

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК

8

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР

АКАДЕМИЯ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР
ИНСТИТУТ ВОДНЫХ ПРОБЛЕМ И ГИДРОТЕХНИКИ

ВОПРОСЫ ГИДРОТЕХНИКИ

ВЫПУСК 8

СБОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ
И АНТИФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ПОКРЫТИЯ

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УЗБЕКСКОЙ ССР
ТАШКЕНТ — 1962

В сборнике даны научно-методические разработки по вопросам сборных конструкций, технологии их изготовления, исследования физико-механических свойств и эксплуатационных характеристик сборных облицовок каналов, бетонных и железобетонных деталей, армоцементных лотков и плит, а также заполнителей деформационных швов (в условиях жаркого климата).

Приведены результаты изучения антифильтрационных покрытий оросительных каналов в целях борьбы с фильтрацией.

Освещены некоторые вопросы возведения сооружений в условиях просадочных грунтов, плотности грунта в насыпных плотинах и дамбах, устойчивости каналов в несвязных и полусвязных грунтах.

Сборник предназначен для научных сотрудников проектных, строительных, эксплуатационных организаций, аспирантов, преподавателей и студентов вузов гидротехнической специальности.

Ответственный редактор
кандидат технических наук

З. Х. ХУСАН-ХОДЖАЕВ

В. Я. ЛИПСКИЙ

ИССЛЕДОВАНИЯ АРМОЦЕМЕНТНЫХ ДЕТАЛЕЙ ДЛЯ СБОРНЫХ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ И ЛОТКОВ НА ОРОСИТЕЛЬНОЙ СЕТИ

В соответствии с координационным планом Академии строительства и архитектуры СССР в 1959—1960 гг. в лаборатории сборных конструкций ИВПиГ (Институт водных проблем и гидротехники АН УзССР) проведены комплексные исследования плоских, ребристых и пространственных армоцементных конструкций с целью возможного использования их в качестве деталей сборных типовых гидросооружений и лотков на оросительной сети.

В настоящей статье рассматриваются только три вопроса:

а) определение трещиностойкости армоцементных плит, армированных одной-тремя сетками;

б) исследования технологии изготовления пространственных армоцементных конструкций;

в) результаты статических испытаний и технико-экономические показатели армоцементных лотков.

В СССР и за рубежом исследовали армоцемент с содержанием четырех-пяти сеток на 1 см толщины конструкции или восьми-десяти сеток на плиту толщиной 2 см. Такие конструкции для типовых гидросооружений не требуются.

Мы исследовали армоцементные плиты, армированные только одной-тремя сетками.

Для определения влияния количества сеток, их расположения по сечению армоцементного элемента и размера ячейки тканой металлической сетки на трещиностойкость изготовлены опытные армоцементные плиты размером $100 \times 60 \times 2$ см. Плиты толщиной 2 см армировали одной, двумя и тремя сетками № 3,2; 5 и 12 (номер сетки означает размер ячейки в миллиметрах) с расположением их только в растянутой или только в сжатой зоне. В лаборатории изготовлено и испытано 70 армоцементных плит.

Для плит использовали раствор (мелкозернистый бетон) марки 400. Плиты изготавливали на песке, удовлетворяющем требованиям ГОСТа на гидротехнический бетон, и пуццолановом портланд-цементе марки 400. Состав раствора 1 : 1,5 (цемент — песок), В/Ц = 0,32. Уплотняли его высокочастотной виброрейкой. До набора раствором проектной прочности армоцементные плиты хранили во влажном песке.

Плиты испытывали на стенде под действием равномерно распределенной нагрузки до появления первых волосяных трещин (рис. 1).

При расчете плиту рассматривали как однородную свободнолежащую балку на двух опорах.

Появление первой волосяной трещины принимали за расчетную стадию армоцементной плиты, вследствие того что вода, проникнув через трещину в бетон, вызовет коррозию металлической сетки.

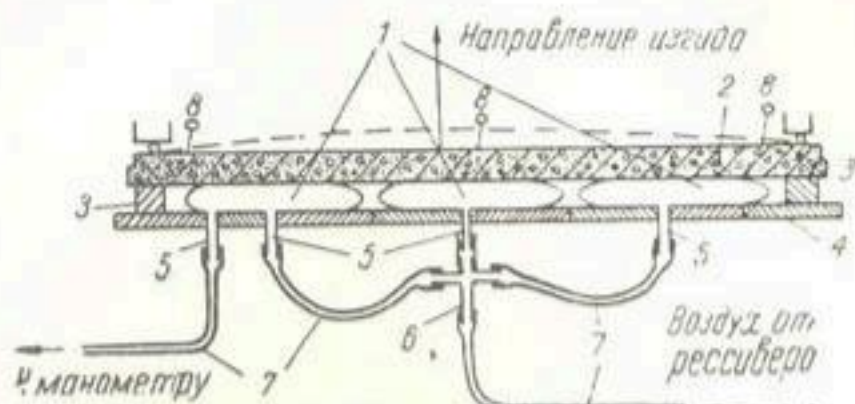


Рис. 1. Схема стенда для испытания плит на трещиноустойчивость.

1—воздушные мешки, 2—плита, 3—опорные рейки, 4—настил, 5—штутцеры, 6—крестовина, 7—гибкие шланги, 8—индикаторы.

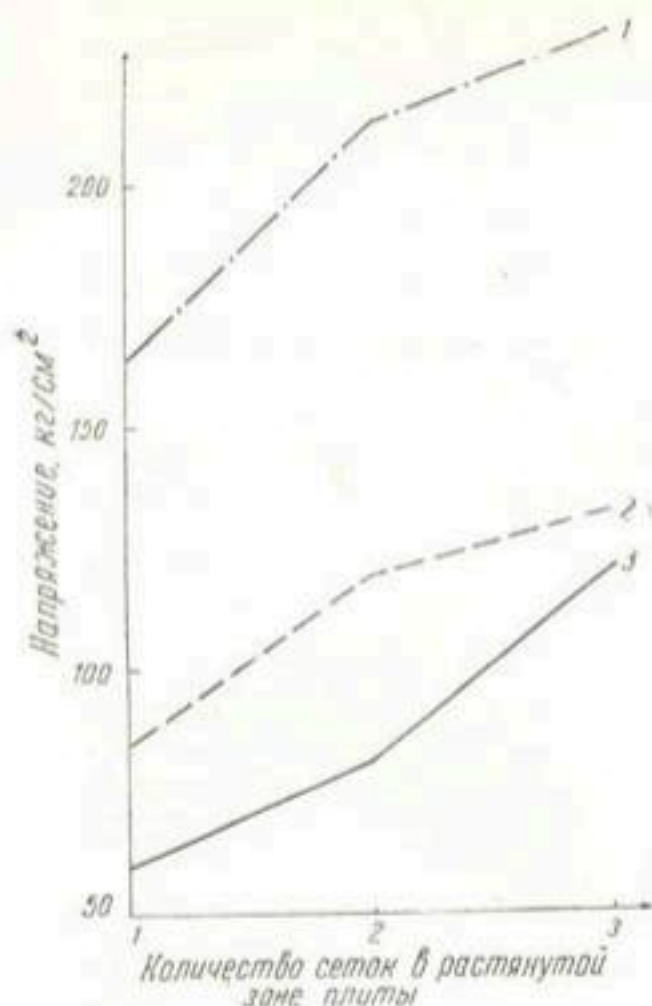


Рис. 2. Величина напряжений (σ_n) при появлении первой трещины в армоцементных плитах в зависимости от номера и количества сеток.

1—сетка 3,2 (3,2×3,2×0,9 мм), 2—сетка 5 (5×5×0,6 мм), 3—сетка 12 (12×12×1,2 мм).

Армоцементную плиту загружали плавно. После каждой ступени изменения давления воздуха в резиновых мешках на 0,010 кг/см² измеряли прогибы плиты с помощью установленных индикаторов.

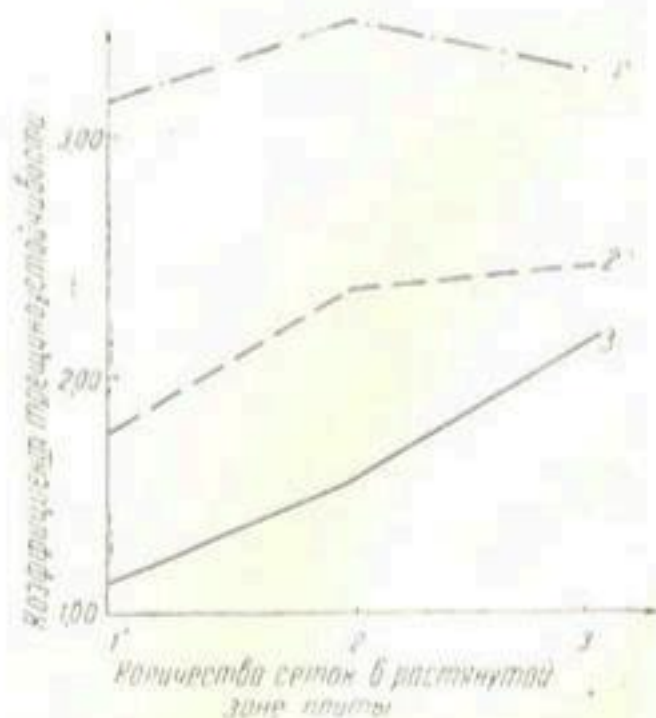


Рис. 3. Величина коэффициента трещиноустойчивости ($k_{тр}$) в армоцементных плитах в зависимости от номера и количества сеток.

1—сетка 3,2, 2—сетка 5, 3—сетка 12.

Характеристики и основные результаты испытания армоцементных плит сведены в таблицу. На основании данных таблицы составлены графики, которые наглядно иллюстрируют изменение свойств армоцемента в зависимости от количества и номера сетки (рис. 2, 3).

Анализируя полученные результаты, делаем некоторые выводы.

1. Первая трещина в плитах, армированных одной сеткой 12 с толщиной проволоки 1,2 мм, появляется при напряжении на растяжение при изгибе $\sigma_n = 60 \text{ кг/см}^2$; в плитах, армированных одной сеткой 5 с толщиной проволоки 0,6 мм, — при $\sigma_n = 86 \text{ кг/см}^2$; в плитах, армированных одной сеткой 3,2 с толщиной проволоки 0,9 мм, — при $\sigma_n = 165 \text{ кг/см}^2$.

Таким образом, уменьшение размера ячейки сетки повышает трещиностойкость армоцементных плит.

Таблица

Индекс плиты	Количество сеток	Размер ячеек, мм	Диаметр проволоки сетки, мм	Армирование в продольном на- правлении, %	Расчет- ный про- лет, см	Давление воздуха, кг/см ²	Расчет- ная тол- щина плиты, см	Напря- жения в плите при об- разова- нии тре- щины, кг/см ²	Кoeffи- циент трещино- устойчи- вости
1/29—4	1	12×12	1,2	0,28	92	0,050	2,3	60	1,49
8/23—6	2			0,56	92	0,068	2,3	82	1,61
5/23—6	3			0,93	82	0,085	2,1	122	2,20
2—1/17—7	1	5×5	0,6	0,25	92	0,066	2,2	86	1,84
2—2/17—7	2			0,50	92	0,092	2,2	120	2,40
3—3/17—7	3			0,74	92	0,106	2,25	134	2,50
1—1/9—5	1	3,2×3,2	0,9	0,66	101	0,106	2,3	165	3,17
2—2/25—5	2			1,38	96	0,150	2,2	213	3,50
2—3/11—5	3			2,16	96	0,148	2,1	232	3,30

Примечания. Марка раствора 400; сетки расположены в растянутой зоне плиты.

2. При увеличении количества сеток в растянутой зоне плиты с одной до трех трещиностойкость армоцементных плит увеличивается следующим образом:

для плит, армированных сеткой 12 (за 1 приняты напряжения в плите, армированной одной сеткой, при появлении первой трещины),

$$\sigma_n^1 : \sigma_n^2 : \sigma_n^3 = 1,00 : 1,37 : 2,04;$$

для плит, армированных сеткой 5, соответственно

$$\sigma_n^1 : \sigma_n^2 : \sigma_n^3 = 1,00 : 1,40 : 1,56;$$

для плит, армированных сеткой 3,2, соответственно

$$\sigma_n^1 : \sigma_n^2 : \sigma_n^3 = 1,00 : 1,29 : 1,41,$$

т. е. для сетки 12 в 2,04 раза, а для сетки 3,2 в 1,41.

В плитах с расположением сеток в растянутой зоне первая волосяная трещина, образовавшись, не развивается, а появляются другие,

параллельные первой, с интервалом, равным размеру ячейки армирующей плиты сетки, при этом армоцементная плита не теряет своей несущей способности.

Армоцементные плиты с симметричным расположением сеток по сечению обладают достаточной прочностью для перевозки по проселочным и шоссейным дорогам в кассетных контейнерах. Плиты с несимметричным расположением сеток испытаний на транспортальность не выдержали.

Исследования трещиностойкости армоцементных плит, армированных 5—10 сетками, проводили НИИСельстрой (Москва), Оргэнергострой (Куйбышев), Ленфилиал АСИА (Ленинград) и др. Трещиностойкость оценивалась в зависимости от коэффициента удельной поверхности k_p (1/см), где k_p — суммарная поверхность проволоки сеток на единицу объема армоцементного элемента.

В зависимости от величины k_p даются расчетные характеристики армоцемента, но только для значения $k_p \geq 2$, т. е. при армировании конструкции толщиной 2 см 8—10 сетками. Согласно «Инструктивным указаниям по проектированию армоцементных конструкций», выпущенным лабораторией легкого бетона, армоцементных и вибропркатных конструкций НИИЖБ Академии СИА СССР, сетчатая арматура армоцементных элементов учитывается с расчетным сопротивлением, как у железобетонного элемента, а раскрытие трещин в конструкции проверяется по красному условному напряжению бетона.

Ввиду того что трещиностойкость является расчетной стадией армоцементных деталей сборных гидросооружений, необходимо было разработать более простой способ расчета армоцементных деталей на появление первой трещины.

Для определения эффективности армоцементных плит по сравнению с железобетонным мы сделали сравнение трещиностойкости железобетонных и армоцементных плит с одним и тем же процентом армирования, подсчитали величину изгибающего момента M_T , при котором в железобетонной плите, имеющей одинаковые с армоцементной геометрические размеры и процент армирования, появится первая трещина.

Вычисление производили по рекомендуемому ННТУ 123—55 методу расчета железобетонных плит на трещиностойкость. Изгибающий момент в железобетонной плите, при котором появится трещина, определяли по формуле

$$M_T = R_p W_T,$$

где R_p — предел прочности бетона при растяжении;

W_T — момент сопротивления сечения по растянутой зоне при образовании трещин.

Отношение изгибающего момента, при котором появляются первые волосяные трещины в армоцементной плите, к изгибающему моменту, при котором возникает трещина в железобетонной плите, с одинаковыми процентами армирования обозначали коэффициентом трещиностойкости

$$k_{тр} = \frac{M_T^{арм}}{M_T^{жб}}.$$

Значения коэффициента трещиностойчивости для плит, армированных различным количеством и номерами сеток, приведены на рис. 3.

На основании анализа полученных результатов делаем выводы:

а) армоцементные плиты толщиной 2 см, армированные одной-тремя сетками, расположенными в растянутой зоне, являются железобетонными с растянутой и сжатой зонами, но их трещиностойчивость в 1,5—3,5 раза больше железобетонных с тем же процентом армирования;

б) чем меньше размер ячейки армирующей сетки, тем выше коэффициент трещиностойчивости;

в) при увеличении количества сеток 12 в растянутой зоне армоцементной плиты с одной до трех коэффициент трещиностойчивости повышается: $k_1:k_2:k_3 = 1,49:1,61:2,20$ (1:1,1:1,5), т. е. в 1,5 раза; при армировании сеткой 3,2 соответственно будет: $k_1:k_2:k_3 = 3,17:3,50:3,30$ (1:1,1:1,05), т. е. при 3 сетках он начинает уменьшаться.

Следовательно, при армировании армоцементной плиты сеткой 3,2 укладывать в растянутую зону больше двух сеток нецелесообразно, так как это не дает эффективного повышения трещиностойчивости плиты;

г) несмотря на то что армоцементные плиты, армированные сеткой 3,2, дают наилучшие показатели трещиностойчивости, рекомендовать ее можно только при использовании мелкого песка для формирования армоцементной конструкции;

д) для армоцементных деталей сборных типовых гидросооружений и лотков должна использоваться сетка 7 или 8 с обязательным симметричным армированием;

е) величину изгибающего момента, при котором в армоцементной плите появится первая трещина, можно определить по формуле

$$M_{\text{тр}}^{\text{армц}} = k_{\text{тр}} M_{\text{тр}}^{\text{ж/бет}}.$$

Трещиностойчивость пространственных армоцементных конструкций проверяли в лаборатории на армоцементных лотках, применяемых при строительстве распределительной сети оросительных каналов.

На основании изучения данных по армоцементным и железобетонным лоткам и обобщения работ лаборатории по плоским армоцементным конструкциям запроектированы лотки полуэллиптического поперечного сечения длиной 6 м.

Такая форма поперечного сечения теоретически исключает появление изгибающего момента в стенках лотка от действия гидростатического давления воды в нем. Толщина стенки лотка 2 см. Лотки армировали двумя сетками 8 и шестью стержнями арматуры диаметром 6 мм, расположенными в нижней растянутой зоне лотка.

Изготовленные в лаборатории армоцементные лотки подвергли статическим испытаниям (рис. 4). Цель их — проверка правильности выбора поперечного сечения и определение возможности расчета лотка в продольном направлении как железобетонной балки, лежащей на двух опорах. В качестве опор использовали стандартные седла с резиновыми прокладками.

В торцах лотка перед испытанием делали кирпичные водонепроницаемые стенки. Под ним устанавливали три индикатора: два у опор, один по середине пролета.

Предельной стадией загрузки армоцементных лотков счита-

лось появление первых волосяных трещин в стенках лотка, через которые начинает фильтроваться вода.

Лоток послойно заполняли водой. После наполнения на высоту 50 см (полная эксплуатационная нагрузка) прогиб в середине пролета $f = 1,15$ мм, а относительный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{1}{5000}$. Мокрых пятен на наружной поверхности лотка не было.

Во второй стадии лоток загружали песком с водой. При заполнении 50 см (двукратная эксплуатационная нагрузка) мокрых пятен на стенках не было. Прогиб составлял 2,43 мм, а $\frac{f}{l} = \frac{1}{2500}$.

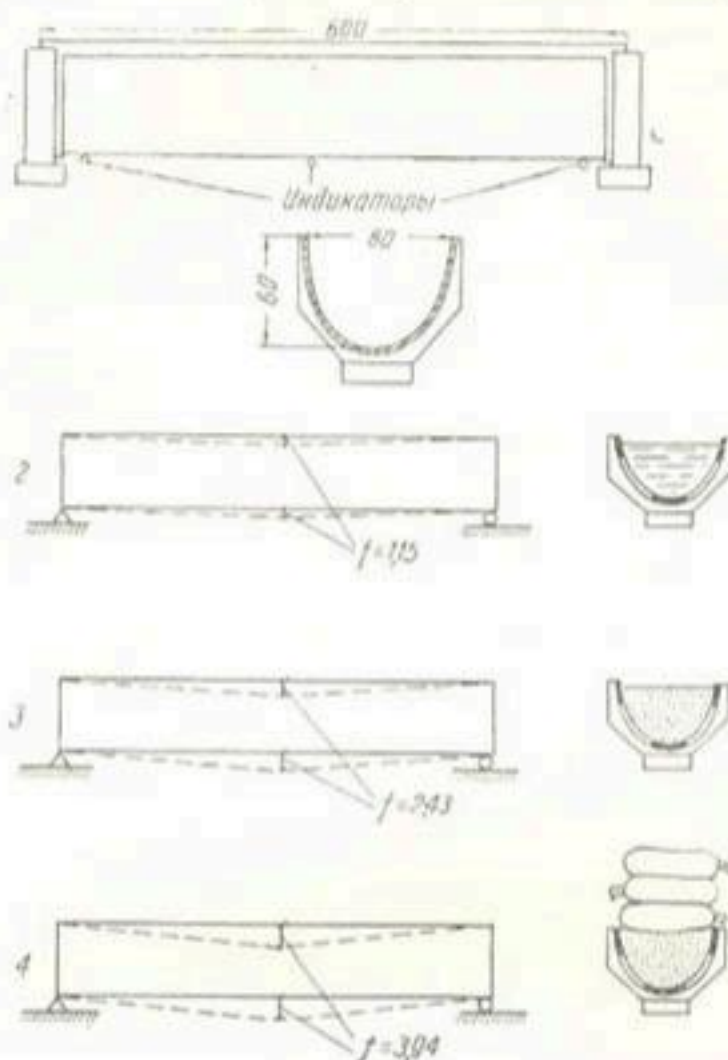


Рис. 4. Схема загрузки армоцементного лотка.

1 — лоток, установленный на опоры, 2 — заполненный водой (эксплуатационная нагрузка), 3 — заполненный песком с водой (двукратная эксплуатационная нагрузка), 4 — заполненный песком с водой и мешками с песком (четырёхкратная эксплуатационная нагрузка).

Третий этап — дополнительное нагружение лотка мешками с песком. При этом общий вес полезной нагрузки на лоток равнялся 6,60 т, что в 3,7 раза превышало эксплуатационную нагрузку. При такой нагрузке в нижней части лотка по середине пролета отмечены мокрые пятна диаметром 3—8 см; прогиб лотка составлял 3,94 мм, а $\frac{f}{l} = \frac{1}{1500}$.

Таким образом, первые волосяные трещины появились в лотке при нагрузке, в 3,7 раза превышающей эксплуатационную.

В поперечном направлении лоток работал хорошо, продольных трещин не было.

В результате статических испытаний армоцементных лотков выявлено следующее:

а) поперечное сечение армоцементного лотка по безмоментной кривой обеспечивает доста-

точную прочность лотка в поперечном направлении;

б) принятые проектными организациями способы расчета армоцементных лотков не соответствуют данным, полученным при их статических испытаниях;

в) почти четырехкратный запас прочности лотка на трещиностойчивость указывает на возможность увеличения пролета лотков свыше 6 м при заданной схеме армирования.

Создание типовых пространственных армоцементных конструкций (лотков) для ирригационного строительства в значительной степени сдерживается отсутствием технологии их изготовления. Для промыш-

ленных и гражданских сооружений армоцементные детали формируются способом ручной штукатурки. Качество раствора при ручной штукатурке и низкая производительность не отвечают требованиям, предъявляемым к армоцементным деталям сборных гидротехнических сооружений, и в частности лотков.

Попытки создания бетонизирующих комбайнов для механизированной укладки и уплотнения раствора в пространственные армоцементные конструкции пока не привели к положительным результатам.

Мы рассмотрели три способа формирования пространственных армоцементных конструкций: гнутую формовку с применением гибкого поддона, наворачивание свежесформованной армоцементной плиты на жесткую форму и торкретирование.

Способ гнутой формовки заключается в следующем. На гибком поддоне формируется плоская армоцементная плита. Формование производится в контурной опалубке с уплотнением раствора на вибростоле или виброрейкой. После уплотнения контурная опалубка снимается, а поддон поднимается за торцы краном. Свежесформованная армоцементная плита прогибается вместе с поддоном, образуя контур лотка. В таком положении гибкий поддон с лотком подвешивают и оставляют до набора бетоном проектной прочности, после чего лоток распялубливают выпрямлением поддона. Однако при изгибе свежесформованной плиты наблюдались значительные деформации сетки, нарушавшие структуру стенок лотка.

Деформации сеток происходят в связи с тем, что радиусы кривизны при изгибе у наружной и внутренней сеток различны. При армировании лотка двумя сетками взаимное смещение их в верхней части лотка составляло 3—3,5 см (при длине развертки его поперечного сечения 165 см). Оно вызывало перерезание раствора в этой части лотка. При закреплении торцов сетка вспучивалась в нижней части лотка (рис. 5).

Проведенные опыты по формированию армоцементных лотков позволяют выделить следующие основные положения:

а) при изгибе свежесформованной армоцементной плиты наблюдаются значительные деформации сетки, нарушающие структуру стенки лотка;

б) поперечное сечение лотка, изготовленного способом гнутой формовки, значительно отличается от проектного, что не дает возможности получить водонепроницаемый стык лотков;

в) изготавливать армоцементные лотки способом гнутой формовки с применением гибкого поддона нельзя.

Для того чтобы обеспечить поперечное сечение по заданной кривой при формировании лотка способом гнутой формовки, мы исследовали способ наворачивания свежесформованной армоцементной плиты на жесткую форму (рис. 6).

