплотнение грунтов во времени не происходит, а уплотненный слой обладает устойчивыми противофильтрационными свойствами. Повторная же замочка уплотненных грунтовых экранов, даже при отсутствии нагрузки от сооружения, не вызывает снижения плотности грунтов в их верхних горизонтах.

Табл.3, рис.2.

УДК 620·I73:63I·4II·I·002·2

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЯ СУПЕСИ НА СЖАТИЕ
ПОД БОЛЬШИМ ДАВЛЕНИЕМ

К.К. АДЫЛОВ

Труды САНИИРИ. вып. I2I, I970

В настоящей статье излагаются результаты испытания супеси на сжатие под большим давлением. Для установления оптимальной влажности и максимальной плотности грунта (в целях использования их в теле высоконапорных плотин), в лабораторных условиях было проведено уплотнение лессовой супеси. Компрессионными опытами выявлены оптимальная плотность и влажность грунта.

Табл. I, рис. 6.

УДК 626.012:665.521.8.002.2

ПОГООУСТОЙЧИВОСТЬ ОБРАЗЦОВ ИЗ НЕФТЕГРУНТА

Г.Л.УРМАНОВА

Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970

В статье приведены результаты эксперимента о долговечности антифильтрационных экранов из нефтегрунта, проводившегося более года.

Цель исследований — выявление роли погодных и некоторых других (исходная плотность грунта, дозировка нефти и нефти с поверхностно-активной добавкой, наличие или отсутствие защитного слоя и т.п.) факторов в количественном и качественном изменениях нефти и сохранности образцов.

Установлено, что изменения с нефтью в образцах за период наблюдений направлены в благоприятную сторону для их долговечности.

Погодоустойчивость лессового грунта с 10-15%-ными добавками нефти зависит от условий изготовления и хранения образцов. Выявлены положительная (хотя и кратковременная) роль введения в нефть ХГ, существенное значение исходной плотности нефтегрунта и особенно защитного слоя.

Для повышения долговечности антифильтрационного экрана рекомендован защитный слой из уплотненного лессового грунта.

Рис.2.

УДК 626.552.517:678.04.002.2

ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ С ДОБАВКАМИ БЕНТОНИТОВЫХ ГЛИН И ИХ ОТХОДОВ

К. ТАЛАБАЕВ

Труды САННИРИ, вып. 121, 1970

В лаборатории инженерного грунтоведения САННИРИ проведены опыты по изучению свойств лессовых грунтов с добавками бентонитовых глин и их отходов. В результате опытов установлено, что внесение в лессовые грунты 10; 20; 30; 50% бентонитовой глины, а также их заводских отходов приводит к снижению в 1,5-610 раз водопроницаемость грунтов.

Коэффициент фильтрации отходов отбеливающих глин при всех $\sigma_{ск}$ в условиях лабораторных опытов был равен нулю в течение периода наблюдения. Добавка отбеливающих глин с точки зрения понижения K_f менее эффективна по сравнению с их заводскими отходами.

Установлена высокая водоустойчивость лессовых грунтов с добавкой отходов отбеливающих глин и крайняя неустойчивость с добавкой бентонитовых глин. Увеличение добавок влияет на набухание образцов в разной степени. Величина набухания образцов с добавкой отбеливающих глин больше, чем их отходов. Внесение в лессовые грунты отходов бентонитовых глин увеличивает силы сцепления образцов, причем с увеличением дозировки глин и плотности смеси силы сцепления возрастают.

Табл. 3.

УДК 552.524:624.131.6.04.002.2

НЕКОТОРЫЕ ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ПЕСКОВ С ДОБАВКОЙ ПОЛИАКРИЛАМИДА

К. ТАЛАБАЕВ

Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970

Изменение физико-технических свойств основано на равномерном перемешивании песка с высококлеющим полимером полиакриламидом и последующим уплотнением смеси. Для исследований взят мелкозернистый барханный и крупнозернистый песок из поймы реки Сырдарья.

Изучена возможность снижения коэффициента фильтрации, повышение водоустойчивости и прочности песков с добавкой полиакриламида. Лабораторные опыты показали снижение K_f песков от 24 до 910000 раз при добавке полиакриламида 0,3; 0,5; 0,8; 1,0%. При увеличении дозировок полимера от 0,3 до 1,0% эффективность снижения коэффициента фильтрации песков возрастает. Пески, обработанные полимером, становятся легкоуплотняемыми, связанными и после высыхания каменноподобными.