По этому способу вначале на стенде формировали плоскую армоцементную плиту. Между ней и поддоном укладывали полиэтиленовую пленку. Затем на край свежесформованной плиты устанавливали жесткую форму. Выпуски сетки и конец пленки крепили на торце формы. После этого ее поворачивали, в результате происходило наворачивание свежесформованной плиты на наружную поверхность

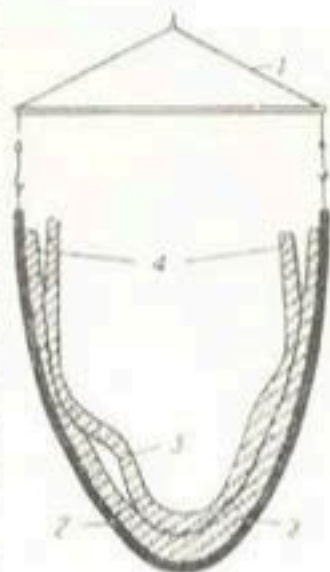


Рис. 5. Деформация армоцементной плиты при изгибе на гибком поддоне.

1—траверса, 2—гибкий поддон, 3—формируемый армоцементный лоток, 4—смещение сеток, вызывающее перерезание раствора, 5—выпучивание сетки в нижней зоне лотка.

формы. По окончании наворачивания поверхность лотка прокатывали резиновым валиком через пленку для исправления нарушений структуры раствора, вызванных деформациями сеток.

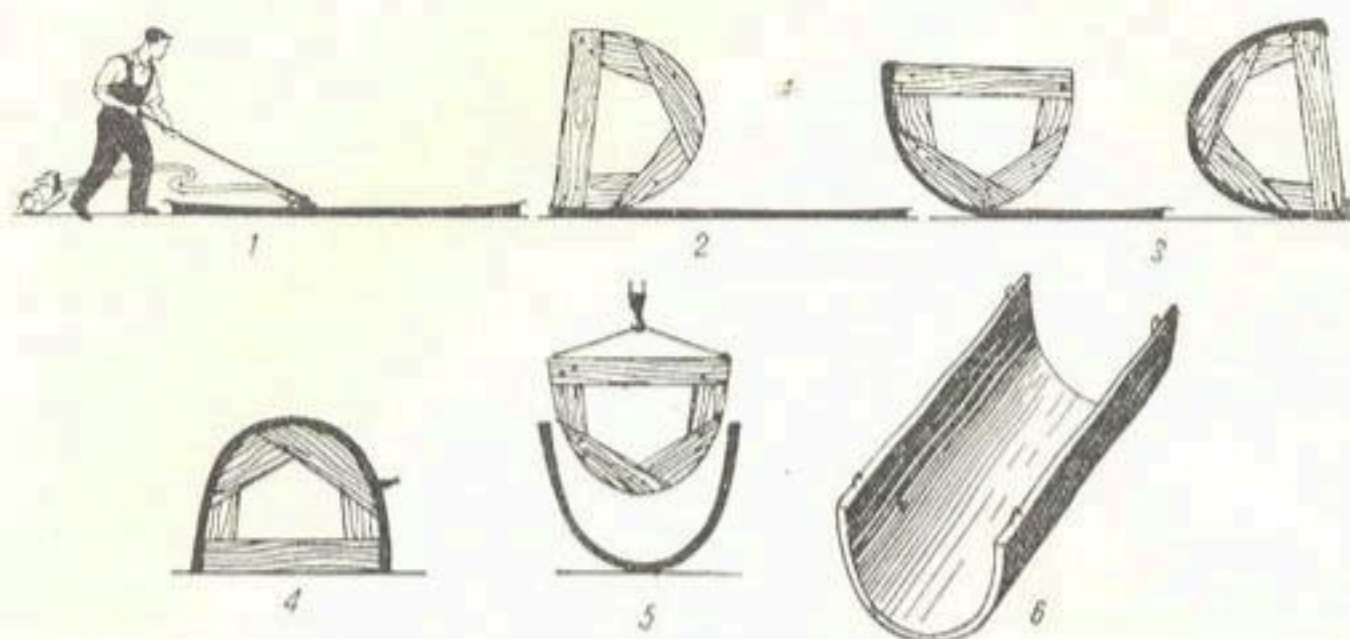


Рис. 6. Технологическая схема изготовления грунтоформованных армоцементных лотков с помощью жестких форм.

1—изготовление армоцементной плиты на стене с помощью высокочастотной виброрейки, 2—установка жесткой формы на изготовленной плите, 3—наворачивание на форму армоцементной плиты, 4—конечное положение формы, 5—снятие формы, 6—армоцементный лоток.

Установлено, что при изготовлении лотка способом наворачивания армоцементную плиту необходимо делать на 3% длиннее по сравнению с разверткой наружной поверхности поперечного сечения формы.

Проведенные опыты позволили определить характеристики рабочих операций этого способа и сделать вывод о возможности изготовления армоцементных лотков способом наворачивания свежесформованной плиты на жесткую форму с обязательной последующей прокаткой. Однако ввиду большой трудоемкости изготовления и обязательного исправления нарушений структуры стенок лотка рекомендовать его для серийного производства армоцементных лотков нельзя.

Продолжая изыскания технологии механизированного формирования пространственных армоцементных конструкций, мы исследовали способ торкретирования, основные преимущества которого таковы:

а) торкретированием можно укладывать растворы с низким водоцементным отношением;

б) в цемент-пушке, основном рабочем механизме при торкретировании, сосредоточены рабочие операции по приготовлению, транспортированию к месту укладки, укладке и уплотнению раствора;

в) стенды по изготовлению армоцементных лотков или других пространственных конструкций способом торкретирования можно организовать на полигонах в непосредственной близости от места монтажа конструкций. Это значительно сокращает транспортные расходы и исключает необходимость строительства заводов сборного железобетона.

Научные и строительные организации уже делали попытки изготавливать армоцементные конструкции данным способом, однако к положительным результатам они не привели.

Ввиду неравномерного смачивания сухой смеси раствор, уложенный способом торкретирования, имел неоднородный состав. Большое

количество отскока (до 35% веса сухих материалов), возникающего при торкретировании, оставалось между сетками, что приводило к нарушению однородности структуры стенки армоцементной конструкции и образованию песчаных прослоек.

Разработанная технология изготовления пространственных армоцементных конструкций отличается от существующей. Вместо конического насадка в цемент-пушке применена двухкамерная форсунка для улучшения перемешивания цементно-песчаной смеси, вылетающей из сопла. Вместо торкретирования за один проход на форму сначала наносился защитный слой раствора, затем укладывалась сетка и производилось торкретирование второго слоя раствора.

Форсунка (рис. 7) состоит из двух камер расширения и оканчивается коротким насадком. В камеры может подаваться вода для дополнительного смачивания смеси цемент — песок. Применение двух-

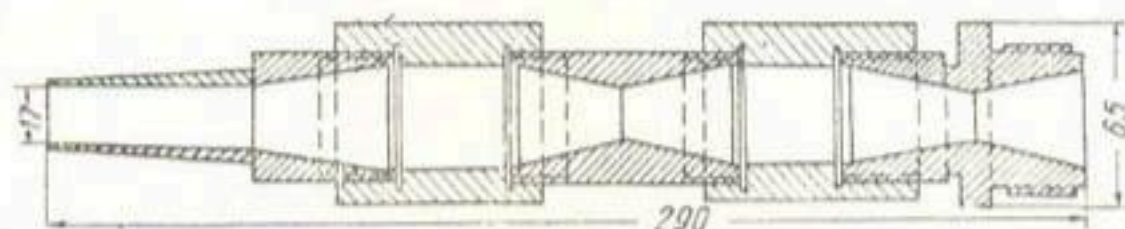


Рис. 7. Двухкамерная форсунка для цемент-пушки.

камерной форсунки улучшило однородность вылетающей из нее смеси и сократило количество «отскока» с 35% до 10 от веса сухих материалов.

Особое внимание уделено тщательной дозировке и приготовлению сухой цементно-песчаной смеси, которая загружается в цемент-пушку.

Перед приготовлением сухой смеси песок увлажнялся до 5—7%, что улучшало однородность вылетающей из форсунки смеси. Цемент и песок перемешивались в бетономешалке в течение 3 мин.

Применение двухкамерной форсунки и тщательная подготовка смеси позволили получить торкрет высокого качества и однородной структуры.

Проектный защитный слой раствора у металлической сетки создавался двухслойным торкретированием.

Последовательность рабочих операций при двухслойном торкретировании следующая. На форму, смазанную тонким слоем отработанного машинного масла, наносится первый, защитный, слой раствора толщиной 3—8 мм. Затем с помощью крана устанавливается заранее заготовленный сеточный каркас из двух-трех слоев сетки, между которыми уложены арматурные стержни из арматурной стали диаметром 6 мм. После закрепления арматурного каркаса производится торкретирование второго слоя раствора (рис. 8).

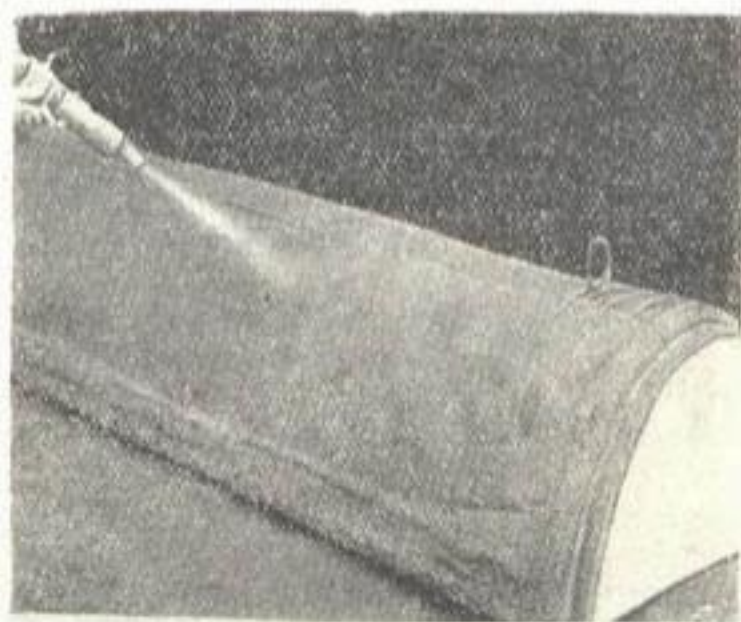


Рис. 8. Торкретирование второго слоя раствора.

По изложенной выше технологии были изготовлены натурные образцы армоцементных лотков пролетом 6 и 9 м и высотой 0,6 м. Качество раствора в лотках было хорошим.

На основании результатов испытаний уточнены проекты армоцементных лотков, изготовленных способом торкретирования, и подсчитаны их сметная стоимость и технико-экономические показатели.

Единичная расценка на армоцементный лоток, изготовленный способом торкретирования, приводится ниже.

<i>Элементы затрат</i>	<i>Количество</i>	<i>Цена за единицу, руб.</i>	<i>Сумма, руб.</i>
Рабочая сила, чел-дни	0,6	1,84	1,10
Материалы	—	—	15,16
Работа механизмов, машинно/час	1,5	1,38	2,07
Всего			18,33
Пропаривание лотка, %	5,0	18,34	0,97
Всего			19,30
Накладные расходы, %	18	19,30	3,47
Итого			22,77

Технико-экономические показатели железобетонных и армоцементных лотков длиной 6 м, высотой 0,6 м характеризуются следующими данными.

<i>Показатель</i>	<i>Железобетонный лоток</i>	<i>Армоцементный лоток</i>
Длина лотка, м	6,0	6,0
Высота лотка, м	0,6	0,6
Объем бетона, м³	0,54	0,235
Толщина стенки, м	0,05	0,02
Количество арматуры на 1 лоток, кг	40	35
Расход цемента, кг	180	180
Вес лотка, кг	1350	600
Стоимость лотка, руб.	34,00	22,77

Предварительные подсчеты показывают, что применение армоцементных лотков вместо железобетонных позволит снизить вес лотков в 2,2 раза, а стоимость — на 35%.

Б. И. МИНКЕВИЧ

МАТЕРИАЛ ДЛЯ ЗАПОЛНЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВОВ В ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ НА ОСНОВЕ ГРУНТА С ДОБАВКАМИ АКРИЛАМИДНОЙ СМОЛЫ

Для заполнения деформационных швов в гидротехнических сооружениях широко применяются материалы, приготовленные на основе битума [1].

Швы заполняются горячим битумом, раствором его в бензине, мешковиной, пропитанной тем же раствором, холодными асфальтовыми растворами и другими аналогичными материалами.

Для придания водонепроницаемости облицовкам каналов из сборных бетонных плит получают распространение следующие виды гибких сопряжений бетонных элементов:

- 1) сопряжение с помощью щелевого шва, заполняемого битумом;
- 2) заделка в шов профильного металлического листа, не поддающегося коррозии;
- 3) заделка шва профильной резиновой шпонкой;
- 4) приклеивание на шов резиновой ленты.

В зарубежной строительной практике для заделки деформационных швов в основном применяются также битумные материалы, резина и металл [3].

Материалы, применяемые для омоноличивания деформационных швов в гидротехнических конструкциях, приготовленные на основе битума, не всегда обеспечивают надежную изоляцию швов; кроме того, им свойственны многие недостатки.

Битумные растворы, или мастики, должны заливаться в совершенно сухие и чистые швы, так как сырой бетон с битумом не образует сцепления и место контакта их может быть неплотным.

Предварительная обработка швов (промывка, просушка и промазка их поверхности битумным лаком) для лучшего сцепления битума с бетоном невозможна в конструкциях, имеющих глубокие деформационные швы.

Заделка швов резиновыми и металлическими шпонками очень трудоемка.

Наиболее широкое применение для заделки швов может найти материал, который будет прост в изготовлении, удобен в работе, дешев и долговечен. Некоторым из указанных требований отвечают глиняные растворы. Глина — дешевый, повсеместно распространенный материал. Растворы из нее можно заливать во влажные швы. Глиняное тесто обладает большой пластичностью, при увлажнении набухает, что может способствовать лучшему уплотнению шва.

Недостатком глиняных растворов является то, что они неводостой-

ки и при высыхании растрескиваются. Большую возможность в улучшении качества таких растворов может дать введение в них добавок синтетических смол.

В лаборатории строительных материалов ИВПиГ АН УзССР проведены опыты по изучению свойств грунтосмесей, содержащих добавки фенолформальдегидной, эпоксидной, акриламидной смол, с целью определения возможности получения материала, пригодного для заполнения деформационных швов в гидротехнических сооружениях.

Грунтосмеси с большим содержанием смол могут быть очень дороги, поэтому в опытах глиняные растворы готовили с небольшим количеством добавок полимеров, а для пластичности грунтосмеси в нее добавляли необходимое количество воды.

При изучении грунтосмесей в первую очередь обращали внимание на водостойкость и водонепроницаемость глиняных растворов, содержащих различные добавки. Водостойкость определяли следующим образом. Из грунтосмесей ручным трамбованием в формах готовили образцы размером $3 \times 3 \times 3$ см, которые помещали в сосуды с водой для наблюдения за скоростью и характером их размокания. Водостойкими считали те образцы, которые не теряли свою форму длительное время (1 мес. и более).

Мерой водонепроницаемости служило давление воды, при котором за определенное время через образец толщиной 3 см начинала просачиваться вода.

Прочность на сжатие определяли испытанием образцов-кубиков размером $3 \times 3 \times 3$ см, на растяжение — разрывом стандартных восьмерок. В опытах применен местный грунт в виде лессовидного суглинка.

Перед приготовлением образцов грунт высушивали и размалывали. Образцы готовили из пластичного теста, содержащего 18—19% воды и 1—5% добавок смол (от веса грунта). Эталоном были образцы из грунта без добавок. Из всех исследуемых грунтосмесей обнадеживающие результаты дали грунтосмеси, содержащие акриламидную смолу. Небольшие добавки ее (до 2%) придавали образцам связность, водостойкость и способность к значительному набуханию при увлажнении. Грунтосмеси с добавками акриламида при хранении в воде приобретали большую эластичность и походили на резину.

В технической литературе дается следующая характеристика акриламида.

«...Амид акриловой кислоты при обычной температуре представляет собой кристаллическое вещество, хорошо растворимое в воде, с температурой плавления 86°C . Полиакриламид образуется из амида акриловой кислоты (акриламида) при температуре, превышающей его температуру плавления, а также под влиянием ультрафиолетового облучения. При полимеризации акриламида происходит отщепление аминогрупп. Процесс деструкции отдельных звеньев полимера способствует соединению макромолекул между собой, вследствие чего полиакриламид утрачивает растворимость и только набухает в растворителях» [2, стр. 337].

Полимеризация акриламида может происходить не только при действии ультрафиолетового облучения или при нагревании до температуры выше температуры плавления, но и при обычной температуре в результате введения в него инициаторов (катализаторов) полимеризации — органической перекиси, солей серной или пироксерной кислоты.

В наших опытах для отыскания наиболее эффективного инициатора в образцы из грунта, содержащего 1 и 2% акриламида, вводились

в различных дозировках следующие соли: пиросульфат калия, гидросульфат натрия, серноватистокислый натрий, сульфат натрия, двуводный гипс, сернокислый алюминий. Все они вызывали полимеризацию акриламида. Лучшими свойствами обладали грунтосмеси, в которых в качестве инициаторов применялись двуводный гипс и гидросульфат натрия. Эти грунтосмеси были водостойки и имели наибольшую прочность. Ниже приведены результаты испытания прочности этих грунтосмесей, твердевших в сухой среде 28 дней.

Количество добавки акриламида, % от веса грунта	Вид и количество добавки инициатора, % от веса акриламида	Предел прочности, кг/см ²	
		при сжатии	при растяжении
0,0	0,0	17	3
0,5	Гидросульфат натрия, 0,5	39	—
1,0	•	138	—
2,0	•	182	34
1,0	Двуводный гипс, 5,0	94	—
2,0	•	220	44

При увлажнении затвердевшие образцы грунтосмесей с добавками акриламида, приобретая эластичность, теряют прочность. Предел прочности при сжатии образцов, высушенных до постоянного веса, а затем хранившихся в течение 28 суток в воде, составлял 2—3 кг/см². При повторном высушивании (после увлажнения) образцы снова приобретали высокую прочность. С добавкой 1% акриламида при использовании инициатора полимеризации гидросульфата натрия прочность на сжатие после высушивания в течение 14 дней равнялась 116 кг/см², а у образцов с инициатором полимеризации двуводным гипсом — 96 кг/см².

Проведены опыты, которые позволили установить величину набухания образцов при хранении их в воде, водонепроницаемость швов, заделанных грунтосмесями, и морозостойкость грунта с добавкой акриламида. Испытаниям подвергались грунтосмеси, содержащие 2% (от веса грунта) акриламида. Для полимеризации акриламида в грунтосмесь вводили в одном случае 0,5% гидросульфата натрия (от веса акриламида), в другом — 5% двуводного гипса.

Для определения скорости и величины набухания образцы размером 3 × 3 × 3 см, высушенные до постоянного веса, помещали в воду, где хранили до прекращения набухания. Каждые сутки образцы взвешивали и производили замер их объема.

Опыты показали, что в образцах, содержащих инициатор гидросульфат натрия, набухание прекратилось через 27 дней, объемное расширение их составляло 71,0%, а водопоглощение по весу — 43,1. У образцов с добавкой двуводного гипса набухание прекратилось через 20 суток, объемное расширение их было 36,8%, а водопоглощение — 43,1. Водонепроницаемость швов, заделанных грунтосмесями, определяли на специальных образцах из цементного раствора, имевших вид усеченного конуса со сквозной щелью, в которую заливали глиняные растворы. Толщина образцов 3 см. Давление воды на приборе поднималось на 0,2 атм через каждые 2 часа и было доведено до 8 атм. При этом фильтрации в швах не наблюдалось.

Для определения морозостойкости грунтосмесей были приготовлены образцы-кубики (3 × 3 × 3 см), которые после увлажнения попеременно замораживали и оттаивали в количестве 20 циклов, а затем высушивали до постоянного веса и испытывали на сжатие. Результаты испытания показали, что потеря прочности образцов, в которых в ка-

честве инициатора полимеризации акриламида применен гидросульфат натрия, составляла 0,95%, а у образцов с добавкой двуводного гипса — 1,1.

Малая потеря прочности образцами после 20 циклов замораживания и оттаивания может быть объяснена тем, что влажная грунто-смесь с добавкой акриламида обладает упругими свойствами, а поэтому расширение воды при замерзании не вызывает разрушения данного материала.

Результаты проведенных опытов позволяют сделать вывод, что грунт, затворяемый водным раствором акриламида, — очень перспективный гидроизоляционный материал. Ценно то, что грунтосмесь с добавкой акриламида обладает способностью значительно увеличиваться в объеме (набухать) при увлажнении, что позволяет получать плотные, водонепроницаемые швы.

Следует также отметить, что данный материал прост в изготовлении, удобен для проведения работ по омоноличиванию, так как может укладываться на влажный бетон, и применим для заделки мелких и глубоких швов.

Однако грунтосмесь с добавкой акриламида может быть пока рекомендована только для производственной проверки, так как требует длительных испытаний на долговечность. Следует также провести опыты по введению в грунтосмесь различных дозировок песка: это позволит регулировать величину набухания и снизит стоимость данного материала.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аполдосов В. М. Строительство гидротехнических сооружений сборной конструкции, М., Сельхозгиз, 1954.
2. Лосев И. П., Тростянская Е. В. Химия синтетических полимеров, М., Госхимиздат, 1960.
3. Field-Smith J. F. „Civil Engineering and Public Works Review“, 1958, v. 53, N 619.

М. И. ИБРАГИМОВ, С. Д. ПАК

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ОПЫТНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИХ РАБОТ НА СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПЛОТИНЫ ЮЖНО-СУРХАНСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Южно-Сурханское водохранилище предназначено для сезонного регулирования стока р. Сурхан с целью орошения в южной части Сурхандарьинской области УзССР.

Плотина длиной 4930 м и максимальной высотой 30 м (рис. 1) образует чашу водохранилища емкостью 800 млн. м³, что повысит водообеспеченность существующих орошаемых земель и позволит освоить 87 тыс. га новых площадей.

По принятому последнему варианту плотина рассматриваемого водохранилища в конструктивном отношении представляет смешанный тип с ПК + 00 до ПК 19 + 50 и с ПК 30 + 00 до ПК 49 + 30 — укатанная из супесчаных и суглинистых грунтов; с ПК 19 + 50 до ПК 26 + 00 — намывная с центральным ядром; с ПК 26 + 00 до ПК 30 + 00 — верховая и низовая призмы — намывные из песчано-гравелистых грунтов, а ядро укатанное из мелкоземов. В программу наших исследований наряду с другими вопросами были включены следующие:

- 1) способ отсыпки лессовидных грунтов в воду;
- 2) способ послойной отсыпки и укатки супесчаных и суглинистых грунтов.

Прежде чем перейти к освещению данных вопросов, остановимся вкратце на основных строительных свойствах грунтов. Карьеры грунта расположены на обоих берегах реки. Грунты левобережного карьера в сухом состоянии желтовато-серого цвета и представляют собой довольно однородную пылеватую породу. Правобережные грунты значительно отличаются от лессовидных грунтов левобережного карьера — они имеют слоистую структуру; суглинки переслаиваются с глинами и супесями, причем встречаются линзовидные прослойки разнотернистого песка с отдельными включениями гравия.

Гранулометрический состав грунтов левобережного карьера характеризуется высоким содержанием (80—85%) пылеватых частиц (0,05—0,005 мм), сравнительно малым (до 8%) — глинистых (< 0,005 мм) и полным отсутствием фракции > 0,5 мм. Грунты правобережного карьера имеют примерно такое же количество пыли, но значительно больше содержат глинистых частиц (до 20%).

Объемный вес скелета грунтов левобережного карьера колеблется в пределах 1,29—1,48 г/см³ на глубине до 10 м (вскрытая мощность), причем по мере удаления от поверхности объемный вес сухого грунта возрастает. Грунты правобережного карьера имеют объемный вес скелета от 1,49 до 1,67 г/см³.

Влажность грунтов равняется соответственно $5 \div 8$ и $8 \div 19\%$; удельный вес различается незначительно и находится в пределах $2,67-2,71 \text{ г/см}^3$; пористость в левобережном карьере $45-53\%$, в правобережном — $38-48$.

Число пластичности грунтов левобережного карьера, определяемое как разность влажности нижнего предела текучести и нижнего предела раскатывания, колеблется от 2 до 5, в правобережном карьере оно имеет более широкий диапазон — $9-18$.

Сжимаемость карьерных грунтов ненарушенной структуры и природной влажности определяли на компрессионном приборе. Эти испытания дали следующие результаты: при изменении вертикальной нагрузки от 0 до 6 кг/см^2 коэффициент пористости у грунтов левобережного карьера изменяется от 0,887 (0,983) до 0,874 (0,925), правобережного карьера — в пределах 0,716 (0,813) — 0,704 (0,750).