Водоустойчивость мелкозернистых и крупнозернистых песков увеличивается при добавке полимера и продолжительном хранении образцов на открытом воздухе.

С повышением плотности смеси и дозировки полимера водоустойчивость увеличивается. Предел прочности на сжатие песков зависит от влажности, плотности и сроков хранения образцов, а также дозировки полимера.

Табл. 4.

УДК 552.524:624.131.6.04.002.2

УМЕНЬШЕНИЕ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ
ВНЕСЕНИЕМ В НИХ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТА

Р. КЕНДЖАЕВ

Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970

Практика ирригационного строительства Средней Азии почти не знает применения цементногрунта в качестве антифильтрационного материала.

Лабораторные и полунатурные исследования лаборатории инженерного грунтоведения посвящены возможности использования цементногрунтовых смесей для уменьшения потери воды на фильтрацию в ирригационных каналах.

Полученные результаты по исследованию цементногрунтовых смесей говорят о том, что смесь лессового грунта (как засоленного, так и незасоленного) и портландцемента (10 и 15%) является дешевым, достаточно надежным, устойчивым и практически водонепроницаемым материалом.

УДК 531.78.613.643:624.131.6

НАТУРНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ
В ТОЛЩЕ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

М.Ю.АБЕЛЕВ, Н.Ф.АРИПОВ
Труды САНИИРИ, вып.121, 1970

В статье приводится краткое описание тензOMETрического датчика порового давления (ДПД), разработанного авторами, основные сведения по технологии изготовления этих датчиков, методика измерения порового давления и некоторые основные результаты опытов.

Рис.3.

УДК 627.15.002.2

УСЛОВИЯ ФОРМИРОВАНИЯ РУСЕЛ В АЛЛЮВИАЛЬНЫХ ОТЛОЖЕНИЯХ НА РАСШИРЕННОМ И УГЛУБЛЕННОМ СЕЧЕНИИ КАНАЛОВ

С.ДЖАМАНКАРАЕВ

Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970

Даются результаты исследований канала им. Ленина и Боз-Яб КК АССР, даны расчетные формулы для определения гидравлического и наносного режимов самоформирующихся русел каналов

$$B = K \sqrt{\frac{\rho \bar{u} Q}{h i}},$$

где B — ширина устойчивого русла;
 K — коэффициент безразмерности;
 Q — расход воды, м³/сек;
 i — уклон водной поверхности;
 $\rho \bar{u}$ — транспортирующая способность потока;
 h — средняя глубина воды.

Предлагаются рекомендации по строительству и эксплуатации каналов, проходящих в насыпях. Указывается экономическая эффективность строительства каналов взятием грунта из внутреннего резерва.

Рис.5.

УДК 626.012

РЕЗУЛЬТАТЫ ИЗУЧЕНИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО РЕЖИМА ЗЕМЛЯНОЙ
ПЛОТИНЫ КАРКИДАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА ЗА 1966-1968 гг.Н.А.ЦВЕТКОВА, С.М.ГОРЮНОВ
Труды САНИИРИ, вып. 121, 1970

Статья содержит описание объекта, его внешнего состояния, проводимых исследований (натурные, лабораторные, геофизические).

В результате совместной обработки материалов исследований установлено, что в грунтах плотины и ее основании в 1966 г. происходил процесс суффозии, который из-за выхода из строя закрытого дренажа проявлялся в виде провальных воронок в низовом клине плотины.

После переустройства и поднятия дренажа на 7 м суффозия внешне не проявляется, но из-за невыполнения всех рекомендаций САНИИРИ (отсутствие перекрытия галечникового слоя под дренажем, назначение которого - направить весь фильтрационный поток в дренаж и прекратить вынос мелких частиц), суффозия в плотине продолжает развиваться с выносом мелких частиц под дренажной траншеей в галечники долины. Исследования продолжаются и в 1969 г.

Рис.8.

УДК 626

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕХАНИЧЕСКОГО СОСТАВА МЕЛКИХ ВЗВЕСЕЙ

А.М.ТЕПЛЯКОВ

Труды САНИИРИ, вып.121, 1969

В статье описывается новый прибор для определения механического состава мелких взвешенных наносов. Прибор, основанный на простом принципе работы, может быть применен в лабораторных и полевых условиях. Результаты анализов состава навесок на новом приборе не уступают по точности другим известным методам.