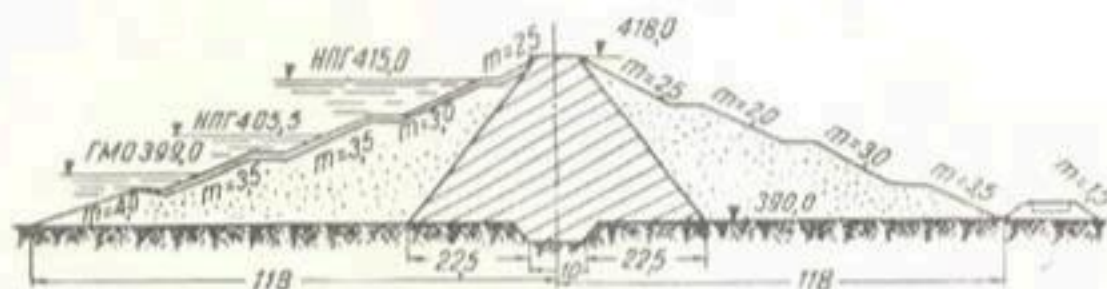


Рис. 1. Типовое поперечное сечение плотины (русловой и пойменной части). Ядро укатанное, возводится из супесчаных и суглинистых грунтов; верховая и низовая призмы намывные из песчано-гравелистых грунтов.

Набухание воздушно-сухого грунта левобережного карьера вследствие малого содержания глинистых частиц при отсутствии внешней нагрузки ничтожно малое (менее $0,6\%$). Грунты правобережного карьера содержат значительно больше глинистых частиц и набухание их при отсутствии внешней нагрузки достигает $6,4\%$.

Просадочность определена на компрессионном приборе при постоянной вертикальной нагрузке 3 кг/см^2 . Испытания показали, что коэффициент пористости грунтов левобережного карьера при увлажнении изменяется от 0,85 до 0,70. Грунты правобережного карьера менее подвержены просадочности, и коэффициент их пористости при увлажнении уменьшается от 0,77 до 0,65.

Зуб плотины с ПК $24 + 00$ до ПК $41 + 00$ возводился из грунтов левобережной врезки тела плотины и супеси левобережного карьера отсыпкой их в воду. Лабораторными исследованиями этих грунтов ненарушенной структуры установлено, что коэффициент фильтрации их колеблется в пределах $0,2-1,8 \text{ м/сутки}$, а время полного размокания кубика не превышает 7 мин. Такие показатели вполне отвечают требованиям ТУ-24-111-48, предъявляемым к мелкозернистым грунтам, укладываемым в тело гидротехнического земляного сооружения отсыпкой их в воду.

После отрытия котлована зуба шириной по низу 10 м и глубиной 2—3,5 м в нем стояла грунтовая вода высотой до 2,7 м.

Подвезенный автосамосвалами грунт разгружался на откосе у уреза воды, затем сталкивался в воду бульдозером. Отсыпка грунта в воду производилась с торца котлована с постепенным отжатием воды в сторону сбросного коллектора. При боковой же отсыпке образуются «карманы» с грунтом, перенасыщенным водой, т. е. зыбкие места и

трясины, откуда очень медленно отсасывается вода и поэтому так же медленно происходит консолидация грунта. В зависимости от условий для подвозки грунта и работы бульдозера отсыпка грунта производилась с превышением на 70—80 см над уровнем грунтовых вод.

Плотность уложенного грунта определяли трижды, причем в отрытом шурфе из каждого горизонта отбирали по три пробы. На рис. 2 приводятся осредненные значения плотности и влажности взятых образцов из контрольных шурфов, заложенных на ПК 40 + 10, ПК 40 + 15 и ПК 40 + 20. Пробы, отобранные из тех же мест, через 6 мес. после отсыпки показали, что плотность и влажность отсыпанного в воду грунта имели почти такие же значения, что и после 20 дней. Таким образом, консолидация отсыпанного в воду грунта слоем 2—3 м происходит в первые 20 дней, а в дальнейшем практически никакого изменения не наблюдается.

Отсыпка грунта в зуб плотины сразу на всю глубину со значительным превышением над уровнем грунтовых вод намного упростила производство работ и позволила строителям вести ее более быстрыми темпами, чем при отсыпке тонкими слоями. Отпали такие элементы технологии, как устройство валиков, ограждающих деланки, откачка грунтовых вод из деланок для создания требуемой глубины воды при отсыпке тонкими слоями и т. п.

Вопросы, связанные с разработкой технологии возведения плотины способом послойной отсыпки и укатки грунта, намечалось изучать в производственных условиях на опытной площадке, специально выделенной в районе строительства. Однако по сложившимся обстоятельствам она не была выделена, поэтому исследования проведены при возведении ядра плотины.

Согласно техническому проекту, карьеры к разработке подготавливаются до начала основных работ следующим образом: строятся землевозные магистральные дороги, а также дороги к забоям землеройных машин; срезается растительный слой грунта; искусственно увлажняются грунты. Из перечисленных основных моментов по подготовке карьера к разработке некоторые исследователи исключают последний. Они считают, что «увлажнение грунтов непосредственно на плотине проще» [1]. По нашему мнению, это ведет к усложнению производства работ и растягивает сроки выполнения. Так, сам же Б. И. Рутковский [1] утверждает, что для увлажнения грунта непосредственно на плотине требуется специальное оборудование, которое равномерно разбрызгивало бы воду по поверхности плотины; при этом необходимо перемешивание грунта культиваторами. Затем нужно выждать некоторое время, пока влага более равномерно распределится в толще грунта, и только после этого можно приступить к уплотнению, в процессе которого происходит миграция влаги. Если учесть и то, что неравномерно увлажненный грунт усиленно налипает на уплотняющий снаряд, то становится ясным, что метод увлажнения

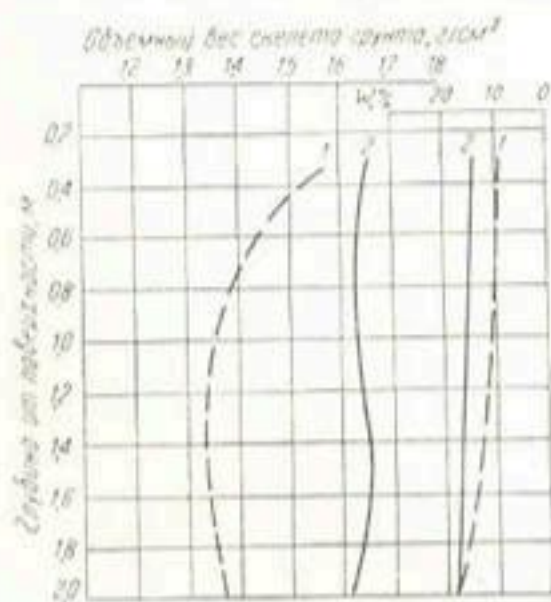


Рис. 2. Изменение плотности и влажности грунта по глубине.

1 — плотность и влажность грунта к моменту завершения отсыпки, 2 — плотность и влажность грунта через 20 дней после отсыпки.

грунта непосредственно на плотине экономически не выгоден, практически не применим при современном темпе строительства.

Карьеры рассматриваемого объекта были замочены заблаговременно напуском воды в устроенные делянки глубиной около 1 м. К началу разработки карьера произведены осмотр и анализ замоченных грунтов в забое экскаватора. Результаты этих работ показали, что грунт на глубину до 0,7 м имеет влажность ниже 10%, а на глубину до 2,5 м — не выше 16. С глубины 3 м она была более равномерной и составляла около 19%. Учитывая большие потери влажности при разработке, транспортировании и укладке грунта, влажность его в карьере необходимо доводить до 21—22%.

Уплотняемость грунтов исследовали в лабораторных и производственных условиях. Лабораторными исследованиями преследовали цель изучить уплотняемость карьерных грунтов при различной их влажности и установить оптимальные параметры влажности и плотности этих грунтов при уплотнении катком Д-130Б. Параметры определяли методом стандартного уплотнения в приборе «ДОРНИИ». Подопытные грунты относятся в основном к тяжелым пылеватым супесям, поэтому общее число ударов груза прибора во всех опытах принято равным 75. При данном числе ударов оптимальные величины влажности и плотности, получаемые методом стандартного уплотнения, как показали многочисленные опыты, примерно соответствуют оптимальной влажности и плотности при уплотнении грунтов пятитонными катками Д-130Б.

Из графика уплотняемости грунтов левобережного карьера в зависимости от влажности (рис. 3) видно, что для супесчаных грунтов оптимальная влажность находится в пределах 17—19%; максимальная плотность грунтов при ней равна 1,66 г/см³.

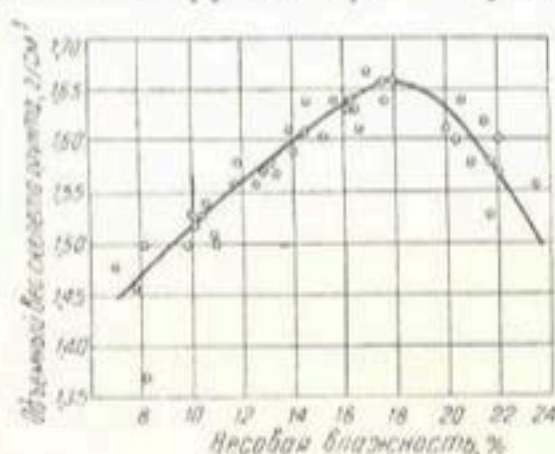


Рис. 3. График зависимости уплотняемости супесчаных грунтов от влажности.

Полученная оптимальная плотность является тем пределом, который может быть достигнут в производственных условиях при уплотнении катком Д-130Б (разумеется, для других уплотняющих средств величины оптимальной влажности и плотности будут иными). Но в производственных условиях оптимальная плотность грунтов ниже стандартной на 5—10% и зависит главным образом от характера грунта, толщины уплотняемого слоя и количества проходов катка по одному следу.

Для определения этой зависимости проведены специальные производственные исследования уплотняемости супесчаных грунтов катком Д-130Б при возведении ядра плотины между ПК 39 + 50 и ПК 40 + 00. По контуру данного участка установили вешки и створные знаки (колья), по которым легко находили необходимую точку участка. Грунт завозили автосамосвалами из левобережного карьера и разравнивали автогрейдером. После этого на заранее намеченных местах, через каждые 3 м, отрывали шурфы размером 40 × 40 см на толщину неуплотненного слоя. Нивелированием дна и верха шурфов определяли фактическую толщину слоя, отбирали пробы для определения влажности грунта и шурфы засыпали вынутым грунтом. Укатку производили сцепом двух пятитонных катков Д-130Б. После каждых двух

проходов катков отрывали по несколько шурфов на тех же местах, где ранее была установлена толщина слоя, и из различных глубин отбирали по три пробы грунта для определения его объемного веса и влажности. Всего проведено три серии опытов, осредненные величины которых приводятся в таблице.

Т а б л и ц а

Толщина уплотняемого слоя до укатки, см	Количество проходов катков Д-130Б	Толщина неуплотняемого верхнего слоя, см	Глубина взятия проб от первоначальной поверхности, см	Влажность, %	Объемный вес скелета грунта, г/см ³
21	4	12	12	13,6	1,55
21	4	12	16	13,4	1,54
21	4	12	21	13,4	1,57
21	6	12	6	11,0	1,33
21	6	12	13	15,1	1,54
21	8	12	6	9,8	1,43
21	8	12	12	13,1	1,55
21	10	14	14	15,6	1,57
21	10	14	16	16,2	1,58
25	8	12	25	14,0	1,53
25	10	14	24	13,1	1,53

Из таблицы видно, что в процессе уплотнения равномерного и интенсивного роста плотности грунта не происходит. Максимальная плотность, достигнутая катком Д-130Б после 10 проходов, равна 1,58 г/см³, что составляет $\frac{1,58}{1,66} \cdot 100 = 95\%$ от оптимальной плотности, полученной лабораторным путем; толщина неуплотненного верхнего слоя составляет 12 см, что в несколько раз больше обычной, наблюдаемой при уплотнении других глинистых грунтов; к концу укатки грунт теряет 3—6% первоначальной влажности.

Вышеизложенное говорит о том, что применение пятитонного кулачкового катка Д-130Б для пылеватых супесей как экономически, так и практически нецелесообразно. Для использования этих катков на супесчаных грунтах, по нашему мнению, необходимо в корне изменить их основные параметры, т. е. форму кулачка и удельное давление на его опорной поверхности. Дело в том, что катки Д-130Б оснащены кулачками, профили которых описаны по кругу с мгновенным центром вращения катка на опорной поверхности соседнего по ряду кулачка [2], поэтому они, как и их предшественники, при уплотнении грунтов работают, с одной стороны, как уплотняющая машина, с другой — как рыхлитель грунта. Кроме того, удельное давление на опорной поверхности кулачков катка Д-130Б, равное 37—57 кг/см², значительно превосходит пределы прочности уплотняемых супесчаных грунтов, вследствие чего происходит выпирание грунта из-под кулачков и значительная толщина верхнего слоя все время остается неуплотненной.

З. И. Копп [3] установил, что катки с удельным давлением на опорной поверхности кулачка 12 кг/см² при уплотнении лессовых грунтов обеспечивают необходимую плотность и при окончании укатки оставляют незначительную толщину разрыхленного верхнего слоя.

При уплотнении глинистых грунтов с различным пределом прочности лучший эффект получается в тех случаях, когда напряже-

ние на поверхности уплотняемого грунта составляет 80—90% от предела прочности [4]. Иные результаты получены при уплотнении этих грунтов пневмокатками. На стройке не было специальных пневмокатков, поэтому с целью производственного исследования использованы шестикубовые скреперы Д-222. В процессе опытных работ в шинах скреперов создавали различное давление. В результате установили, что при уплотнении, особенно в начальной стадии, груженные скреперы с давлением в шинах выше 3 атм сильно утапают в грунт и создают дополнительное сопротивление тяговому усилию. Уплотнение желательно производить при давлении 2—2,5 атм.

Ниже даются результаты уплотнения супесчаных грунтов груженными шестикубовыми скреперами Д-222 с давлением воздуха в шинах 2 атм; на месте укатки производилось доувлажнение грунта автоцистернами (приводятся средние численные значения трех образцов, взятых с одного уплотненного горизонта).

<i>Количество проходов по одному следу</i>	<i>Глубина взятия проб, см</i>	<i>Влажность, %</i>	<i>Объемный вес скелета грунта, г/см³</i>
Слой отсыпанного грунта 35 см			
6	10	17,3	1,68
	25	17,5	1,62
	27	18,1	1,59
7	25	15,4	1,56
	25	16,4	1,58
	23	15,4	1,57
8	25	14,9	1,57
	26	16,1	1,58
Слой отсыпанного грунта 48—55 см			
6	6	15,6	1,60
	30	18,0	1,58
	45	18,6	1,56
7	10	17,7	1,62
	20	19,0	1,57
	50	16,0	1,56
8	10	17,5	1,65
	30	17,8	1,60
	45	18,1	1,56

Приведенные данные показывают, что при использовании груженого скрепера Д-222 в качестве уплотняющей машины супесчаный грунт должен быть отсыпан слоем не более 45 см, а количество проходов по одному следу — 6—7. Существенный недостаток пневмокатков, особенно в области строительства водохранилищных плотин, — слоистость уплотненных грунтов, чего не наблюдается при использовании кулачковых катков. Неравномерность уплотнения вызывает разницу в величинах коэффициентов фильтрации вдоль верха и подошвы уплотненного слоя грунта, что приводит к повышению кривой депрессии по сравнению с плотиной, имеющей однородное сложение тела [5].

ЛИТЕРАТУРА

1. Рутковский Б. И. «Гидротехническое строительство», 1953, № 10.
2. Лавин Н. Д. «Механизация строительства», 1950, № 1.
3. Копп З. И. «Гидротехническое строительство», 1949, № 5.
4. Хархута Н. Я. Машины для уплотнения грунтов, М.—Л., Машгиз, 1953.
5. Замарин Е. А. «Гидротехника и мелиорация», 1952, № 6.

В. Г. МАКСИМОВ

ТОРКРЕТ С ДОБАВКАМИ ПОВЕРХНОСТНО-АКТИВНЫХ ВЕЩЕСТВ И БИТУМА

Большинство оросительных систем Средней Азии не имеет анти-фильтрационных одежд на каналах. Это — одна из основных причин очень низких к.п.д. систем, а также вторичного засоления и заболачивания подвешенных к ним земель.

Задачи дальнейшего подъема хлопководства в Узбекистане обуславливают коренное изменение сложившихся взглядов на облицовку ирригационных каналов. Сокращающиеся резервы земель для нового орошения и все возрастающие нужды в капитальных затратах на мелиорацию земель старого орошения рано или поздно потребуют перехода к полностью облицованным системам. Поэтому уже теперь назрела самая серьезная необходимость в широкой постановке научных и производственных исследований всевозможных материалов и конструкций, методов производства работ и проектирования машин для создания облицовок.

Строительная практика различных стран уже накопила многочисленные примеры использования в облицовках самых различных строительных материалов — от камня до современных пленок из синтетических смол. Однако, несмотря на очень активные поиски более подходящих материалов, бетонные облицовки еще надолго останутся основными. Это требует дальнейших усовершенствований их, повышения долговечности и снижения стоимости.

Из всех известных разновидностей бетонных облицовок наиболее экономичной и достаточно полно механизированной в изготовлении является торкретная облицовка [1].

В СССР облицовок из торкрета пока нет, хотя в некоторых зарубежных странах, например в США, они уже давно эксплуатируются и вновь возводятся.

Надо полагать, что в связи с простотой, механизированностью возведения и большей экономичностью по сравнению с монолитными и сборными облицовками из обычного бетона торкретные облицовки найдут законное место в ирригационном строительстве республики.

Н. А. Агрызов [6] определил оптимальные параметры производства торкретных работ. В наших опытах угол между направлением материального потока и обрабатываемой поверхностью равнялся 90° с расстоянием от сопла до щита $90-110$ см, рекомендованным Н. А. Агрызовым. В опытах использовали песок, взятый на р. Чирчик у с. Куйлюк, объемным весом $1,44$ кг/л, удельным весом $2,7$ кг/л и пустотностью $46,5\%$, портландский цемент марки 400 Ново-Троицкого завода и воду из Ташгорводопровода.

Нанесением торкрета на специальные щиты под углом 90° к их поверхности изготавливали торкретные плиты, которые разрезали при горизонтальном положении щита на фигуры определенных размеров. Этим облегчалось изготовление образцов и повышалось их качество.

Для прочностных испытаний торкрета на сжатие брали кубики с гранями $3 \times 3 \times 3$ см, на изгиб — балочки размером $3 \times 3 \times 24$ см. Первое время готовили балочки размерами $3 \times 3 \times 8$ см, которые затем укладывали в формы для восьмерок нормального типа, и «заплетчики» заливали цементным тестом на тонкопомольном цементе. Но при испытании на разрыв бывали случаи среза «заплетчиков», поэтому мы запроектировали, а мастерские изготовили специальные штампы из кровельного железа с деревянными плунжерами.

Дозировку песка и цемента для приготовления сухой смеси брали по весу. Состав торкрета определяли по методике проф. С. И. Дружинина [2]. Испытания опытных образцов производили после хранения их во влажном песке на протяжении 7, 28, 60, 90, 180, 360, 720 дней.

Таблица 1

Вид испытания	Состав сухой смеси				
	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6
Сжатие	281	230	179	150	100
Изгиб	105	73	72	62	40
Разрыв	38	32	27	32	19

В каждом возрасте испытывали не менее трех образцов-близнецов. Прочностные свойства торкрета (в кг/см^2) без добавок в возрасте 28 дней приводятся в табл. 1.

В возрасте 18 мес. торкрет имел следующую прочность (% от 28-дневной): состав сухой смеси 1:2 — 116, 1:3 и 1:4 — примерно 100, 1:5 — 106 (при сжатии), 1:4 — 184 и 1:5 — 164 (при изгибе). Следовательно, с возрастом прочность значительно увеличивается при изгибе и незначительно — при сжатии. В возрасте 24 мес. при сжатии у торкрета отмечена такая прочность (% от 28-дневной): для состава сухой смеси 1:3 — примерно 100 и 1:5 — 174.

Средние для различных сроков хранения отношения прочностей при изгибе к прочностям при сжатии возрастают при снижении жирности сухой смеси от 0,32 — для состава 1:2 до 0,42 — для состава 1:6. Средние отношения прочностей при разрыве к прочностям при сжатии возрастают от 0,13 — для состава сухой смеси 1:2 до 0,29 — для состава 1:6.

Для облицовочного материала, кроме достаточной прочности при сжатии, изгибе и разрыве, большое значение имеет водонепроницаемость. Торкрет с ненарушенной структурой обладает высокой водонепроницаемостью. При облицовке канала М-2 в Голодной степи торкрет состава сухой смеси 1:5 на цементе марки 400 и юмалакском песке (толщина облицовки 5 см) в 28-суточном возрасте выдержал давление 6—8 атм.

Усадку определяли на образцах в виде призм размерами $5 \times 5 \times 50$ см с помощью спроектированного и изготовленного индикаторного тензометра седельного типа. Относительные показатели усадки ($\epsilon \times 10^{-5}$) для торкрета в возрасте 14 и 28 дней следующие.

Состав торкрета	14 суток	28 суток
1:3	36,0	57,0
1:4	35,0	53,5

Для выяснения влияния испарения воды из образца на его усадку часть образцов покрывали парафином. Состав сухой смеси 1:4. Усадку измеряли на образце размерами $5 \times 5 \times 50$ см. Парафинированный

образец усаживался в течение 2 суток, очевидно, вследствие контракции; затем усадка прекратилась, составив 9,4 м. Непарафинированный образец дал за это время усадку 49,6 м, т. е. в 5,3 раза больше, и она продолжалась, достигнув к 90-дневному возрасту 467,2 м, причем 383,2 из них, или 82%, приходилось на первые 30 дней. Из опытов ясно, как важно для уменьшения усадки исключить испарение воды из торкрета в процессе твердения. Для создания паро-водонепроницаемой пленки на торкретной облицовке можно использовать тяжелые высокополимеризующиеся джаркурганские нефти.

К недостаткам цементных материалов с точки зрения применения их для облицовок каналов относятся их чрезмерная жесткость и хрупкость, растущие со временем, и достаточно большие температурно-усадочные деформации. Первый из этих недостатков не допускает возведения тонких (4—5 см) облицовок из бетона, так как они даже при незначительных деформациях оснований (просадки и суффозионные процессы) оказались бы в сильной степени подверженными разрушению. Поэтому облицовки из монолитного бетона имеют обычно толщину 10—15 см и часто армируются железом. Второй недостаток приводит к необходимости нарушать сплошность покрытий разрезом температурно-усадочными швами, а это ухудшает их эксплуатационные показатели и усложняет строительные работы. В связи с этим желательно было бы увеличить деформативные свойства и ползучесть цементных материалов, в частности торкрета.

Влияние добавок поверхностно-активных веществ на ползучесть торкрета выяснялось введением в воду затворения ССБ, СНВ и хлопкового мыла. Очень высокими пластическими свойствами в определенных условиях обладают битумные вещества. Они могут передавать эти свойства материалам, получаемым при их введении. В торкрет битумные вещества вводились в виде раствора битума в керосине и битумной эмульсии.

Введение органических поверхностно-активных веществ должно как-то отражаться на смачивающей способности воды затворения и влиять на механические свойства торкрета. Влияние органических поверхностно-активных веществ на смачивающую способность воды с добавкой определялось измерением капиллярного подсоса растворов. Для определения капиллярного подсоса дистиллированной воды без добавок и с разным количеством добавок изготовлен простой прибор, состоящий из четырех трубочек диаметром 3,2, 1,2, 0,5 и 0,3 мм, закрепленных на мерной шкале с выходом концов трубочек за шкалу на 20 мм. Эти трубочки погружались в жидкость. При определении капиллярного подсоса брали среднее трех опытов.

ССБ вводили в количестве 0,5, 1 и 1,5%, СНВ — 0,05, 0,1 и 0,15, хлопковое мыло — 0,1, 0,3 и 0,5%. В результате выявлено, что ССБ увеличивает смачивающую способность воды, и тем больше, чем больше добавка, СНВ вызывает небольшое увеличение, а хлопковое мыло значительно снижает ее.

Для выяснения влияния добавок на процесс набрызгивания торкрета осуществлена серия опытов, результаты которых приведены ниже. В опытах использовали торкрет состава сухой смеси 1:4 с различной дозировкой добавок ССБ, СНВ и хлопкового мыла. Для исследований брали по 10 кг сухой смеси и определяли состав нанесенного на щит торкрета и его вес. Из условий набрызгивания оптимальная добавка ССБ — 0,5% от веса цемента. При такой добавке торкрет содержит минимальное количество воды, максимальное — цемента и имеет наименьший «отскок».

Оптима добавки СНВ не наблюдается. По мере увеличения ее от 0,05 до 0,1% от веса цемента содержание воды в уложенном торкрете повышается от 12,4 до 13,1%, цемента — от 29,5 до 30,9 и вес торкрета — с 4,3 до 5,3 кг, т. е. «отскок» уменьшается.

При введении в торкрет добавки хлопкового мыла с водой затворения по мере увеличения ее количества содержание воды в торкрете увеличивается. Оптимальное количество цемента в нем отмечается при добавке 0,3% хлопкового мыла от веса цемента, или 0,57% от веса воды. Содержание уложенного торкрета возрастает с 4,88 кг при добавке 0,1% хлопкового мыла от веса цемента до 5,88 кг при добавке 0,5%, т. е. «отскок» уменьшается.

С целью определения влияния добавок поверхностно-активных веществ на прочностные свойства изготавливали кубики $5 \times 5 \times 5$ см, балочки $5 \times 5 \times 31$ см, восьмерки нормального типа. Балочки $5 \times 5 \times 50$ см испытывали на усадку, балочки таких же размеров с выпущенными концами арматуры $d = 10$ мм — на деформируемость под действием медленно возрастающей статической растягивающей нагрузки и ползучесть торкрета при растяжении под постоянной статической нагрузкой, кольца диаметром 20 см, толщиной 5 см — на водопроницаемость.

Для изготовления торкрета использовали портландский цемент марки 400, песок Юмалакского комбината и воду Ташгорводопровода.

Малые добавки поверхностно-активных веществ значительно улучшают многие свойства бетонов, в том числе пластические [3, 4].

Добавки поверхностно-активных веществ, повышая подвижность бетонных смесей, снижают их водопотребность, а это приводит к улучшению свойств бетонов и, в частности, увеличению прочности. Гидрофильные добавки (ССБ) улучшают качество бетона и образованием более мелкокристаллической структуры цементного камня.

Вводя в торкрет вместе с водой затворения сульфитно-спиртовую барду, мы полагали, что, как и для бетонов, действие добавки проявится в повышении подвижности торкретной смеси, а так как этот фактор в торкрете регулируется автоматически (при набрызге на потолки и вертикальные стены), т. е. торкрет может укладываться только при постоянных показателях подвижности, ССБ снизит значение В/Ц, а следовательно, повысит его свойства. То же предполагалось и в отношении действия других добавок — смолы висоловой нейтрализованной — СНВ и соапсточного мыла.

Каждая из принятых поверхностно-активных добавок хорошо растворяется в воде, поэтому они вводились в торкрет вместе с водой затворения.

Оптимальные дозировки добавок в бетоны и обычные растворы установлены достаточно точно в многочисленных лабораторных и производственных опытах: для ССБ — примерно 0,25, СНВ — 0,03 и для мыла — 0,1% от веса цемента. Так как в задачу наших опытов входила проверка действия этих добавок не только на прочностные свойства, но и на деформационные, мы сочли необходимым увеличить дозировку добавок.

При этом исходили из следующих соображений.

В технологии бетонов оптимальный процент добавок находился по критерию прочности, а изменение пластических и деформационных свойств только фиксировалось. В данном же случае необходимо было повысить именно эти свойства. Так как граница действия добавок не выяснена, предполагалось сделать это при некотором повышении их

дозировок. Поэтому добавки ССБ составляли 0,3; 0,5; 1,0; СНВ — 0,03; 0,06; 0,12 и мыла 0,1; 0,2; 0,6% от веса цемента в торкрете.

При каждом виде испытаний торкрета на прочность использовали по три образца-близнеца. Испытания проводили в 28, 90, 180 и 270-суточном возрасте хранения образцов во влажном песке. Состав сухой смеси 1:4. Результаты приведены в табл. 2.

Таблица 2

Вид торкрета	Количество добавки, % от веса цемента	В/Ц в торкрете	Пределы прочности образцов в кг/см ² в возрасте суток											
			сжатие				изгиб				разрыв			
			28	90	180	270	28	90	180	270	28	90	180	270
Без добавки	—	0,52	259	218	259	—	94	85	142	—	34	23	37,9	—
С добавками ССБ	0,3	0,43	317	270	301	—	108	—	125	—	38	38	50,8	—
	0,5	0,28	293	328	247	377	83	83	132,5	136	23	31	35,6	47,9
	1,0	0,47	255	190	301	471	103	128	139	128	31	32	41,3	—
СНВ	0,03	0,37	183	260	165	293	74	83	78	131	26	24	36,8	38,5
	0,06	0,58	147	265	273	—	65	85	69	—	22	25	32,4	—
	0,12	0,74	131	142	195	—	55	62	—	—	12	27	25,2	—
хлопкового мыла	0,1	0,71	166	156	138	182	65	76	97	55	20	19	31,8	—
	0,2	0,93	176	243	181,5	192,5	92	65	125	45	12	14,7	16,8	18,1
	0,6	0,61	134	163	231	278	75	60	88,5	65	18	14	27,0	—
битумной эмульсии*	0,25	0,6	137	174	180	263	77	60	87	96	20	—	27,6	—
	0,5	—	91	—	154	—	27	—	57	—	10	—	14,2	—

* Содержание битума дано в процентах от веса торкрета.

Добавка ССБ в количестве 0,3% от веса цемента повышает прочность при сжатии в среднем на 16, при изгибе — на 1 и при разрыве — на 20%. При введении в торкрет 0,5% ССБ от веса цемента прочность при сжатии увеличилась в среднем на 16%, при изгибе и разрыве снизилась по сравнению с соответствующими прочностями торкрета без добавки. При введении 1% ССБ от веса цемента средние показатели прочности при сжатии и разрыве остались примерно на уровне соответствующих прочностей торкрета без добавки, а при изгибе прочность повысилась на 20%.

По результатам этих опытов можно сделать вывод, что ССБ повышает прочностные свойства торкрета примерно в тех же пределах, что и в обычных цементных растворах и бетонах, поэтому добавки его в количестве 0,3% от веса цемента могут быть рекомендованы к применению с целью повышения прочности торкрета в конструкциях.

Добавки СНВ и хлопкового мыла снижали прочностные свойства торкрета, причем с увеличением процента добавки закономерно снижалась прочность. Принятые в опытах дозировки добавок показали, что мыло понижает прочность при сжатии и растяжении в большей степени, чем СНВ, и только при испытании на изгиб у торкрета с добавкой мыла прочность была выше, чем у торкрета с СНВ. Это объясняется тем, что поверхностно-активные добавки гидрофобизирующего типа, адсорбируясь на поверхностях составляющих бетона, образуют пленки водонерастворимых кальциевых мыл и потому понижают скорость гидратации и гидролиза клинкерных минералов и, следовательно, замедляют приращение прочности во времени. Основа их пластифици-

рующего действия состоит в воздухововлечении, появляющемся при перемешивании бетонных смесей, но при пневматическом набрызгивании этот процесс, видимо, не происходит, поэтому нет и пластифицирующего эффекта.

Два состава, приготовленные на битумной эмульсии при 0,25 и 0,5% битума от веса торкрета, показали значительное понижение его прочностных свойств, однако вследствие малого объема этих опытов делать какой-либо определенный вывод преждевременно.

Деформируемость торкрета с различными добавками при разных их дозировках определялась под действием непрерывной и ступенчатой статической нагрузок.

Скорость приложения нагрузки значительно влияет как на показатели прочностных свойств, так и на деформацию бетонов. При мгновенном приложении нагрузки зависимость между напряжением в бетоне и его деформациями прямолинейна; модули мгновенной деформации неизменны при всех значениях нагрузки, вплоть до предела прочности. Однако в лабораториях чаще испытываются образцы под статической нагрузкой.

И. И. Улицкий [5] подразделяет статические усилия на два вида: кратковременно и длительно действующие. При первом нагрузка возрастает непрерывно или ступенями от нуля до предела прочности; при втором — до более низких значений, на уровне которых она поддерживается длительное время.

Многочисленные опыты над бетонами показали, что при статической нагрузке зависимость между напряжением и деформациями, как правило, криволинейна, причем интенсивность приращения деформаций зависит не только от напряжений, но и от скорости приложения нагрузки. Эти деформации рассматриваются как состоящие из упругой и пластической составляющих. Определение модулей деформаций по данным кривым дифференцировано. В пределах начального участка кривой (почти прямолинейный участок) находятся модули мгновенной упругой деформации, на всей остальной — модули длительной деформации.

В наших опытах скорость приложения нагрузки примерно постоянна, поэтому задача определения сравнительных показателей деформируемости торкрета с добавками может считаться полностью выполненной.

Испытания проводили на призмах $5 \times 5 \times 50$ см в возрасте 28 суток. Деформацию измеряли индикаторными тензометрами. Отсчеты деформаций брали через интервалы напряжений в 2 кг/см^2 . Испытывали по три образца-близнеца, причем количество циклов загрузки и разгрузки колебалось от 4 до 15. Два образца доводили до разрушения, а один оставляли для повторных испытаний в трехмесячном возрасте. Кроме зависимости деформаций от напряжений, определяли накопление пластических деформаций при определенных уровнях напряжений (иногда близких к R_p), предельную растяжимость и пределы прочности при растяжении.

На рисунках приводятся графические зависимости $\Delta l = f(\sigma_p)$, построенные по результатам наших опытов, причем почти во всех графиках взяты кривые второго цикла загрузки, для образцов, показавших наиболее закономерное (из трех образцов-близнецов) изменение этой зависимости. Определение ползучести производили на базе замеров 28,5 см.

На рис. 1 приводятся зависимости деформируемости от напряжений для торкрета с различным содержанием добавки ССБ и СНВ,

а также помещены контрольные кривые для торкрета без добавок. Все серии образцов приготовлены из сухих смесей цемента и песка в соотношении 1:4. Графики показывают, что добавки ССБ в большой степени повышают деформируемость торкрета под нагрузкой; чем

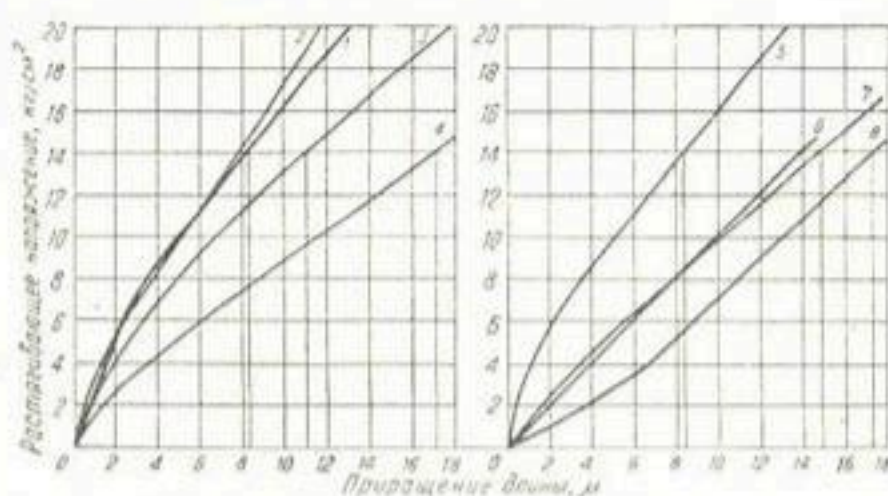


Рис. 1. График зависимости деформаций торкрета от нагрузки и добавки $\Delta l = f(F, D)$.

1 и 5—без добавки, $\Delta l = 0,3-0,86$; 2— $0,3\%$ ССБ, $\Delta l = 0,4-0,62$; 3— $0,5\%$ ССБ, $\Delta l = 0,5-1,2$; 4— $1,0\%$ ССБ, $\Delta l = 0,6-1,5$; 6— $0,03\%$ СНВ; 7— $0,00\%$ СНВ; 8— $0,12\%$ СНВ (для СНВ $\Delta l \approx 1,0$).

больше добавки, тем резче повышается деформируемость, и этот факт наблюдается при общем повышении прочностных свойств торкрета с добавками ССБ. ССБ повысила удельную деформируемость, а следовательно, снизила значение модулей мгновенной и длительной деформаций, т. е. повысила и пластические деформации. Об этом свидетельствует также значительное уменьшение длины начальных прямолинейных участков на графиках.

Влияние добавок на значение предельной растяжимости 28,5 см участка призмы характеризуют следующие данные (состав сухой смеси 1:4).

Количество добавки, %	Предел прочности, кг/см ²	Предельное удлинение, μ
Без добавки	28	22
ССБ		
0,3	31,6	21
0,5	27,9	26-27
1,0	20	33
СНВ		
0,03	20	42
0,06	19	46-47
0,12	14	20
Мыло		
0,1	20,4	35
0,2	16,1	32
0,6	11	22
Битум		
0,25	16	8
0,5	11	18

Графики деформируемости торкрета с добавками СНВ показывают, что СНВ еще резче, чем ССБ, повысило деформативные способности торкрета, однако это наблюдается уже на фоне довольно заметного понижения прочностных свойств. Следует также отметить, что СНВ несколько меняет характер кривых деформаций: они приближа-

ются к прямым и даже, как будто, кривая 8 меняет знак кривизны, что может быть и ошибочным.

Мыло более значительно, чем ССБ и СНВ, повышает деформируемость торкрета, но это проявляется при более высоком снижении прочности и предельной растяжимости по сравнению с торкретом при добавке СНВ (рис. 2 а).

Битум вводился в торкрет с водой затворения в виде эмульсии в количестве 0,25 и 0,5% (рис. 2 б). Кривая 2 соответствует деформации образцов с 0,25-процентной добавкой; при малой добавке разница в

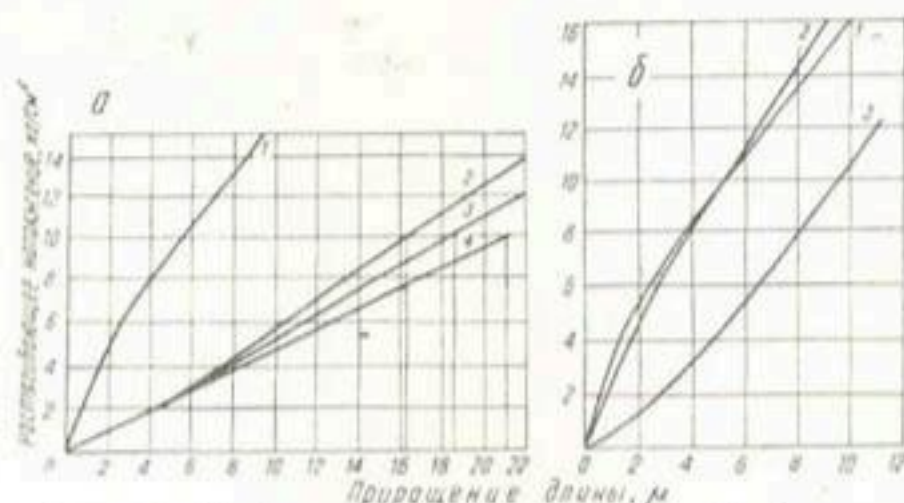


Рис. 2. График зависимости деформаций торкрета от нагрузки и добавки $\Delta l = f(\sigma, \Delta l)$.

а — добавка мыла, %: 1 — без добавки, $\Delta l = 0,3-0,86$; 2 — 0,1, $\Delta l = 1,54$; 3 — 0,2, $\Delta l = 1,7$; 4 — 0,6, $\Delta l = 2,15$. б — добавка битума, %: 1 — без добавки, $\Delta l = 0,3-0,86$; 2 — 0,25, $\Delta l = 0,3-0,86$; 3 — 0,5, $\Delta l = 0,74$.

показателях удлинения по сравнению с торкретом без добавок мало существенна. Добавка 0,5% значительно повысила деформируемость торкрета, причем, как и в случае добавки СНВ, кривая 3 имеет уже более четкую обратную кривизну, что логически должно свидетельствовать о снижении пластической составляющей деформации по мере повышения напряжений. Добавки битума резко снизили прочность при растяжении и даже предельную растяжимость, хотя удельная растяжимость осталась примерно на том же уровне.

Для более рельефного сравнения растяжимости торкрета (в 28-суточном возрасте) в зависимости от его состава и добавок ниже приводятся значения суммарных приращений длины образцов (в мм) на принятой базе замеров при достижении образцами напряжений в 5 и 10 кг/см² (при добавках состав сухой смеси 1:4).

Состав сухой смеси и процент добавки	5 кг/см ²	10 кг/см ²
Без добавки		
1:2	0,2	0,4
1:3	0,7	2,0
1:4	1,8	5,0
ССБ		
0,3	2,1	5,0
0,5	2,7	6,7
1,0	5,0	11,5
СНВ		
0,03	5,0	10,0
0,06	5,2	10,2
0,12	8,0	13,4
Мыло		
0,1	8,8	16,2
0,2	10,0	18,6
0,6	10,6	21,0
Битум		
0,25	2,0	5,3
0,5	5,6	9,5

Можно считать, что ССБ увеличивает деформируемость при статическом приложении нагрузки в 2—2,5 раза, СНВ — в 2,5—4, хлопковое мыло — в 3—5, битум — примерно в 2 раза.

Выше уже упоминалось, что при определении деформируемости торкрета осуществлялось от 4 до 15 циклов попеременного нагружения и снятия нагрузки.

На рис. 3 даются графические зависимости испытания торкрета из сухой смеси состава 1:4 без добавок при 5 циклах нагружения. Кривые разных циклов почти параллельны (параллельность касательных в точках равных нагружений), хотя принципиально с увеличением числа циклов они должны были бы выпрямляться вследствие протекания процесса, аналогичного „наклепу“. Дело в том, что при сбросе нагрузки очередного цикла нагружения стрелка индикатора не возвращается в начальную позицию, а показывает всегда большую длину образца на величину a' , a'' и т. д. По мере увеличения количества циклов нагружения значения a , являющегося остаточной деформацией, уменьшаются и практически сводятся к нулю. Абсолютные значения a зависят, видимо, от материалов образцов, возраста и действующих напряжений.

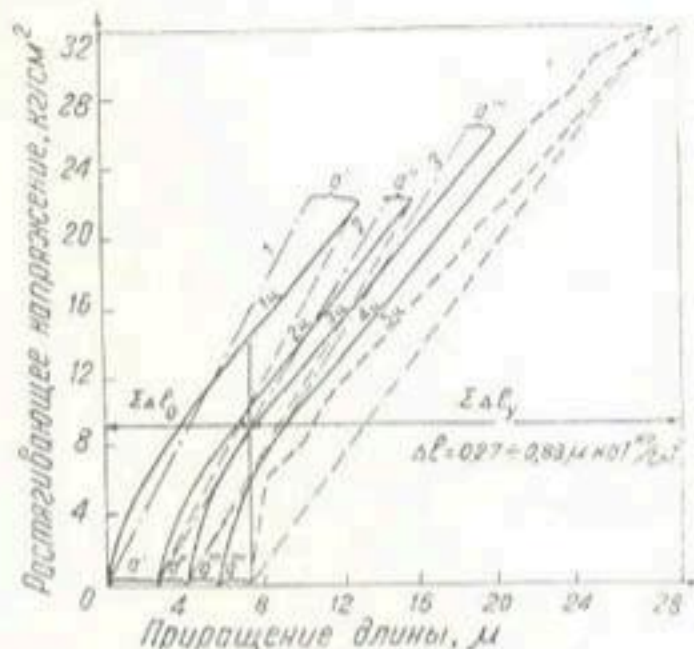


Рис. 3. Кривые зависимости деформации торкрета от нагрузки $\Delta l = f(\sigma_p)$ при 5 циклах нагрузки.

Приращение остаточных деформаций после 8—12 циклов загрузки приближается к нулю. Количество необходимых для этого циклов, по-видимому, зависит от предельного напряжения, до которого повышается нагрузка по каждому циклу. И. И. Улицкий указывает, что деформации ползучести, т. е. пластическая составляющая полных деформаций, носят частично обратимый характер, причем от первоначальных значений их в относительно длительное время восстанавливается до 10% и более.

Таким образом, кривая зависимости $\Delta l = f(\sigma_p)$ при прямом ходе (возрастание напряжений) суммирует упругую и пластическую составляющие деформации, а вторая ветвь кривой, соответствующая сбросу напряжений, наоборот, дифференцирует их. Вследствие того что в наших опытах скорости возрастания и сброса нагрузки достаточно велики, можно считать, что пластическая составляющая деформации не восстанавливается.

При снижении напряжения обратная ветвь зависимости $\Delta l = f(\sigma_p)$ все больше отдалается от прямой. Отрезки абсцисс между кривыми постепенно увеличиваются, соответствуя значениям остаточных деформаций для каждого из пройденных уровней напряженного состояния. Если от точки пересечения кривых отложить влево отрезок абсциссы, равный a , и конец его соединить с началом ветви загрузки, то эта прямая, видимо, должна соответствовать графику только мгновенных упругих деформаций.

Описанное построение зависимости мгновенных упругих деформаций образца по графику его суммарной деформации вряд ли встретит логические возражения, поэтому можно признать этот способ построения более обоснованным, чем принятый раньше в технической литературе [5].

При сравнении способа построения графика мгновенной упругости Улицкого с нашим, выявляется, что угол наклона касательной к горизонтالي по первому способу получается значительно больше, чем угол наклона прямой, соединяющей конец отрезка a с началом кривой суммарных деформаций. Это можно проследить по рис. 3. Следовательно, модули мгновенной упругости материала могут определяться, и видимо более точно, по графику $\Delta l_y = f(\sigma_p)$ предлагаемому нами, а не по касательным к начальному участку кривой суммарной деформации, как это делалось ранее. Рис. 3 показывает, что по мере увеличения количества циклов загрузки и разгрузки угол наклона графика (линии 1, 2 и 3) к оси абсцисс уменьшается. По-видимому, значение модуля упругости падает вместе с нарушением целостности структурных построений торкрета.

Это явление наблюдается при всех испытаниях, сделанных нами при большом количестве циклов загрузки и разгрузки. Так, при испытании образца из сухой смеси 1:4 при добавке 0,06% СНВ модуль мгновенной упругости, найденный по графику второго цикла, равнялся 285 000 кг/см², а по графику 15-го — 259 000.

Усадка связана с изменением влажностного режима и ходом гидратации цементов в твердеющем бетоне. На интенсивность усадки и конечные показатели ее влияет множество различных по характеру факторов, в том числе водо-цементное отношение, содержание и вид цемента, тонкость его помола, природа заполнителей, армирование, гигрометрические условия хранения, температура, величина образца, прочность, возраст и др. Обилие действующих факторов, различие степеней влияния их и трудности в разграничении этих влияний затрудняют проведение опытов и анализ их результатов. Видимо, это и обусловило результаты опытов П. И. Глужке [2], т. е. опыты большого объема и тщательной постановки позволили выявить только общие закономерности ползучести.

При постановке опытов по выявлению усадки торкрета нас интересовали, во-первых, его усадочные деформации, так как торкрет сильно отличается от обычных бетонов и растворов по методу укладки и расходам воды, и, во-вторых, влияние на усадку торкрета добавок поверхностно-активных веществ и битума.

Усадку определяли на образцах в виде призм размерами $5 \times 5 \times 31$ см и $5 \times 5 \times 50$ см с помощью специальных приспособлений. Серия контрольных замеров показала, что относительные усадки, получаемые на образцах разной длины, практически мало различаются. За усадкой образцов наблюдали в течение 2—3 мес., однако представленный графический материал отображает ее особенности только за первый месяц. Это объясняется желанием показать усадку на основном и наиболее характерном ее этапе.

По графикам усадки образцов из торкрета без добавок при составе исходных сухих смесей 1:3 и 1:4, а также с добавками ССБ в количестве 0,3 и 0,5% (от веса цемента) можно судить, что первые три состава обладают примерно одинаковой, а четвертый несколько более высокой интенсивностью усадки (рис. 4 а). Это, видимо, объясняется большим содержанием цемента в четвертом составе, а также ускорением гидратации цемента в результате пептизирующего дей-

ствия ССБ и ускоряющихся процессов диффузного поглощения воды цементом.

Торкрет с добавками СНВ (состав сухой смеси 1:4) обладает большей усадкой, чем торкрет без добавки. Однако по расположению кривых (рис. 4 б) можно судить о том, что на интенсивность усадки количество цемента оказывает большее влияние, чем вода, поэтому составам с большими содержаниями цемента соответствуют кривые большей интенсивности усадки.

Торкрет с добавками соап-сточного мыла и битума в первые 15 суток испытаний обладает несколько меньшей интенсивностью усадки, а в последующие — большей (рис. 4 а). К концу месяца торкрет с битумом имеет наибольшую усадку. Торкрет с разными процентами добавок мыла показал незакономерно меняющуюся усадку, причину чего объяснить трудно. Видимо, допущены некоторые неточности при определении составов торкрета, что и внесло незакономерность в графики. Для сравнения ниже приводятся относительные показатели усадки для всех составов торкрета (для торкрета с добавками 1:4) в возрасте 14 и 28 дней. Из этих данных следует, что все примененные добавки в первый месяц увеличивают усадку торкрета, причем наибольшие показатели ее выявились у торкрета с битумом.