Рис.2.

УДК 624.023.9:627.747.3.002.2

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ ГЛУБИНЫ ЗАДЕЛКИ АНКЕРА
В СКАЛЬНУЮ ТОЛЩУН.Н.МАСЛОВ, В.Г.ДИАНОВ
Труды САНИИРИ, вып.121, 1970

В статье приводятся примеры использования в строительной практике анкерования сооружений в скальную толщу.

Дается критика существующих методов расчета необходимой глубины заделки анкеров в скальный массив, предложенных советскими и зарубежными авторами.

Рассматривается механическая модель скальной толщи и излагается решение задачи о расчете анкера в скальной толще на базе зависимостей теории упругости с учетом следующих факторов:

- а) ориентации поверхности (горизонтально или горный склон);
- б) реального строения скальной толщи;
- в) пространственной ориентации анкера;
- г) схемы силового воздействия (одиночный анкер, группа анкеров).

Сопоставление данных полевых опытов на некоторых объектах с результатом расчетов по полученным формулам свидетельствует о практической ценности предложенного метода расчета.

Рис.4.

СОДЕРЖАНИЕ

Б.И.МИНКЕВИЧ, Ш.МАХМУДОВ, В.Н.ФЕДЯЙ. Технология полимербетона на фурфурольном связующем.....	3
И.УСМАНОВ. Возможность использования мелкозернистых песков для устройства закрытого дренажа.....	26
И.УСМАНОВ. К вопросу долговечности асбестоцементных труб.....	39
К.Л.КАШИНА, Л.М.ГЛАГОЛЕВА. Применение барханных песков на строительстве Казалинского гидроузла.....	50
Х.А.АСКАРОВ, Е.Н.СКВАЛЕЦКИЙ, В.Ф.ОГЛОБЛИН, З.Х.ЯДГАРОВ. Инженерно-геологические исследования лессовых грунтов, уплотненных подводным взрывом.....	59
Х.А.АСКАРОВ, П.Е.ПЛЕСОВСКИХ, З.Х.ЯДГАРОВ. Из опыта использования способа подводного взрыва в строительстве.....	66
В.И.АКУЛИНИЧЕВ, Х.А.АСКАРОВ. Экспериментальные исследования несущей способности опор из висячих свай для лотковых каналов в условиях слабых лессовых грунтов Голодной степи.....	87
Ш.МАХМУДОВ. Местные заполнители для полимербетонов.	108
С.И.КОТЛИК. Форма для изготовления труб центрифугированием.....	113
Х.Н.ХАМИДОВ. Прогноз просадочности грунтов трассы Паркентского магистрального канала.....	116
З.Х.ЯДГАРОВ. Изменение плотности грунтов, испытавших воздействие подводного взрыва, во времени и при повторной замочке.....	126
К.К.АДЫЛОВ. Некоторые результаты испытания супеси на сжатие под большими давлениями.....	135
Г.Л.УРМАНОВА. Погодоустойчивость образцов из нефтегрунта.....	148
К.ТАЛАБАЕВ. Физико-технические свойства лессовых грунтов с добавками бентонитовых глин и их отходов.....	161

К. ТАЛАБАЕВ. Некоторые физико-технические свойства песков с добавкой полиакриламида.....	171
Р. КЕНДЖАЕВ. Уменьшение водопроницаемости лессовых грунтов внесением в них портландцемента.....	181
М. Ю. АБЕЛЕВ, Н. Ф. АРИПОВ. Натурные измерения порово- го давления в толще слабых водонасыщенных глинистых грунтов.....	185
С. ДЖАМАНКАРАЕВ. Условия формирования русел в аллю- виальных отложениях на расширенном и углуб- ленном сечении каналов.....	196
Н. А. ЦВЕТКОВА, С. М. ГОРЮНОВ. Результаты изучения фильтрационного режима земляной плотины Кар- киданского водохранилища за 1966-1968 гг.....	207
А. М. ТЕПЛЯКОВ. Определение механического состава мелких взвесей.....	235
Н. Н. МАСЛОВ, В. Г. ДИАНОВ. Определение необходимой глубины заделки анкера в скальную толщу.....	242
Р е ф е р а т ы к выпуску 121 Трудов САНИИРИ.....	261