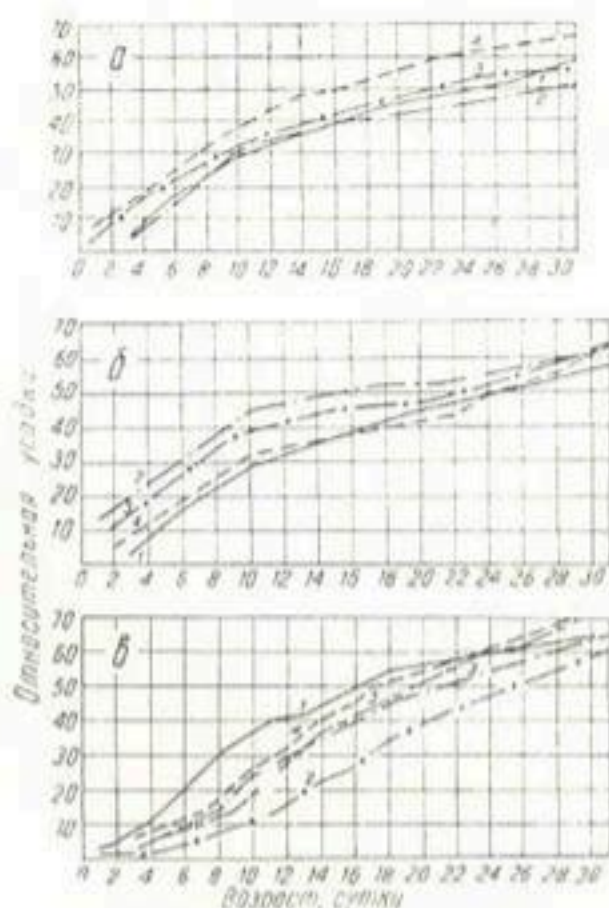


Рис. 4. Графики зависимости усадочных деформаций торкрета от времени $\varepsilon_y = f(t)$.

а — добавка ССБ, %: 1 и 2 — без добавки (смеси 1:4 и 1:3); 3 — 0,3, смесь 1:4; 4 — 0,5, смесь 1:4; б — добавка СНВ (смесь 1:4); в — 1 — без добавки; 2 — 0,03; 3 — 0,06; 4 — 0,12; а — добавка мыла (1 — 0,1%; 2 — 0,2; 3 — 0,6) и битума (4 — 0,25%; 5 — 0,5); смесь 1:4.

Состав сухой смеси и процент добавки

Относительная усадка $\varepsilon_y \times 10^{-5}$ в возрасте

Без добавки

14 суток

28 суток

1:4

35,0

53,5

1:3

36,0

57,0

ССБ

0,3

39,0

55,0

0,5

48,0

63,7

СНВ

0,03

49,0

59,5

0,06

44,0

58,5

0,12

36,0

55,0

Мыло

0,1

44,0

62,5

0,2

23,4

55,0

0,6

35,0

60,3

Битум

0,25

40,0

68,0

0,5

37,0

66,0

Сила сцепления арматуры с бетоном — важнейший фактор, обеспечивающий их совместную и надежную работу в конструкциях. Она обуславливается тремя основными причинами: трением, сопротивлением срезу и скалыванием. Численная величина ее определяется опытным путем, а сопротивление сдвигу ($R_{сд}$ или $\tau_{сд}$) выражается через силу сцепления (в $кг/см^2$), отнесенную к суммарной наружной поверхности арматуры. Опытами установлено, что $\tau_{сд}$ для обыкновенных бетонов колеблется от 25 до 40 $кг/см^2$, а для торкрета она несколько выше — 38—62 $кг/см^2$ [6].

В опытах мы преследовали цель проследить влияние добавок, вводимых в торкрет, на его сцепление с арматурой. Сцепление определяли выдергиванием 10—12-миллиметровых арматурных стержней из призм сечением 50×50 мм и длиной 15—17 см. Длина заделки арматурного конца составляла 10—12 см.

Испытания показали, что только самые тощие составы торкрета при выдергивании стержней сохранили призмы неразрушенными. Это обуславливает недостаточность принятого сечения призм и, следовательно, некоторую заниженность полученных нами значений.

Из табл. 3 видно, что сцепление торкрета с арматурой находится в той же связи, что и прочностные свойства. ССБ сильно повысила сцепление (почти в два раза), а все остальные добавки понизили его. Однако к 3-месячному сроку ССБ не дала приращения силы сцепления, в то время как у торкрета без добавок и с добавками гидрофобных веществ наблюдается приращение ее. В отдельных случаях сила

Таблица 3

Количество добавки, %	Состав сухой смеси	Сопротивление сдвигу ($кг/см^2$) в возрасте		
		1 мес.	3 мес.	6 мес.
Без добавки	1:2	34	53	52
	1:3	29	48	41
	1:4	26	41	47
ССБ				
0,3	1:3	46	43	41
0,3	1:4	44	—	—
0,5	.	40	37	36
1,0	.	25	—	40
СНВ				
0,03	.	23	46	46
0,06	.	21	34	52
0,12	.	17	22	31
Мыло				
0,1	.	12	24	—
0,2	.	15	31	23
0,6	.	10	20	26
Битум				
0,25	.	19	25	18
0,5	.	16	—	—

сцепления торкрета с арматурой достигает 200% силы сцепления в возрасте 28 суток. К 3-месячному возрасту все составы торкрета получили $\tau_{сд}$, близкое к $\tau_{сд}$ для обычных бетонов или более высокое. Таким образом, можно отметить, что $\tau_{сд}$ арматуры с торкретом с добавками (ССБ, СНВ, мыла, битума в пропорциях, близких к нашим)

находится на вполне удовлетворительном уровне, а поэтому минимальная длина заделки арматурных концов может приниматься согласно принципам, действующим в обычном бетоне, т. е.

$$l > \frac{R_a^H \cdot d}{4\tau_{сц}}$$

где l — наименьшая необходимая длина заделки;

R_a^H — нормативное сопротивление арматуры.

Для компенсации усадочных деформаций большое значение имеет ползучесть торкрета под действием статической нагрузки. Методика проведения опытов по определению ползучести торкрета при растяжении нами разработана не сразу. Первые опыты проводили без одновременных замеров усадки на образцах-близнецах, а ранее проделанные опыты по определению усадки использовать полностью оказалось невозможным, так как они к моменту осуществления опытов по ползучести были уже в основном закончены (ползучесть определялась в большем возрасте, чем усадка). Предполагалось, что деформации ползучести при больших напряжениях по абсолютным показателям будут выше усадочных деформаций, поэтому ожидалось получение их прямыми замерами. Однако опыты этого не подтвердили.

Усадочные деформации образцов в месячном возрасте, взятых для испытаний из влажного песка, за определенный промежуток времени оказались большими, чем ползучесть: это стало ясным после испытания 9 серий образцов (торкрет без добавок, а также с ССБ и СНВ). Начиная с 10-й серии, т. е. с образцов, изготовленных из сухой смеси цемента с песком 1:4 при добавке 0,6% хлопкового мыла (от веса цемента), деформации, показываемые образцом под действием растягивающей нагрузки, разделялись на усадочные и ползучесть вычитанием из них показаний усадки, получаемых на ненарушенном образце-близнеце. Таким образом, показатели ползучести торкрета под действием не изменяющейся во времени ступенчатой нагрузки получены только на трех сериях образцов, что значительно сузило возможности анализа результатов. Опытами с первыми девятью сериями торкрета выявлены очень интересные результаты. Прежде всего установлено, что интенсивность и мера ползучести торкрета зависят от уровня напряженного состояния образца: чем ближе действующая нагрузка к пределу прочности, тем интенсивнее ползучесть. Однако эта закономерность наблюдается не всегда. Так, при загрузении образца по ступеням с постепенным приближением нагрузки к пределу прочности ползучесть на начальных этапах загрузения может быть большей. Если же к образцу прикладывается сразу высокая нагрузка, то суммарная ползучесть за определенный срок оказывается значительно выше, чем при низкой нагрузке.

При невысоких нагрузках — $0,2 \div 0,3 R_p$ — вследствие проявления усадки ползучесть торкрета непосредственными замерами не отмечается. С увеличением нагрузки за $0,5 R_p$ почти у всех испытанных составов торкрета наблюдалась деформация ползучести, фиксируемая непосредственно тензометрами. Однако этот процесс носил затухающий характер; через 4—6 час. усадка вновь превышала ползучесть и тензометры начинали показывать укорочение образцов.

Интересно было проследить, как изменяется показатель усадки образца за сутки в зависимости от уровня действующих напряжений. Образец, приготовленный из сухой смеси состава 1:4 с 0,5-процент-

ной добавкой ССБ, испытан на ползучесть. При этом отмечено, что независимо от напряжений, действующих в нем, суммарные деформации (ползучесть, усадка) были постоянно отрицательными, т. е. образец укорачивался, причем укорочение на базе 11 см колебалось в следующих пределах.

σ_p , кг/см ²	Укорочение, μ
16	12—9,5
23	7,8—7,3
25	3,3—3,0
28	2,0—1,4
32	1,9—1,2
33	1,8—0,8
37	1,7—0,6
40	0—0

Повышение растягивающей нагрузки на торкрет снижает его усадочные деформации: это происходит вследствие повышения интенсивности ползучести, а отчасти, может быть, в результате возрастания усилий, сопротивляющихся деформациям усадки. В табл. 4 показан характер приращения упругих деформаций торкрета при ступенчатом сильно рассредоточенном во времени приращении нагрузок, т. е. в условиях, когда значительная часть пластических деформаций могла быть завершена.

Опыт, результаты которого сведены в табл. 4, проводился следующим образом. Образец получал первую ступень нагрузки, например до 6,4 кг/см², при этом брали отсчет по тензоретрам, затем через 21 час нагрузка снималась полностью, стрелку тензоретра переводили на нулевое деление и после этого образец получал новую ступень загрузки, например до 9 кг/см². Удлинение образца равнялось соответственно 15,2 и 14,5 μ . Через 48 час. все повторялось и т. д.

Таблица 4

Растягивающее напряжение в образце, кг/см ²	Количество часов до приложения нагрузки	Удлинение образца на базе 110 мм, μ		
		правый тензоретр	левый тензоретр	среднее
6,4		14,3	13,2	13,75
9,0	21	15,2	14,5	14,85
10,0	48	16,0	15,4	15,70
11,2	48	17,0	16,0	16,50
12,4	48	17,6	16,9	17,25
13,6	240	18,9	17,7	18,30
15,2	120	19,1	18,9	19,00
16,0	144	20,7	20,1	20,40
17,0	24	21,0	22,1	21,55

Данные таблиц и графиков (приведены только для одной серии торкрета) показали, что в общем случае зависимость $\Delta l = f(\sigma_p)$ криволинейна, причем кривизна графиков того же направления (знака), что и в испытаниях торкрета при непрерывном статическом нагружении. Следовательно, даже в тех условиях, когда опыт допускает завершение значительной части пластических деформаций, зависимость между упругими деформациями и напряжениями остается криволинейной: можно предположить, что это происходит не по причине наложения пластических деформаций

на упругие, а вследствие возрастания интенсивности упругих деформаций по мере увеличения напряжений. Таким образом, гипотеза И. И. Улицкого, высказанная им для этого случая, видимо, ошибочна.

Вторая группа опытов по определению ползучести начата с образцов, приготовленных из сухой смеси 1:4 при добавке в воду затворения 0,2% соапстоchnого мыла от веса цемента в торкрете. Опыт начали при 38-дневном возрасте образцов и продолжали 144 часа, при этом параллельно на образцах-близнецах замеряли усадки. Нагрузка возрастала ступенчато от $6,4 \text{ кг/см}^2$ до $23,2$. Суммарные деформации растянутых образцов получались как разность в показаниях тензометров, фиксирующих ползучесть + усадку и отдельно усадку.

В результате установлено, что за 144 часа образец на базе замеров в 110 мм удлинился вследствие ползучести на 7μ , что соответствует относительной деформации ползучести, равной 0,000063. Это указывает на то, что деформации ползучести для данного торкрета превышают деформации усадки. Опытами с образцами, приготовленными из сухих смесей 1:4 с 0,25- и 0,5-процентной добавкой битума в воду затворения, выявлено, что при всех значениях действующих напряжений, вплоть до предела прочности, первый из этих составов при испытании на протяжении 326 час. показал превышение ползучести над усадочными деформациями, второй при испытаниях на протяжении 792 час. — ползучесть в относительных единицах, равную 0,000213, т. е. и в данном случае при столь длительных опытах она перекрывала усадочные деформации. Таким образом, добавки соапстоchnого мыла и битума в очень значительной степени повышают ползучесть торкрета под нагрузкой. Зависимость показателей ползучести от величины действующих напряжений $\Delta l_n = f(t, \sigma_p)$ графически изображается на рис. 5.

Из рис. 5 видно, что по мере возрастания напряжений меняется направление конечного участка графика деформаций (ползучести). Так, при $\sigma_p = 6,4 \text{ кг/см}^2$ начиная с седьмого часа наблюдений приращение ползучести непрерывно сокращается, при $\sigma_p = 16 \text{ кг/см}^2$ ползучесть уже постепенно возрастает, имея своим пределом, видимо, предельную растяжимость.

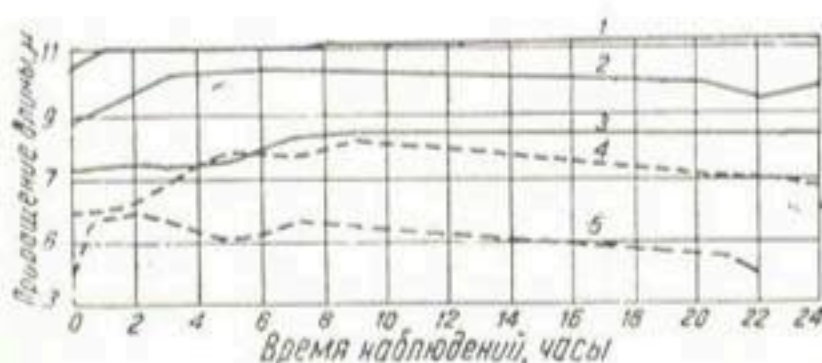


Рис. 5. График зависимости ползучести торкрета от времени и нагрузки $\Delta l_n = f(t, \sigma_p)$. Торкрет из смеси 1:4 при 0,5 битума.

1 — $\sigma_p = 16 \text{ кг/см}^2$; 2 — $\sigma_p = 13,6$; 3 — $\sigma_p = 12,4$;
4 — $\sigma_p = 10,3$; 5 — $\sigma_p = 6,4$.

Водопроницаемость торкрета достаточно полно изучена Н. А. Агрызовым и А. П. Шипиловым на материалах Ортококойского гидроузла. Судя по их выводам, при отсутствии нарушения сплошности облицовки, влажном хранении, изготовлении торкрета на песках, удовлетворяющих требованиям ГОСТа 4795-49, опасаться фильтрации воды

из канала, облицованного торкретом, не приходится, тем более что давление воды в канале редко выше 1 атм, а испытания проводились при 5 атм. Но необходимо было выяснить, как повлияет на водонепроницаемость торкрета введение добавок поверхностно-активных веществ. Испытания водонепроницаемости проводили на образцах-дисках диаметром 200 мм, высотой 50 мм (по три образца на точку в возрасте 28 дней). Давление повышалось на 1 атм через 4 часа. Образцы нарезали из плит торкрета толщиной 50 мм, при помощи штампа и плунжера. Ниже даются результаты испытаний.

Количество добавки, %	Состав сухой смеси	Давление, выдержанное образцами, атм
Без добавки	1:4	6
	1:2	6
ССБ		
0,3	1:3	6
0,3	1:4	6
1,0		6
СНВ		
0,03	•	6
0,06	•	6
Мыло		
0,1	•	1*
0,2	•	6

* При повышении давления лопнули образцы.

Введение добавок поверхностно-активных веществ не снижает водонепроницаемости торкрета, даже образцы с добавкой 1% ССБ от веса цемента выдерживают давление 6 атм. Если добавки ССБ повышают прочность торкрета на сжатие или сохраняют ее на уровне прочности на сжатие его без добавок, снизить водонепроницаемость они, видимо, также не могут.

ВЫВОДЫ

1. Добавки поверхностно-активных веществ по-разному влияют на смачивающую способность воды и прочность торкрета: ССБ и СНВ увеличивают их, причем СНВ — незначительно, хлопковое мыло значительно уменьшает смачивающую способность воды и, вероятно, поэтому снижает прочность торкрета при введении в него с водой затворения.

2. Оптимальной добавкой ССБ в торкрет с водой затворения при условии набрызгивания является 0,5% от веса цемента. Оптимума добавки СНВ не наблюдается. При введении в торкрет хлопкового мыла с водой затворения содержание воды в уложенном торкрете по мере увеличения количества вводимой добавки увеличивается, оптимальное содержание цемента в торкрете наблюдается при введении 0,3% хлопкового мыла от веса цемента, «отскок» уменьшается при увеличении количества вводимой добавки.

3. При введении 0,3% ССБ от веса цемента в торкрет состава сухой смеси 1:4 повышается прочность его при сжатии на 16%, при изгибе на 1 и при разрыве на 20 (по сравнению с соответствующими прочностями торкрета без добавки).

4. Добавки ССБ в количестве 0,5 и 1%, СНВ 0,06 и 0,12%, хлопкового мыла 0,1, 0,2 и 0,6% от веса цемента, битума в виде эмульсии

0,25 и 0,5% от веса торкрета (из сухой смеси 1:4) снижают прочность при сжатии, изгибе и разрыве по сравнению с соответствующими прочностями его без добавок.

5. Все добавки поверхностно-активных веществ повышают усадку торкрета. Наименьшее повышение ее дает торкрет с ССБ, а наибольшее — с битумной эмульсией.

6. Поверхностно-активные добавки в торкрет (к 28-дневному возрасту) значительно повышают его деформируемость при растяжении.

7. Добавки поверхностно-активных веществ в широких пределах понижают значения модулей мгновенной упругости торкрета, т. е. повышают его пластические свойства.

8. Поверхностно-активные вещества и битумные эмульсии понижают силу сцепления арматуры с торкретом (за исключением ССБ), однако она остается на более высоком уровне, чем у обычных бетонов.

9. Опыты показали, что цементный торкрет без добавок (в возрасте более месяца) на всех ступенях напряженного состояния при растяжении обладает усадкой, преобладающей по абсолютным значениям над ползучестью, поэтому получить показатели ползучести прямыми замерами невозможно.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шипилов А. П., Канавин Н. А. Облицовки канала М-2 в совхозе «Фархад». Материалы по производительным силам Узбекистана, вып. 15, Ташкент, АН УзССР, 1960.
2. Дружинин С. И., Глужке П. И. Торкрет и его свойства, М., Гостройиздат, 1934.
3. Бутт Ю. М., Беркович Т. М. Вяжущие вещества с поверхностно-активными добавками, М., 1953.
4. Стольников В. В. Воздухововлекающие добавки в гидротехническом бетоне, М.—Л., 1953.
5. Улицкий И. И. Ползучесть бетонов, Киев — Львов, 1948.
6. Агрызов Н. А. Торкретные работы на строительстве гидроэлектростанций, М., Госэнергоиздат, 1953.

Г. Л. УРМАНОВА

**ОБ УДАРНОМ УПЛОТНЕНИИ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ В ЦЕЛЯХ
СНИЖЕНИЯ ИХ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ (ПО ДАННЫМ
ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ОБРАЗЦОВ
НЕНАРУШЕННОГО СЛОЖЕНИЯ)**

В 1959—1961 гг. грунтовой лабораторией ИВПиГ АН УзССР (под руководством Е. Д. Рождественского) прорабатывалась тема о целесообразности использования метода ударного уплотнения лессовых грунтов ложа каналов для снижения потерь из них на фильтрацию. В условиях Узбекистана этот метод пока не применяется.

В технической литературе имеется богатый материал по уплотнению насыпных грунтов; в данном направлении изучен широкий круг вопросов.

Наличие своеобразных структурных особенностей у лессовых грунтов природного залегания (в которых в большинстве своем проходят ирригационные каналы Узбекистана) не позволяет использовать этот материал целиком.

Наиболее систематические исследования ударного уплотнения связных грунтов в ненарушенном сложении (с целью снижения их водопроницаемости) проведены Г. М. Ломизе, С. Г. Хлебниковым и Г. В. Абелишвили [1, 2]; ими изучены структурные каштановые, карбонатные и гумусированные грунты Закавказья и Курской обл. и установлен ряд зависимостей. Подобные работы в отношении таких своеобразных грунтовых разностей, как лессовые, нам неизвестны.

В связи с этим при проработке указанной выше темы в лаборатории исследовано влияние условий ударного уплотнения на эффективность его на примере нескольких разностей лессовых грунтов, взятых в естественном сложении. В данной статье приводятся результаты опытов с двумя лессовыми грунтами района Чимкурганского водохранилища, близкими по гранулометрическому и вещественному составам и различающимися исходной плотностью (грунт 1: объемный вес скелета грунта $\delta_{ск} = 1,30 \text{ г/см}^3$; грунт 2: $\delta_{ск} = 1,38 \text{ г/см}^3$).

Опыты заключались в следующем. Образцы грунтов уплотняли при трех значениях влажности (предварительно полученных искусственным увлажнением или подсушиванием монолитов) до разных величин объемного веса, затем определяли их коэффициенты фильтрации (k).

Уплотнение производили на копрах Клебе (грунт 1) и настольном (грунт 2) при соответствующих величинах удельного импульса удара [1] $I_1 = 24 \text{ г} \cdot \text{сек/см}^2$, и $I_2 = 16 \text{ г} \cdot \text{сек/см}^2$, определение k — в фильтрационных приборах ПВ.

До рассмотрения результатов проведенных экспериментов остановимся вкратце на современных взглядах на природу прочности и

водопроницаемости лессовых грунтов ненарушенной структуры и влиянии отдельных факторов на изменение этих свойств в условиях ударного воздействия и увлажнения. Воспользуемся представлением Н. Я. Денисова о природе прочности глинистых грунтов и особых видах деформаций в них [3, 4].

По Денисову, прочность лессового грунта обусловлена сцеплением между грунтовыми частицами и их агрегатами, причем величина сцепления внутри агрегатов больше, чем между ними. Поэтому деформации, происходящие под влиянием внешних воздействий, — следствие перемещения не отдельных частиц, а их агрегатов (отдельных структурных элементов грунта).

Таким образом, ударное воздействие ведет в первую очередь к нарушению природной структуры лессового грунта (разрушение сцепления между отдельными структурными элементами, смещение их относительно друг друга), а затем уж к его уплотнению (более плотная упаковка грунтовых агрегатов по мере уменьшения их размеров); практически и то, и другое осуществляется за время приложения ударной нагрузки.

Влажность грунта при уплотнении — очень существенный фактор: воздействие воды на элементы грунтового комплекса представляется крайне разнообразным. Во-первых, она может ослабить сцепление упрочнения (основную составляющую сцепления в лессовых грунтах, по Денисову), оказывая размягчающее и растворяющее действие; во-вторых, образуя водно-коллоидные пленки вокруг отдельных структурных элементов, она делает их более подвижными (смазывающее действие водно-коллоидных пленок), т. е. способными к более плотной упаковке; вместе с тем при достижении некоторого предела влажности на первый план должно выступить расклинивающее свойство водно-коллоидных пленок [5, 6], тормозящее дальнейшее сближение структурных элементов (т. е. уплотнение грунта), но не лишаящее их подвижности.

Известно, что относительно высокая водопроницаемость лессовых грунтов ненарушенного сложения обусловлена не столько их высокой общей пористостью, сколько особым характером ее [7]: наличием наряду с микропорами, свойственными грунтам данного гранулометрического состава, значительного количества макропор, образующих сосредоточенные пути фильтрации.

Из сказанного ясно, что ударное воздействие и увлажнение при этом, во всех их проявлениях, ведут как к снижению общей пористости грунта (повышение плотности), так и к изменению его структуры, которое связано с уменьшением диаметра пор (так называемой «активной пористости»). Совокупность этих изменений обуславливает эффект в снижении водопроницаемости грунта.

РЕЗУЛЬТАТЫ ОПЫТОВ

Уплотняемость грунтов. На рис. 1 графически показана зависимость объемного веса скелета грунта ($\delta_{ск}$) от влажности уплотнения (W) и уплотняющей работы (A). При разных режимах уплотнения грунтов в исследованном диапазоне влажности выявились три закономерности.

Первая закономерность (грунт 1 при $A = 6,0 \div 15,0$ кгм и грунт 2 при $A = 15,8 \div 19,0$ кгм): при одной и той же величине уплотняющей работы грунт с повышением начальной влажности до определенного предела уплотняется сильнее; увеличение влажности выше

этого предела сопровождается снижением объемного веса грунта. Такая зависимость, по данным многих авторов [8, 9 и др.], свойственна грунтам с нарушенной структурой; в этом случае влажность, при которой, не затрачивая дополнительной работы, удастся получить наи-

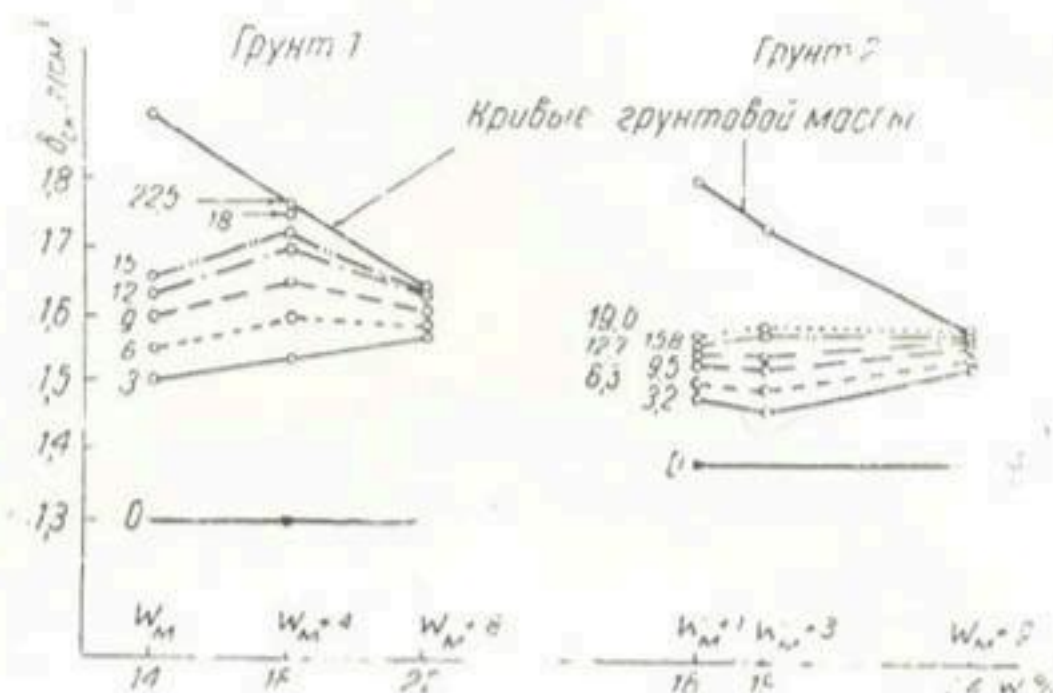


Рис. 1. Зависимость уплотняемости грунтов от их влажности при уплотнении и затраты работы. W_M — максимальная молекулярная влагоемкость; цифры при точках обозначают величину уплотняющей работы, кг·м; кривые грунтовой массы построены с учетом 3% заземленного воздуха.

большую плотность грунта, т. е. наиболее эффективно использовать работу, называется оптимальной ($W_{опт}$). Существование ($W_{опт}$) объясняется образованием и особыми свойствами подно-коллоидных пленок, которыми в основном определяется поведение грунта нарушенной структуры с повышением его влажности. Выявившаяся аналогия позволяет заключить, что ударное воздействие при отмеченных выше режимах в значительной степени разрушает природную структуру грунта и приближает его к состоянию с нарушенным сложением.

В описанных условиях опытов $W = 18\%$ с известным приближением (учитывая, что интервалы между исследованными влажностными состояниями довольно велики) можно считать оптимальной.

Вторая закономерность (грунт 2 при $A = 3,2 \div 9,5$ кг·м): при малых величинах уплотняющей работы объемный вес грунта с повышением влажности в некотором интервале падает; такое явление А. Ф. Лебедев [8] отмечал при уплотнении глины нарушенного сложения и объяснял его особой (макропористой) структурой, которую глина приобретала в процессе уплотнения при невысоких влажностях. Исследовавшиеся лессовые образцы в исходном состоянии имеют макропористое строение с большим количеством макропор и пустот между структурными элементами. По-видимому, в условиях невысокой влажности при относительно слабом ударном воздействии на грунт (низкие величины уплотняющей работы или удельного импульса удара) произойдет лишь разрушение сцепления между отдельными структурными элементами грунта, смещение относительно друг друга, а не более плотная упаковка их (вследствие повышенного трения); и только существенное увлажнение, усиливающее дезагрегацию грунта

и развитие водно-коллоидных пленок (снижающих трение между структурными элементами), увеличивает в этих условиях уплотняемость грунта. Таким образом, наличие нисходящей ветви на рассматриваемых графиках говорит о еще существенной роли структурных особенностей грунта на данном этапе уплотнения.

При рассмотренных режимах уплотнения оптимальной следует считать $W = 24\%$.

Третья закономерность (грунт 1 при $A = 3,0$ ксм и грунт 2 при $A = 12,7$ ксм): уплотняемость грунта растет с повышением исходной влажности. Графики, соответствующие этой закономерности, занимают промежуточное положение между двумя рассмотренными выше и, по-видимому, отражают поведение грунта при переходе из состояния, где структурные особенности его играют существенную роль, в состояние, когда природная структура в основном разрушена.

Таким образом, уплотняемость исследованных образцов ненарушенного сложения при разной их влажности определяется степенью нарушения первоначальной их структуры в процессе уплотнения. Нарушение же, по данным опытов, существенно зависит от интенсивности ударного воздействия, характеризуемого величиной удельного импульса удара. Так, в опытах с грунтом 1 (I_1 в 1,5 раза более I_2) уплотняющей работой $6,0 \div 12,0$ ксм удавалось существенно изменить его естественное сложение (на рис. 1 для грунта 1 преобладает зависимость $\delta_{ск} = f(W)$ первая); в опытах же с грунтом 2 тем же количеством уплотняющей работы подобного разрушения структуры достигнуть не удалось (на рис. 1 для грунта 2 — зависимости $\delta_{ск} = f(W)$ вторая и третья). При этом следует подчеркнуть, что графики уплотнения грунта 2 (при равных значениях влажности и работы) лежат значительно ниже графиков для грунта 1.

Влияние величины уплотняющей работы на уплотняемость грунтов однозначно при всех исследованных влажностях и импульсах удара: чем больше затрачивается работы, тем больше уплотнение, однако пропорциональность между приращениями A и $\delta_{ск}$, аналогично грунтам в нарушенной структуре [10], отсутствует. Увеличением затраты работы (при неизменных I и W) не всегда удается достигнуть максимально возможной плотности (состояния грунтовой массы).

Эффективность затраченной работы наиболее высока в начале уплотнения: для повышения $\delta_{ск}$ на $0,01$ г/см³ на первой ступени, по данным приведенных опытов, нужна работа, значительно меньшая (до 35 раз), чем на последующих.

Изменение водопроницаемости грунтов и величины $\delta_{ск}$, достигнутые при различных режимах уплотнения, представлены в таблице и на рис. 2.

При всех исследованных режимах отмечено снижение исходных значений коэффициента фильтрации k , которое в условиях опытов составляло 1,2—732 раза. Выявилась зависимость полученной водопроницаемости грунта от его влажности при уплотнении, величины импульса удара и количества уплотняющей работы.

Влияние влажности уплотнения на изменение k и $\delta_{ск}$ не однозначно.

При одной и той же уплотняющей работе (не считая некоторых несущественных отклонений в пределах точности опыта) увлажнение, как правило, вызывало значительное снижение коэффициента фильтрации во всем исследованном диапазоне влажностей: в интервалах, где значения $\delta_{ск}$ растут и где этот рост отсутствует. Несогласное изменение k и $\delta_{ск}$ указывает на то, что снижение водопроницаемости

Таблица

Количество ударов	Работа, кгм	$\delta_{ск}$, г/см ³	Водопроницаемость		Количество ударов	Работа, кгм	$\delta_{ск}$, г/см ³	Водопроницаемость	
			k, см/сек	относительное снижение				k, см/сек	относительное снижение
Грунт 1					Грунт 2				
0	0	1,30	$8,5 \cdot 10^{-5}$	1	0	0	1,38	$5,5 \cdot 10^{-5}$	1
W = 14%					W = 16%				
2	3,0	1,50	$3,6 \cdot 10^{-5}$	2,4	10	3,2	1,48	$3,7 \cdot 10^{-5}$	1,5
6	9,0	1,60	$3,5 \cdot 10^{-5}$	2,4	20	6,3	1,50	$1,6 \cdot 10^{-5}$	3,4
8	12,0	1,63	$1,1 \cdot 10^{-5}$	7,5	30	9,5	1,53	$1,5 \cdot 10^{-5}$	3,6
10	15,0	1,66	$5,5 \cdot 10^{-6}$	15,4	40	12,7	1,54	$1,3 \cdot 10^{-5}$	4,1
W = 18%					50	15,8	1,56	$1,6 \cdot 10^{-5}$	3,4
2	3,0	1,53	$3,5 \cdot 10^{-5}$	2,4	60	19,0	1,60	$1,3 \cdot 10^{-5}$	4,2
4	6,0	1,60	$4,6 \cdot 10^{-6}$	18,4	W = 18%				
6	9,0	1,65	$2,7 \cdot 10^{-6}$	32,0	10	3,2	1,46	$4,7 \cdot 10^{-5}$	1,2
8	12,0	1,70	$1,5 \cdot 10^{-6}$	56,7	20	6,3	1,53	$1,4 \cdot 10^{-5}$	3,9
10	15,0	1,72	$1,3 \cdot 10^{-6}$	66,9	30	9,5	1,52	$1,2 \cdot 10^{-5}$	4,7
12	18,0	1,75	$1,2 \cdot 10^{-6}$	73,3	50	15,8	1,58	$1,2 \cdot 10^{-5}$	4,4
15	22,5	1,76	$5,8 \cdot 10^{-7}$	147,0	60	19,0	1,59	$6,3 \cdot 10^{-6}$	8,7
W = 22%					W = 24%				
2	3,0	1,57	$5,4 \cdot 10^{-6}$	15,8	10	3,2	1,52	$3,6 \cdot 10^{-5}$	1,5
6	9,0	1,61	$1,3 \cdot 10^{-6}$	66,9	20	6,3	1,53	$1,0 \cdot 10^{-5}$	5,3
8	12,0	1,63	$3,2 \cdot 10^{-7}$	262,0	30	9,5	1,55	$9,5 \cdot 10^{-6}$	5,8
10	15,0	1,63	$1,2 \cdot 10^{-7}$	732,0	40	12,7	1,56	$6,9 \cdot 10^{-6}$	8,0
					50	15,8	1,57	$2,7 \cdot 10^{-6}$	20,2
					60	19,0	1,58	$2,2 \cdot 10^{-6}$	25,0

Примечание. Результаты опытов — средние из двух-трех параллельных.

грунта обуславливается не только повышением плотности: большую роль в данном случае играет нарушение его природной структуры (связанное с разрушением сцепления между структурными элементами и формированием водно-коллоидных пленок), которое, как указывалось выше, наиболее полно может проявиться при относительно высоких значениях влажности (в наших опытах при $W = 22 - 24\%$). Так, уплотнением грунта 1 до одной и той же плотности ($\delta_{ск} = 1,63 - 1,65$ г/см³) при разных исходных влажностях удавалось снизить k соответственно в 10 ($W = 14\%$), 32 ($W = 18\%$) и 732 ($W = 22\%$) раза.

Указанная закономерность неоднократно отмечалась в опытах с лессовыми грунтами нарушенного сложения [11, 12 и др.]. При уплотнении грунтов ненарушенной структуры она выявилась еще резче (роль первоначальной структуры грунта).

Таким образом, если говорить об „оптимальной влажности“ с точки зрения снижения водопроницаемости (а не повышения плотности) грунта, то оптимальной следует считать $W=22-24\%$, так как именно при этих влажностях, в диапазоне исследованных, было получено максимальное снижение значения k и наиболее эффективно использована затраченная работа.

В снижении водопроницаемости очень четко проявилась роль интенсивности ударного воздействия: при уплотнении грунта копром с большим удельным импульсом удара k снижался в сотни раз (грунт 1), а копром с меньшим импульсом — лишь в десятки (грунт 2). Затраченная работа в сравниваемых опытах одинакова, а влажностный режим грунта 2 даже благоприятнее.

Увеличение уплотняющей работы (при $W = \text{const}$) в диапазоне исследованных влажностей сопровождалось снижением k , существенным для грунта 1 и значительно меньшим для грунта 2; пропорциональности в изменениях A и k не отмечено. Затрата небольших количеств работы в сочетании с относительно низкой влажностью или невысоким импульсом удара существенного эффекта в снижении водопроницаемости не дает ($A = 3,0$ кгм при $W = 14-18\%$ — для грунта 1; $A = 3,2$ кгм при $W = 16-24\%$ — для грунта 2).

Заканчивая рассмотрение результатов опытов, отмечаем, что приводившиеся выше закономерности в основном подтверждены при изучении грунтов опытного участка Голодной степи (совхоз 6), хотя большая неоднородность их часто вносила существенные искажения в полученные результаты. Вместе с тем считаем уместным для придания большей общности указанным зависимостям привести данные опытов по снижению водопроницаемости одной голодностепской разности грунта (пылеватая супесь), уплотнявшейся в более широком диапазоне влажностей: 5, 17 и 22%.

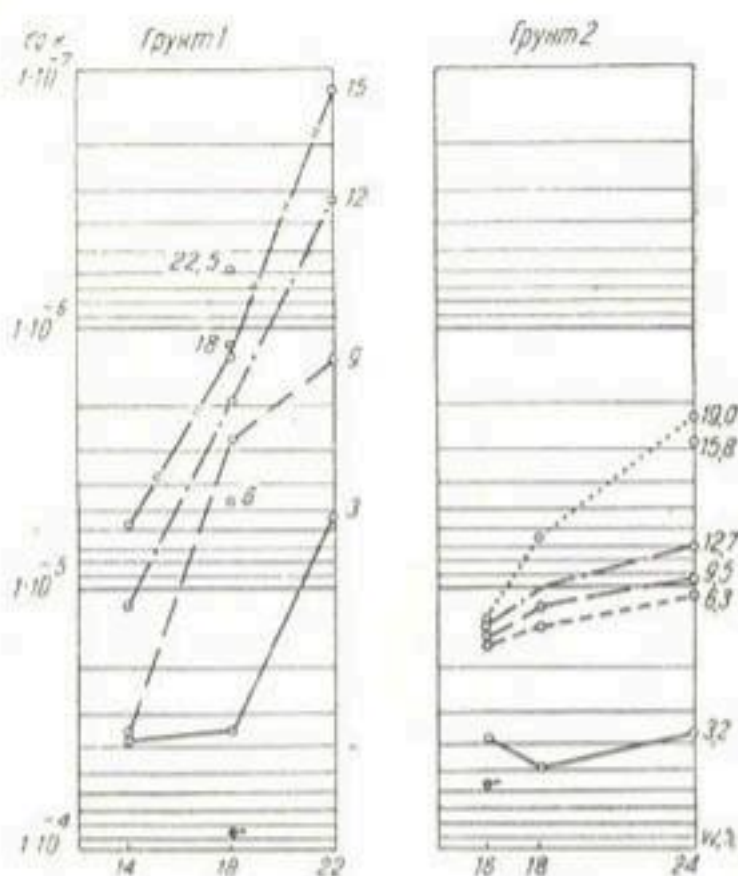


Рис. 2. Зависимость водопроницаемости грунтов от их влажности при уплотнении и затраты работы. Точки со стрелкой обозначают k неуплотненных образцов, цифры при точках — величину уплотняющей работы, кгм.

Количество ударов	W, %	$\bar{b}_{сж}$, з/см ²	k, см/сек	Относительное снижение k
0		1,42	$5,6 \cdot 10^{-5}$	1
10	5	1,54	$8,4 \cdot 10^{-5}$	0,7
40		1,53	$4,5 \cdot 10^{-5}$	1,3
10	17	1,56	$1,0 \cdot 10^{-5}$	5,5
20		1,59	$4,4 \cdot 10^{-6}$	12,7
40		1,61	$6,5 \cdot 10^{-6}$	8,6
10	22	1,50	$9,0 \cdot 10^{-6}$	6,2
20		1,54	$2,1 \cdot 10^{-6}$	26,9
40		1,59	$5,8 \cdot 10^{-7}$	96,8

Приведенные данные еще ярче, чем было показано на чимкурганских разностях, подчеркивают нецелесообразность уплотнения лессовых грунтов при низкой влажности как в целях повышения их плотности, так главным образом и в целях снижения водопроницаемости: в определенных условиях ударное воздействие на такие грунты может вызвать даже повышение первоначального коэффициента фильтрации, как это видно из приведенного примера (при $W=5\%$).

Изучение в лабораторных условиях уплотняемости и возможности понижения водопроницаемости лессовых грунтов ненарушенного сложения с помощью ударного воздействия позволяет сделать следующие выводы.

1. Уплотняемость лессового грунта в значительной степени определяется влажностью его при уплотнении. Зависимость плотности от исходной влажности обусловлена степенью нарушения природной структуры грунта. Значение оптимальной влажности при этом тем меньше, чем больше нарушена структура: в условиях опыта $W_{\text{опт}}$ соответственно менялась от $W_m + 4 \div 3$ до $W_m + 8 \div 9\%$.

В разрушении первоначальной структуры, а следовательно, и в уплотняемости грунта исключительно велика роль импульса удара, характеризующего интенсивность ударного воздействия. Увеличение количества работы имеет существенное значение на первых ступенях уплотнения.

2. При ударном уплотнении грунта различной влажности прямая связь между плотностью и водопроницаемостью устанавливается не всегда (чаще отсутствует).

Следует считать, что влажность является решающим фактором в процессе и уплотнения, и нарушения структуры грунта, а в результате — в изменении его водопроницаемости. Наибольшее снижение водопроницаемости достигается при влажности выше $W_{\text{опт}}$ уплотнения. В условиях опытов оптимальная влажность уплотнения в большинстве случаев составляла $W_m + 3 \div 4\%$, наибольшее же снижение коэффициента фильтрации в этих опытах достигнуто при $W_m + 8 \div 9\%$.

3. Для более существенного снижения водопроницаемости уплотнение следует вести при сравнительно высоких влажностях (доступных с точки зрения производства работ), так как в этих условиях возможно наибольшее нарушение структуры грунта; при низких влажностях ударное уплотнение неэффективно (для исследованных грунтов — 5—10%).

4. В разрушении структуры грунта, а значит и снижении водопроницаемости, очень существенное значение имеет величина импульса воздействующего удара. Увеличение ее позволяет дополнительно в десятки раз снизить водопроницаемость. Это следует учитывать при переходе от лабораторных исследований к натуре, где уплотнению подвергается некоторая толща грунта.

ЛИТЕРАТУРА

1. Хлебников С. Г., Абелишвили Г. В., Ке-вашишвили Ц. М. „Гидротехника и мелиорация“, 1955, № 6.
2. Абелишвили Г. В. Некоторые вопросы уплотнения связных структурных грунтов в целях создания противофильтрационных экранов. Труды ГрузНИИГиМ, вып. 4 (17), 1-56.
3. Денисов Н. Я. ДАН СССР, новая серия, 1948, т. 59, № 2.
4. Денисов Н. Я. О природе деформаций глинистых пород, М., 1951.
5. Дерягин Б. В. Изв. ОИГ АН СССР*, 1937, № 8.
6. Дерягин Б. В. „Природа“, 1943, № 2.
7. Рождественский Е. Д. Физико-технические свойства лессовых грунтов Узбекистана, Ташкент, АН УзССР, 1960.
8. Лебедев А. Ф. Уплотнение грунтов при различной их влажности, М., Стройвоенмориздат, 1949.
9. Рождественский Е. Д., Шульгина В. П. „Гидротехника и мелиорация“, 1952, № 1.
10. Рождественский Е. Д. Глинистые грунты как материал для землебитных зданий, Ташкент, Госиздат УзССР, 1959.
11. Кривовяз С. М. „Гидротехника и мелиорация“, 1953, № 3.
12. Мигин С. И., Жукова В. М. „Гидротехническое строительство“, 1954, № 6.

Э. М. ОСТРОВСКИЙ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ УПЛОТНЕННЫХ ГРУНТОВЫХ ЭКРАНОВ НА ОРОСИТЕЛЬНЫХ КАНАЛАХ

Одной из важнейших задач в области орошения является борьба с потерями воды из оросительных каналов.

Существующие методы борьбы с фильтрационными потерями воды из каналов описаны в работе В. В. Пославского [1]. Одним из противофильтрационных методов является ударное уплотнение связных грунтов естественного залегания в руслах каналов. В результате уплотнения грунтов в руслах создаются экраны, снижающие фильтрацию воды из каналов.

Теоретическое решение задачи по уменьшению потерь воды на фильтрацию при устройстве уплотненных экранов на каналах возможно только в случае, если коэффициент фильтрации грунтов в экранированном слое одинаков по всей его толще [2]. Для случая, когда коэффициент фильтрации грунтов в экране различен по его толще, как это имеет место при устройстве экранов методом ударного уплотнения, теоретическое решение задачи еще не найдено. Поэтому единственный путь — экспериментальные измерения потерь воды из экранированных и неэкранированных участков канала. Таким путем вынуждены были идти С. Г. Хлебников, Г. Т. Дадаев, И. В. Кононов и др.

В 1957—1959 гг. отдел механизации Института водных проблем и гидротехники АН УзССР совместно с Главголотностепростроем впервые в производственных условиях Голодной степи выполнил опытные работы по ударному уплотнению грунтов в руслах каналов [3, 4]. По результатам этих работ У. Ю. Пулатов разработал технологию уплотнения дна и откосов оросительных каналов.

В 1959—1960 гг. на канале М-2 и в зоне ЮГК мы установили противофильтрационную эффективность и долговечность экранов из уплотненных грунтов.

Машинный канал М-2 (протяженность более¹ 24 км, нормальный расход в голове 6 м³/сек) делится на два участка¹. Объемный вес скелета грунтов на втором участке канала изменяется от 1,3 до 1,6 г/см³, пористость — от 54 до 40%, максимальная молекулярная влагоемкость грунтов — от 14,5 до 21,5%. Оптимальная влажность (определена методом стандартного уплотнения) 19%.

¹ Первый участок канала проходит в галечниковых грунтах и забетонирован, второй — в суглинистых грунтах со значительным (до 65%) содержанием пылеватых фракций. Солевой состав грунтов представлен небольшим количеством легко-растворимых солей, труднорастворимым гипсом и значительным количеством практически нерастворимых солей, вследствие чего грунты имеют пониженную пластичность.

Здесь ширина канала по дну 1,5 м, строительная глубина 2—2,4, высота дамб 0,6—1,2 м и крутизна откосов 1,25.

Строительство канала завершено в 1957 г. В 1958 г. на протяжении более 3 км канал уплотнили. В апреле начата замочка, а в мае 1959 г. он введен в эксплуатацию.

Уплотнение канала произведено экскаватором ОМ-202, оборудованным стрелой драглайна и вальцовой трамбовкой (вес 3,2 т). По одному месту произведено 3 удара трамбовкой, свободно падающей с высоты 2,5 м.

Среднее значение влажности грунтов в верхнем метровом слое во время уплотнения канала равно 16,3%, причем до глубины 0,6 м влажность грунтов в среднем составляла 12%, ниже достигала 18%. Глубина залегания грунтовых вод от поверхности земли 10—11 м. Грунты уплотняли без предварительной замочки.

В результате по периметру канала создан экран толщиной 1—1,2 м. Степень уплотнения грунтов (отношение объемного веса скелета грунта после уплотнения к объемному весу скелета до уплотнения) по всей толщине экрана составила 1,14—1,06 [3].

Изменение водопроницаемости грунтов в полевых условиях до и после уплотнения канала определено прибором ПВН конструкции Д. М. Знаменского. Измерения показали, что коэффициент фильтрации уменьшился в 3,3—3,5 раза.

Эффективность уплотненного экрана характеризуется величиной снижения потерь воды. Мы определили ее по формуле С. Ф. Аверьянова [5]

$$Q_{\text{эк}} = \beta Q_0, \quad (1)$$

где $Q_{\text{эк}}$ — потери воды на фильтрацию из экранированного канала, л/час;

Q_0 — потери воды на фильтрацию из неэкранированного канала, л/час;

β — коэффициент уменьшения потерь за счет экранирования канала.

$$\beta = \frac{1}{1 + A \frac{\delta}{B} \left(\frac{K_0}{K_s} - 1 \right)}, \quad (2)$$

где δ — толщина уплотненного экрана ($\delta = 1,1$ м);

B — ширина канала по урезу воды ($B = 6$ м);

K_0 — коэффициент фильтрации неуплотненного грунта ($K_0 = 0,24$ м/сутки);

K_s — коэффициент фильтрации грунта в уплотненном экране ($K_s = \frac{K_0}{3,4}$ м/сутки);

A — коэффициент, зависящий от ширины канала по урезу воды, крутизны откосов и глубины воды в канале (в нашем случае согласно [5] $A = 2,5$).

По формуле (2) получаем $\beta = \frac{1}{2,13}$, т. е. потери воды из экранированного участка канала М-2 уменьшились в 2,13 раза. Определенный таким образом эффект от экранирования канала сравнительно низкий. Причина — недостаточная влажность грунтов во время уплотнения.

Известно, что оптимальная влажность грунтов с точки зрения снижения коэффициента фильтрации несколько выше оптимальной влажности с точки зрения получения максимальной плотности.

По данным Г. Л. Урмановой, оптимальная влажность грунтов при уплотнении должна быть выше максимальной молекулярной влагоемкости грунтов на 3—5%. Поэтому влажность грунтов на канале М-2 должна была составлять 20—24%. Однако она не превышала 12—18%¹.

В литературе описаны различные способы измерения потерь воды из каналов в полевых условиях. Сравнительно точным является объемный способ. Существует две методики определения потерь. Одна из них предусматривает измерение падений уровней воды в отсеках канала, другая — измерение количества воды, поданной в отсеки для поддержания постоянного уровня.

На канале М-2 в октябре 1960 г. после его двухсезонной эксплуатации выделили два одинаковых по сечению и грунтовым условиям отсека. Один из них расположен на ПК 190 экранированного участка, другой — на ПК 174 неэкранированного участка. Временные земляные перемычки отсыпали бульдозером и скрепером с послойным уплотнением грунтов. Ширина перемычек по дну 10 м.

На одном из отсеков проведены наблюдения при его заполнении. Количество поданной воды определяли водомером ВВ-80 и одновременно фиксировали подъем уровня воды в отсеке. При этом установлено, что в начальный период заполнения потери воды с единицы площади отсека в 2, 3 раза выше, чем в конце заполнения. Поэтому каждый отсек за 4—5 суток до начала измерений заполняли и периодически подкачивали в него воду, что позволило сократить продолжительность последующих опытов.

Грунтовые воды на расстоянии 9 м от оси канала после замочки отсеков залегали на глубине 7 м. Во время опытов потери воды измеряли при постоянной глубине наполнения, одинаковой для сравниваемых отсеков. Для поддержания постоянного уровня в отсеки подавали большее количество воды, чем расходовалось на фильтрацию. Потери на фильтрацию устанавливали по разности объемов воды, поданной и перелившейся из отсеков.

Измерения производили с помощью оборудования, схема которого представлена на рис. 1. На дамбе канала установили три цистерны 3 (емкостью по 5 м³). Насос 4 марки С-245 заполнял цистерны, перекачивая воду из участка канала выше перемычки 5. Для этого по каналу подали расход, необходимый для заполнения отсека и проведения опытов. В дамбе канала проложили траншею, в которой установили трубу для перелива воды из отсека. Вода поступала по трубе в бак 1, снабженный водомерной рейкой. До начала опыта трубу 2 закрывали и заполняли отсек на 5—10 см выше отметки сливной трубы, затем трубу 2 открывали. Когда заканчивался перелив избытка воды из отсека, открывали вентиль первой цистерны и фиксировали время начала опыта. После опорожнения первой цистерны подавали воду из второй цистерны и т. д. Одновременно заполняли пустую цистерну.

Результаты опытов по двум отсекам представлены на рис. 2.

Потери воды из отсеков непостоянны. Колебания фильтрационных потерь в отсеке на ПК 190 составили 2, 6 л/час, на ПК 174 — 1, 3 л/час с единицы смоченной площади. Эти колебания являются след-

¹ В 1959 г. было намечено произвести ударное уплотнение грунтов по всей длине второго участка канала М-2 (для этого изготовили три вальцовых трамбовки), предварительно замочив грунт. Однако эти работы не выполнены.

ствием неравномерности подачи и слива воды из отсеков. Расчет потерь воды произвели по формуле

$$Q_{\phi} = \frac{V_1 - V_2}{F T} = \frac{V}{F T} \text{ л/час с 1 м}^2, \quad (3)$$

где V_1 — объем воды, поданной в отсек, л;
 V_2 — объем воды, перелившейся из отсека, л;
 V — объем воды, профильтровавшейся из отсека, л;
 F — площадь смоченной поверхности отсека, м²;
 T — продолжительность измерений, час.

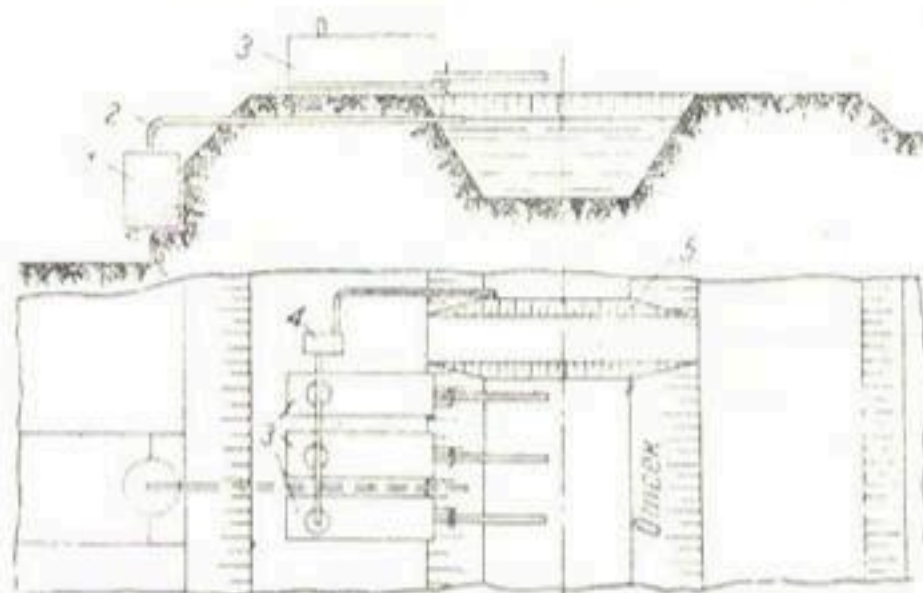


Рис. 1. Схема оборудования для определения фильтрационных потерь из отсека.

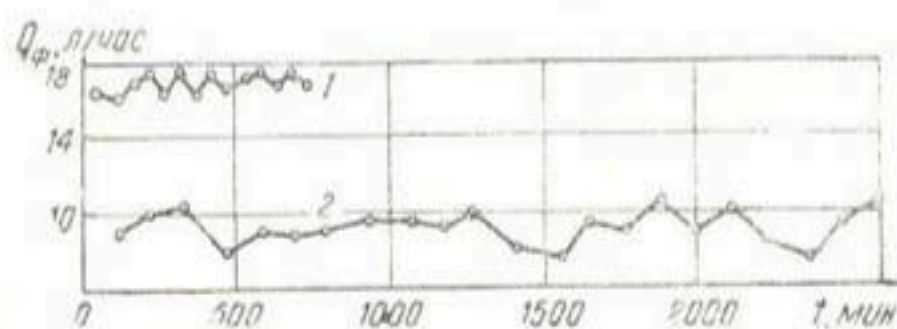


Рис. 2. Фильтрационные потери воды из сравниваемых отсеков канала М-2.

1 — из отсека на незэкранированном участке (ПК 174); 2 — из отсека на экранированном участке (ПК 190).

Ниже приводятся результаты опытов и фильтрационные потери, подсчитанные по формуле (3).

Показатель	Экранированный участок. ПК 190	Неэкранированный участок. ПК 174
Длина отсека, пог. м	45	56,6
Площадь смоченной поверхности отсека, м ²	287	358,9
Глубина заполнения в отсеке, м	1,18	1,24
Емкость отсека, м ³	195,9	284,4
Продолжительность измерений, мин.	2585	730

Объем воды, профильтровавшейся из отсека, м^3	113,4	72,4
Фильтрационные потери воды с 1 м^2 смоченной поверхности отсека, л/час	9,2	16,6
Уменьшение потерь воды	в 1,8 раза	в 1 раз

Таким образом, противофильтрационная эффективность уплотненного экрана характеризуется уменьшением потерь воды из канала в 1,8 раза (после двухсезонной его эксплуатации). По величине этот результат близок результату, полученному по формуле (2).

После окончания опытов при постоянном уровне измерены падения уровней воды в обоих отсеках (рис. 3).

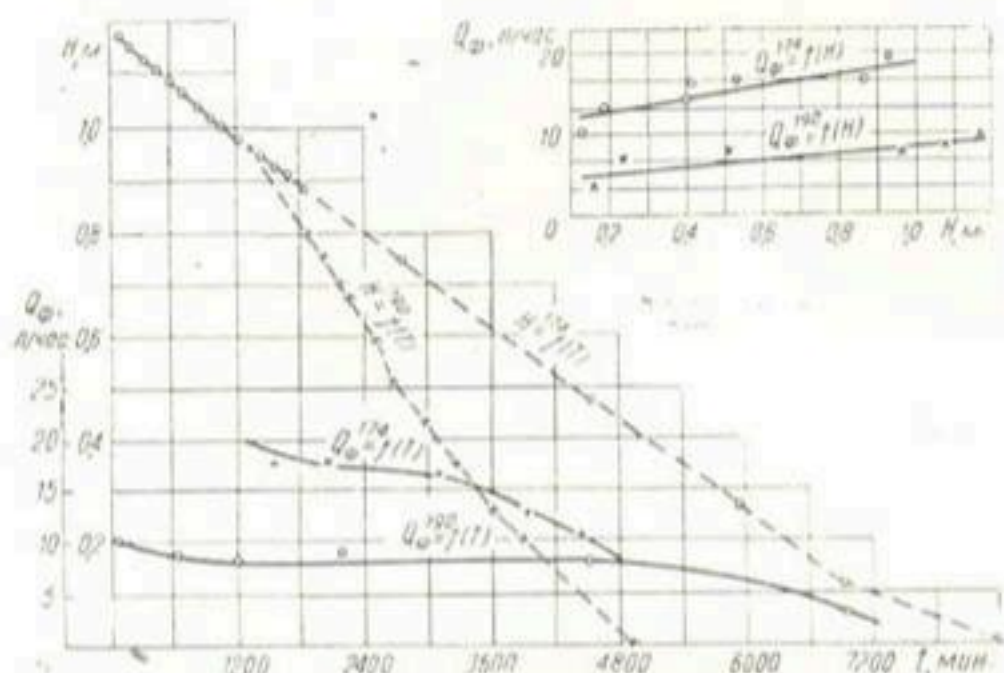


Рис. 3. Изменение фильтрационных потерь воды (л/час с 1 м^2 смоченной поверхности) в зависимости от продолжительности опорожнения и глубины наполнения в сравниваемых отсеках.

Они показали, что продолжительность полного опорожнения отсека на экранированном участке в 1,94 раза выше, чем на неэкранированном.

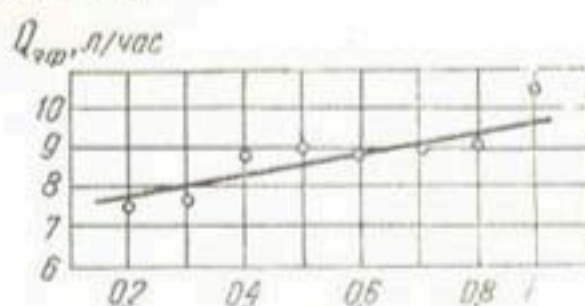


Рис. 4. Снижение фильтрационных потерь воды после создания экрана в зависимости от глубины наполнения в сравниваемых отсеках.

Q_0 — потери воды из отсека на ПК 174;
 $Q_{эк}$ — потери воды из отсека на ПК 190.

Используя данные графика рис. 3, построим зависимость величины $Q_{эф}$ от глубины наполнения в сравниваемых отсеках канала. Указанная зависимость представлена на рис. 4.

$$Q_{эф} = (Q_0 - Q_{эк}) \text{ л/час с } 1 \text{ м}^2,$$

где $Q_{эф}$ — величина снижения фильтрационных потерь за счет экранирования канала, л/час ;

С увеличением глубины наполнения возрастает $Q_{эф}$, т. е. между ними существует прямая пропорциональная зависимость.

Таким образом, в методике, предусматривающей измерение падений уровня воды в сравниваемых отсеках канала, имеется противоречие, так как величина $Q_{эф}$ определяется при переменных глубинах наполнения в отсеках и каждой глубине наполнения соответствует определенное значение $Q_{эф}$. Такая методика сравнения не может быть признана удовлетворительной еще и потому, что величина падений уровней воды, а следовательно, и потерь в разных отсеках меняется во времени.

Однако многие исследователи пользуются именно этой методикой. По-видимому, этот вопрос требует специального изучения.

На постоянно действующем канале нельзя изолировать отсеки, поэтому фильтрацию измеряют приборами на характерных участках (точках) русла. Этот метод определения фильтрации в отличие от предыдущего можно назвать точечным.

Для измерения фильтрации из действующего канала разработан и изготовлен прибор [6, 7.] состоящий из трубы 3 (внутренний диаметр 200 мм), которая снабжена краном и штуцером. К штуцеру присоединен шланг 4 с резиновой сумкой 6, заполненной водой (рис. 5). Нижний конец трубы с наружной стороны заточен на конус, на трубе имеются кронштейны 2 для установки и крепления прибора.

Принцип работы прибора: сумка 6 передает давление окружающей среды, вследствие чего напор внутри трубы 3 и в канале одинаковый. Расход, требуемый для компенсации фильтрационной утечки, поступает внутрь трубы из сумки 6.

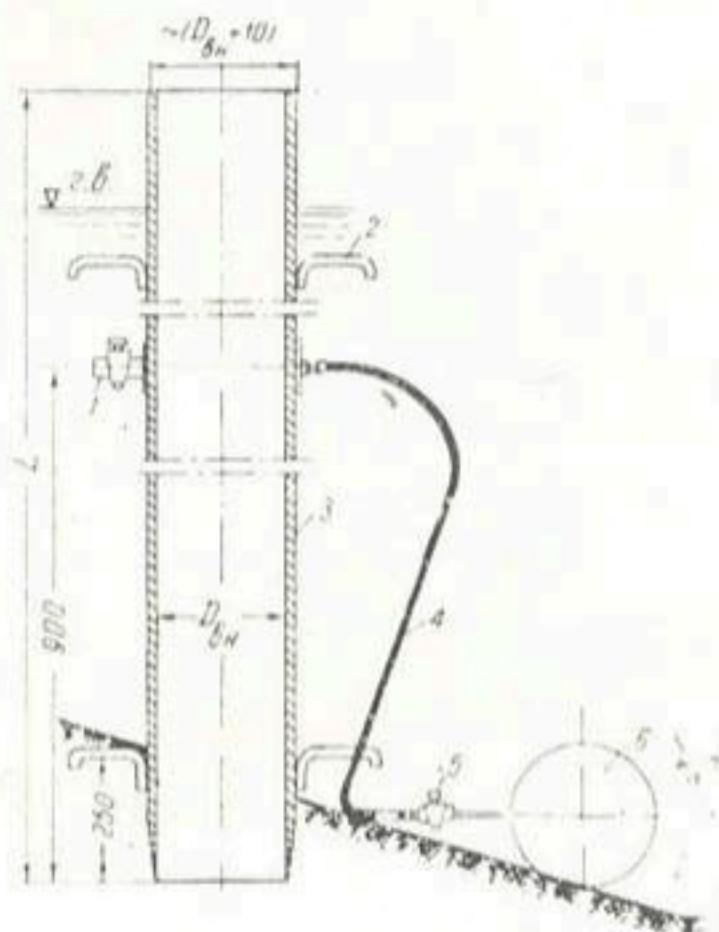


Рис. 5. Схема прибора для измерения фильтрации.

В качестве сумок использовали камеры волейбольного мяча и кислородные подушки, заполненные до половины объема, чтобы при снижении горизонта в канале вода из трубы могла переместиться внутрь сумки. В волейбольные камеры заливали 2—3 кг воды, а в кислородные подушки — до 20.

После погружения в грунт прибор закрепляли растяжками, открывали кран 1 и заполняли трубу 3 водой, затем кран закрывали и к штуцеру прибора присоединяли сумку с водой, которую предварительно взвешивали. Сумку погружали на дно канала, открывали кран 5, установленный на шланге, вытесняли из сумки воздух и фиксировали время начала опыта (рис. 6). Когда сумки опорожнялись, их вновь заполняли, взвешивали, присоединяли к шлангу и погружали на дно канала. Благодаря перезарядке при одной установке прибора производили непрерывное измерение в продолжение длительного времени.

Горизонт воды в канале М-2 колебался, а следовательно, менялся и уровень воды внутри прибора, поэтому в начале и конце опыта уровень воды фиксировали внутри прибора. Суммарную фильтрацию подсчитывали по результатам изменения веса сумки и уровня воды внутри прибора. Фильтрацию с 1 м² выделенного участка русла канала рассчитывали по следующей зависимости:

$$Q_{\Phi} = \frac{(P_1 - P_2) + 0,001 (H_1 - H_2)}{FT} \text{ л/час с 1 м}^2, \quad (4)$$

где P_1 — начальный вес сумки с водой, кг;

P_2 — вес сумки с водой в конце опыта, кг;

F — площадь выделенного участка русла канала, м²;

T — продолжительность измерений, час.;

H_1 — расстояние от верхней кромки до уровня воды в начале опыта, м;

H_2 — то же в конце опыта, м.

Для определения фильтрации на канале М-2 выбрали створы с одинаковым поперечным сечением и глубиной наполнения. В каждом створе установили три прибора: по оси и обеим сторонам от оси канала. Сначала фильтрацию измеряли одновременно в двух створах (они удалены друг



Рис. 6. Присоединение сумок к приборам для измерения фильтрации.

от друга на 26 м) неэкранированного участка канала непрерывно в течение месяца. Глубина воды в канале колебалась от 2 до 1,56 м.

Установлено, что перерегулирование уровня воды внутри приборов в соответствии с резкими колебаниями горизонта в канале происходит с запаздыванием, продолжительность которого зависит от скорости изменения горизонта в канале.

Специальные опыты, выполненные на канале, показали, что при значительном превышении горизонта воды в канале над уровнем ее в трубах происходила обратная фильтрация воды внутрь труб. Это явилось причиной искажения результатов измерений в сторону уменьшения величин фильтрации. По данным опытов, величины фильтрации в условиях переменного горизонта воды в канале в 10 и более раз ниже, чем в отсеках канала.

По вычисленным по формуле (4) величинам фильтрации за 30 суток мы построили эпюры фильтрации для двух створов неэкранированного участка канала. При этом фильтрацию в крайних точках эпюр, соответствующих урезу воды в канале, условно приняли равной нулю. Площади „условных эпюр фильтрации“ для двух створов примерно

одинаковы. Таким образом, показания приборов на сравниваемых створах искажены в одинаковой степени, что позволяет их сопоставить.

Затем измерения провели одновременно (непрерывно в течение 23 суток) в двух створах, один из которых расположен на ПК 211 + 30 экранированного участка канала, другой — на ПК 183 + 28 неэкранированного участка.

Колебания горизонта достигали 1 м, при минимальной глубине воды в канале 0,45 м.

„Условные эпюры фильтрации“ для этих створов (рис. 7) показывают, что площадь эпюры в створе на экранированном участке в 1,86 раза меньше, чем на неэкранированном. Полученные результаты со-

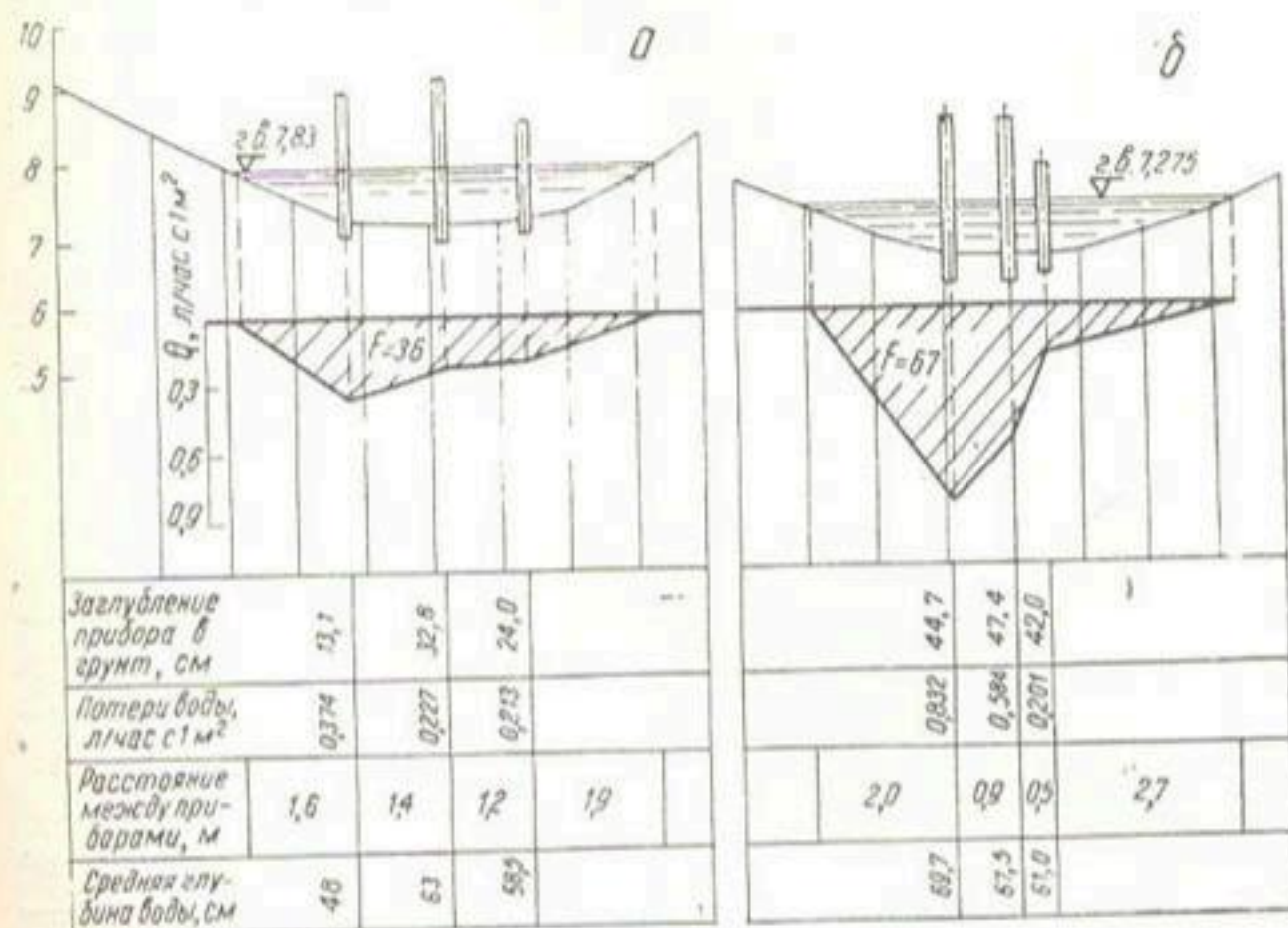


Рис. 7. Условные эпюры фильтрации в сравниваемых створах.
а — на экранированном участке, б — на неэкранированном.

ласуются с данными, определенными объемным методом. Однако это соответствие не дает основания считать приборы вполне надежными.

Величины фильтрации при одинаковом наполнении в канале не равны между собой. Объясняется это тем, что на работу приборов влияют следующие факторы: уплотнение грунта при вдавливании приборов в грунт, герметичность приборов, контурная фильтрация по периметру труб, наличие воздуха в сумках и др. Поэтому необходимо тщательно устанавливать приборы в грунт, в их сумки заливать чистую воду и т. д.

Эффективность ударного уплотнения грунтов изучали также в лабораторных условиях. Лабораторные исследования выполнены в лаборатории грунтоведения Института под руководством В. П. Шулгиной. Полученные данные приведены в таблице.

На канале М-2 выбрали четыре створа; два из них расположены на экранированном участке и два на неэкранированном.

На каждом створе отобрали монолиты грунтов из шести шурфов (повторность 2—3- кратная). Пять шурфов заложили на дне и откосах и один — в стороне на расстоянии 10—20 м от оси канала. Всего отобрали 76 монолитов грунта с глубины 0,5 м.

Объемный вес скелета грунтов на экранированном участке канала составлял 1,41—1,71 г/см³, на неэкранированном — 1,43—1,60. Объемный вес грунтов, залегающих на расстоянии 10—20 м от оси канала, ниже (1,2—1,52 г/см³).

Из таблицы видно, что соотношение между величинами среднего объемного веса скелета грунтов из канала и из шурфа вне канала для экранированного участка равно 1,10—1,22, для неэкранированного — 1,06—1,08. Разница между этими соотношениями на глубине 0,5 м характеризует экран спустя два года после уплотнения.

Таблица

Но- мер ство- ра	Пикет на ка- нале М-2	Место отбо- ра об- раз- цов	Характе- ристика грунтов	Объемный вес скелета $\gamma, \text{г/см}^3$		Пористость $n, \%$		Коэффициент филь- трации, $K=10^{-4}$ м/сутки			Набуха- ние, %	
				сред- ний	$\frac{\gamma_{\text{кан}}}{\gamma_{\text{шурф}}}$	сред- няя	$\frac{n_{\text{кан}}}{n_{\text{шурф}}}$	пределы изменен.	сред- ний	$\frac{K_{\text{шурф}}}{K_{\text{кан}}}$	преде- лы из- менен.	сред- нее
1	212	Канал	Уплот- ненный	1,55	1,10	42	0,89	9,3—50	35	3	16—29	20
		Шурф	Неуплот- ненный	1,41		47		11,6—129	102		14—25	19
2	208+10	Канал	Уплот- ненный	1,49	1,22	45	0,83	9—46	21	7	8—18	13
		Шурф	Неуплот- ненный	1,22		54		51—245	148		11	11
3	150+19	Канал	Неуплот- ненный	1,51	1,08	42,5	0,90	48—134	78	2	13—25	19
		Шурф	Неуплот- ненный	1,40		48		1,5—175	165		25	25
4	147+92	Канал	Неуплот- ненный	1,45	1,06	45	0,92	94—203	162	1,3	—	—
		Шурф	Неуплот- ненный	1,36		49		63—362	212		—	—

Неоднородность гранулометрического состава, засоленности и плотности грунтов, слагающих русло канала, обуславливает различную, в пределах одного и того же створа, фильтрационную способность. Так, коэффициент фильтрации неуплотненного грунта изменяется от 0,02 до 0,005 м/сутки.

Коэффициент фильтрации грунтов в канале всегда ниже, чем в шурфе (неуплотненный грунт). Разница между коэффициентами фильтрации грунтов на экранированном участке канала более значительна, чем на неэкранированном. Отношение коэффициентов фильтрации грунтов, залегающих вне канала ($K_{\text{шурф}}$) к залегающим в русле канала ($K_{\text{кан}}$), на экранированном участке составляет 3—7, на

неэкранированным — 1,3—2,0. Эти соотношения являются критерием эффективности уплотненного экрана.

Коэффициенты фильтрации, определенные прибором ПВН в полевых условиях и прибором ПВ в лабораторных, расходятся в 6—50 раз.

Коэффициент фильтрации грунтов на неуплотненном участке подсчитан по формуле Н. Н. Павловского для расчета потерь воды при свободной фильтрации из канала. Используя данные измерений на ПК 174 канала, мы получили коэффициент фильтрации грунтов равным 0,285 м/сутки. Таким образом, причиной заниженных коэффициентов фильтрации на приборах ПВ является, по-видимому, несовершенство этих приборов.

Способность к набуханию — одна из важных характеристик грунтов. Если судить по средним величинам набухания грунтов на обследуемых участках (табл.), то грунты, залегающие в русле канала на экранированном участке, имеют большую величину набухания, чем грунты из шурфов. Это может снизить эффект уплотнения грунтов, так как их набухание сопровождается разуплотнением.

В полевых условиях мы установили интенсивность и глубину разуплотнения грунтов на экранированных участках каналов в зоне ЮГК [4]. Для этого спустя 21 мес. после создания экранов повторно вскрыто 19 шурфов.

Глубина их 1,5—1,8 м. Образцы грунта отбирали через каждые 25 см (с каждого горизонта 2—3 образца).

При сравнении плотности грунтов отмечено, что в верхнем слое они частично разуплотнились. Глубина разуплотненного слоя колебалась в пределах, не превышающих 0,4—0,5 м, при общей толщине экрана более 1 м.

Глубина разуплотненного слоя в экране на Южном Голодноостепском канале достигает 0,5 м при толщине экрана 1,2—1,4 м. С удалением от поверхности экрана степень разуплотнения грунтов (соотношение объемного веса скелета грунта после уплотнения и через 21 мес.) уменьшилась с 1,135 до 1,025 (рис. 8).

На участке, уплотненном плоской трамбовкой, глубина разуплотненного слоя не превышает 0,35—0,4 м, а на участке внутрихозяйственного канала в зоне ЮГК — 0,15—0,2 м.

Различная глубина распространения частичного разуплотнения грунтов в экранах на обследуемых участках объясняется неодинаковой степенью уплотнения и исходной влажностью грунтов, а также различным гранулометрическим составом.

В дальнейшем влияние ударного уплотнения грунтов на уменьшение фильтрационных потерь из каналов исследовали на опытных отсеках в районе совхоза 6 в Голодной степи. В уплотнении отсеков принимал участие автор. Исходная влажность грунтов равнялась 20—25% вследствие предварительной замочки грунтов. По одному месту намо-

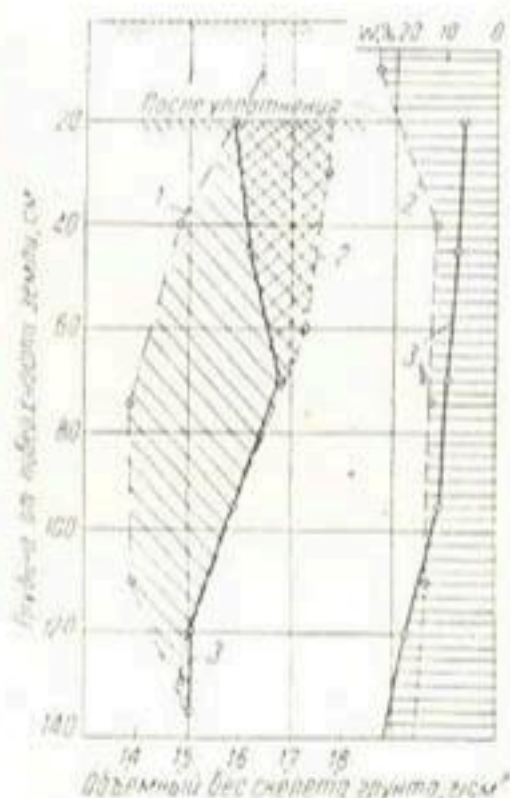


Рис. 8. Изменение плотности грунтов по глубине уплотненного экрана на правом откосе Южного Голодноостепского канала (шурф 3).

Объемный вес скелета и влажность грунтов: 1 — до уплотнения в октябре 1957 г.; 2 — после уплотнения в октябре 1957 г.; 3 — в июле 1959 г.

силось 6 ударов трамбовкой. Эти исследования, проведенные И. М. Шейхетом под руководством Е. Д. Рождественского, показали, что предварительное увлажнение грунтов значительно повышает эффективность противofильтрационного экрана. Потери воды из экранированных отсеков по сравнению с неэкранированными снизились в 7—15 раз. В настоящее время наблюдения на этих отсеках продолжаются.

ВЫВОДЫ

1. Противofильтрационный эффект от экранирования канала М-2 характеризуется уменьшением потерь воды примерно в два раза. Причина относительно низкого эффекта — недостаточная влажность грунтов во время уплотнения. Указанная эффективность сохранилась после двухсезонной эксплуатации канала.

2. Методика определения потерь воды на фильтрацию из сравниваемых отсеков канала по разности количества поданной и слившейся воды отличается следующими положительными сторонами: во-первых, потери определяются при одинаковом и постоянном напоре в отсеках канала в продолжение всего опыта, что дает более достоверные результаты и, во-вторых, сокращается продолжительность опыта после предварительной замочки отсека.

Считаем возможным рекомендовать эту методику для аналогичных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Пославский В. В. Современные методы борьбы с фильтрацией из оросительных каналов, М., изд. Гипроводхоза МСХ СССР, 1960.
2. Вызго М. С. Гидравлический расчет фильтрации из каналов и противofильтрационного слоя, Алма-Ата, Изд-во АН КазССР, 1959.
3. Пулатов У. Ю., Пак С. Д., Островский Э. М. Опыт-производственные работы по ударному уплотнению на канале М-2, Материалы по производительным силам Узбекистана, вып. 15, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1960.
4. Пулатов У. Ю., Пак С. Д., Островский Э. М. «Сельское хозяйство Узбекистана», 1959, № 11.
5. Аверьянов С. Ф. «Гидротехника и мелиорация», 1957, № 4.
6. Тенлицкий И. С. Прибор для определения фильтрационных потерь из действующего русла, Труды САНИИРИ, вып. 100, Ташкент, 1960.
7. Рассмусен и Лоризен. «Сельскохозяйственная техника» (перевод с английского), 1953, май.

И. М. ШЕЙХЕТ

ВЛИЯНИЕ СТЕПЕНИ УПЛОТНЕНИЯ И ИСХОДНОЙ ВЛАЖНОСТИ НА ВЕЛИЧИНУ НАБУХАНИЯ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ

Набухание — это способность грунта увеличивать свой объем при увлажнении.

Набухание грунтов несомненно, представляет практический интерес. Значение его особенно велико для антифильтрационных экранов из уплотненных грунтов, устраиваемых в каналах. Для таких экранов, работающих в условиях периодического высыхания и увлажнения, набухание может стать причиной разуплотнения грунтов и увеличения фильтрационной способности. В связи с этим в Институте водных проблем и гидротехники АН УзССР под руководством Е. Д. Рождественского проведены исследования по вопросам набухания лессовых грунтов.

Опыты, выявляющие влияние степени уплотнения и исходной влажности на величину набухания, проводили с лессовыми грунтами совхоза 6 Голодной степи (проба 10) и Чимкурмана (проба 17). Характеристика этих грунтов приведена в табл. 1. Исследованию подвергали образцы ненарушенной, условно ненарушенной¹ и нарушенной структур.

Образцы цилиндрической формы диаметром 50 мм и высотой 40 мм вырезали из увлажненных до разной степени монолитов при помощи пресс-форм, снабженных режущими кольцами.

Уплотнение образцов производили на настольном лабораторном копре с весом бойка 6350 г и высотой его падения 5 см или же на стандартном копре Клебе. Различная плотность достигалась разным количеством ударов. Для более равномерного уплотнения удары наносили сначала с одной стороны образца, а затем после переворачивания — с другой.

Для сохранения одинаковых условий опыта образцы с нарушенной структурой изготавливали из отходов монолитов, полученных после вырезания образцов с ненарушенной структурой. Формовали и уплотняли их в тех же кольцах, в которых уплотняли образцы с ненарушенной структурой. Как уплотненные, так и неуплотненные образцы извлекали из пресс-форм, после чего часть образцов с различной плотностью испытывали на набухание при их исходной влажности, другую — идентичную с первой — в воздушно-сухом состоянии.

Величину набухания грунтов определяли по методу, предложенному А. М. Васильевым [1], при этом прибор его несколько переделывали. Дело в том, что в этом приборе кольцо с исследуе-

¹ Условно ненарушенной мы называем структуру грунта естественного сложения после его уплотнения.

мым грунтом свободно становится на дне и, как показали многочисленные опыты, в процессе набухания приподнимается; происходит выпирание грунта в образовавшуюся щель; результаты опыта искажаются.¹ Во избежание неточностей мы разработали видоизмененную конструкцию прибора, позволяющую прикреплять кольцо к днищу.

В наших опытах показателем способности грунта к набуханию было увеличение объема образца при замочке его восходящим током воды, выраженное в процентах от начального объема образца. До опыта и после него образцы в кольцах взвешивали. Изменение веса характеризовало вес впитанной грунтом воды. После опыта определяли также влажность набухших образцов (влажность набухания).

Таблица 1

Характеристика подопытных грунтов

Проба	Гранулометрический состав, %				Плотный остаток солей, %	Содержание гипса, %	Пластичность		Число пластичности	ММВ (по Лебедеву)	Удельный вес
	песчаные частицы	пылеватые	глинистые	отмытые соли			верхний предел	нижний предел			
7	2,1	83,8	14,1	—	0,124	0,57	26,1	20,0	6,1	13,7	2,68
10	6,8	72,2	15,6	5,4	3,204	17,30	28,8	20,4	8,4	15,6	2,66

Примечания. Гранулометрический анализ произведен методом Сито — Робинзон-Сабанина; стабилизатор — 10-процентный раствор аммиака; проба 7 — без отмывки солей, проба 10 — после отмывки солей.

Данные опытов изображены в виде графиков зависимости величин набухания и влажности набухания от объемного веса скелета грунта, достигнутого в результате уплотнения при разных исходных влажностях: $H = f(\delta_{ск}, W_{исх})$ (рис. 1) и $W_n = f(\delta_{ск}, W_{исх})$ (рис. 2).

Полученные данные свидетельствуют о сложной зависимости величины набухания от степени уплотнения лессового грунта. При увеличении плотности (с одинаковой исходной влажностью) до некоторого предела величина набухания грунта возрастает, а при увеличении сверх этого предела — падает². Такая зависимость выявляется при испытании образцов не только с исходной влажностью, но и в воздушно-сухом состоянии.

Отсутствие нисходящих ветвей у преобладающей части кривых зависимости $H = f(\delta_{ск}, W_{исх})$ на рис. 1, построенных для грунта совхоза 6 (проба 10), объясняется тем, что образцы из этого грунта уплотняли на маломощном настольном копре и не довели до той плотности, при которой набухание могло бы снизиться.

Изменение величины набухания в связи с увеличением объемного веса грунта можно объяснить структурными преобразованиями, происходящими при его уплотнении. В процессе уплотнения происходит интенсивное разрушение сцепления упрочнения³, дезагрегация грунта и увеличение степени его дисперсности. В результате при насыщении

¹ На данный недостаток прибора Васильева указывает также Г. З. Чахвадзе [2].

² Отмеченное нами явление наблюдал ранее Г. З. Чахвадзе [2] при испытании на набухание тую-бугузского лессовидного суглинка с нарушенной структурой.

³ Понятия сцепление упрочнения и первичное сцепление взяты у Н. Я. Ленисова [3].

грунта водой расклинивающее действие оболочек связанной воды возрастает.

Ранее мы высказывали предположение [4], что расчленение породы на агрегаты во время уплотнения сопровождается перераспределением воды внутри грунта. Часть ее, находящаяся до уплотнения грунта в свободном состоянии вокруг жестких контактов между агрегатами и частицами („манжетная“ вода), после уплотнения переходит в пленочное состояние.

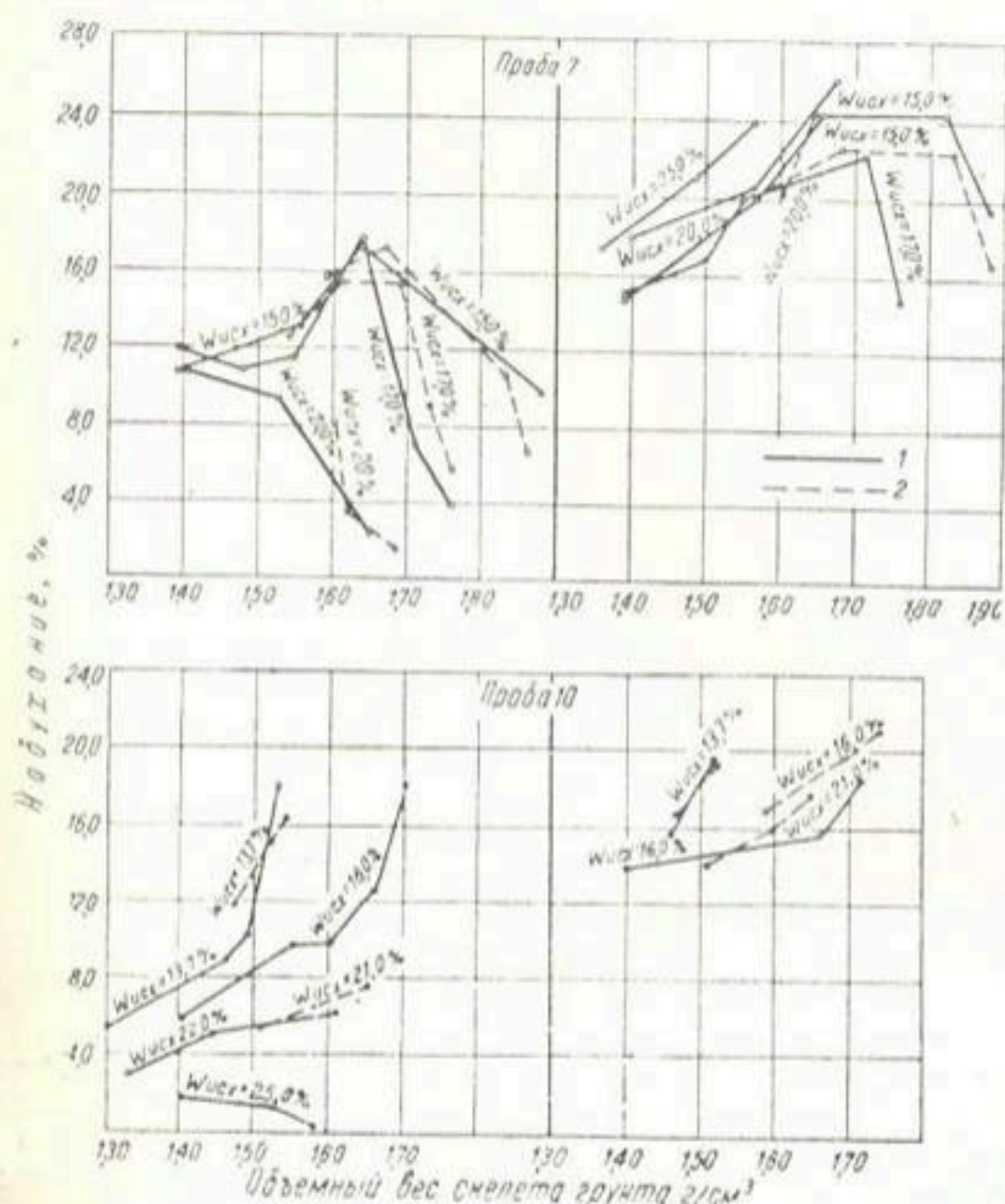


Рис. 1. Кривые зависимости величины набухания от объемного веса скелета грунта и его исходной влажности $H = f(\gamma_{ск}, W_{нec})$; слева—образцы испытаны при $W_{нec}$, справа—после сушки до воздушно-сухого состояния.

1—грунт ненарушенной и условно ненарушенной структуры, 2—грунт нарушенной структуры.

Таким образом, при одной и той же влажности в более уплотненных грунтах (в большей степени дезагрегированных) водно-коллоидные пленки оказываются более сформированными, чем в менее уплотненных (менее дезагрегированных). Для полного насыщения водно-коллоидных пленок первых грунтов требуется дополнительно меньшее количество воды, чем для насыщения вторых.

Следовательно, уплотнение грунтов сопровождается двумя видами явлений, протекающими одновременно, но противоположными с точки зрения влияния их на величину набухания. Первый вид — разрушение сцепления упрочнения и дезагрегация грунта — приводит к увеличению набухания; второй — более полное насыщение водно-коллоидных пленок водой уже в процессе уплотнения и увеличение первичного сцепления — к уменьшению набухания.

Разнозначное действие рассмотренных явлений на величину набухания — причина того, что кривые зависимости $H = f(\delta_{ск})$ состоят из двух ветвей: восходящей и нисходящей. На величину набухания грунта в начальной стадии уплотнения преобладающее влияние оказывает разрушение сцепления упрочнения и дезагрегация грунта. В этом случае набухание растет с увеличением объемного веса. При дальнейшем уплотнении сцепление упрочнения продолжает разрушаться, но все большее влияние приобретает переход „манжетной“ воды в пленочное состояние и увеличение первичного сцепления. В данном случае набухание начинает уменьшаться.

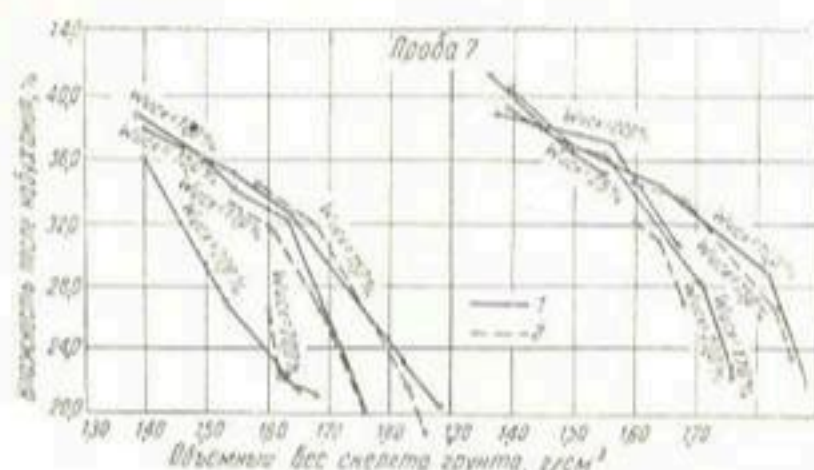


Рис. 2. Кривые зависимости влажности после набухания от объемного веса скелета грунта и его исходной влажности $W_{II} = f(\delta_{ск}, W_{исх})$; слева — образцы испытаны при $W_{исх}$, справа — после сушки до воздушно-сухого состояния.

1 — грунт ненарушенной и условно ненарушенной структур, 2 — грунт разрушенной структуры.

Насыщение водно-коллоидных пленок за счет „манжетной“ воды, происходящее при уплотнении влажных грунтов, не влияет на уменьшение набухания образцов после их сушки до воздушно-сухого состояния. В этом случае снижение величины набухания обусловлено только увеличением первичного сцепления, и для образования нисходящей ветви имеется меньше причин, чем для образцов, испытанных при исходной влажности. Это нашло свое отражение на графике (рис. 1). Кривые $H = f(\delta_{ск})$ для образцов, испытанных в воздушно-сухом состоянии, имеют менее выраженные нисходящие ветви, и точки перелома их (максимумы) смещены в область более высоких значений $\delta_{ск}$.

В процессе сушки уплотненных образцов разрушенные жесткие связи частично восстанавливаются. Однако восстановленные связи качественно отличаются от разрушенных и, по-видимому, не препятствуют набуханию из-за неводостойкости.

Ход кривых $H = f(\delta_{ск})$, построенных для образцов с $W_{исх} = 20\%$ и выше, подтверждает наши представления о природе набухания. Образцы с высокой исходной влажностью содержат частицы со сфор-

мированными в значительной степени водно-коллоидными пленками, которые по мере уплотнения и дезагрегации грунта увеличиваются за счет „манжетной“ воды, причем такое увеличение их может продолжаться только до полной гидратации частиц. Влажность набухания исследуемого грунта в уплотненном состоянии близка к 20% (рис. 2). Поэтому при такой влажности уже в начальной стадии уплотнения преобладающим фактором является не разрушение сцепления упрочнения, а увеличение водно-коллоидных оболочек. В результате кривая имеет одну нисходящую ветвь. В образцах, высушенных до воздушно-сухого состояния, решающий фактор — степень разрушения сцепления упрочнения, и чем больше уплотнен и дезагрегирован грунт, тем значительнее набухание (кривая $H=f(\delta_{ск})$ имеет одну восходящую ветвь).

Таблица 2

Изменение объема впитанной воды при набухании лессового грунта в зависимости от степени его уплотнения (проба 7)

$W_{исх},$ %	Количество ударов бойка	$\delta_{ск},$ г/см ³	Количество впитанной грунтом воды при набухании на 1 г твердой фазы грунта, см ³					
			образцы с исходной влажностью			образцы после сушки до воздушно-сухого состояния		
			B	в том числе		B	в том числе	
				B_m	$B - B_m$		B	$B - B_m$

Грунт с ненарушенной и условно ненарушенной структурой

15,0	0	1,40	0,212	0,077	0,135	0,353	0,106	0,247
	1	1,55	0,195	0,084	0,112	0,338	0,127	0,211
	4	1,64	0,189	0,106	0,083	0,315	0,145	0,170
	80	1,88	0,071	0,053	0,018	0,208	0,101	0,107
17,0	0	1,39	0,204	0,086	0,118	0,380	0,107	0,273
	1	1,48	0,192	0,073	0,119	0,339	0,113	0,226
	2	1,55	0,182	0,074	0,108	0,320	0,128	0,192
	4	1,64	0,137	0,107	0,030	—	—	—
	40	1,76	0,039	0,022	0,017	0,169	0,081	0,088
20,0	0	1,40	0,146	0,077	0,069	0,368	0,127	0,241
	4	1,53	0,099	0,061	0,008	0,315	0,122	0,193
	80	1,65	0,022	0,016	0,006	0,282	0,154	0,128

Грунт с нарушенной структурой

15,0	1	1,59	0,191	0,099	0,092	0,318	0,128	0,190
	4	1,67	0,173	0,104	0,069	0,298	0,132	0,166
	40	1,83	0,080	0,059	0,021	0,247	0,109	0,138
	80	1,86	0,051	0,036	0,015	0,212	0,088	0,124
20,0	4	1,60	0,072	0,049	0,023	0,297	0,122	0,175
	20	1,62	0,025	0,021	0,004	0,292	0,148	0,144
	80	1,68	0,016	0,009	0,007	—	—	—

Зависимость набухания от исходной влажности сложная, и ее нельзя рассматривать в отрыве от степени уплотнения грунта. Графики $H=f(\delta_{ск}, W_{исх})$ показывают, что изменение исходной влажности в исследованном нами диапазоне мало влияет на величину набухания образцов с естественной структурой. Однако по мере уплотнения

грунта и уменьшения сцепления уплотнения исходная влажность начинает оказывать решающее влияние на величину набухания, и, как это видно на рис. 1, чем больше исходная влажность, тем меньше набухание. Оно равно нулю при $W_{исх} = W_n$. Исходная влажность в значительно меньшей степени влияет на величину набухания образцов, испытанных в воздушно-сухом состоянии. Причины и механизм действия ее понятны из предыдущих пояснений.

В литературе мы не встретили данных, свидетельствующих о переменной влажности набухания W_n в то время как она уменьшается с увеличением уплотнения (степени дезагрегации) грунта (при $W_{исх} = \text{const}$) и исходной влажности его (при $\delta_{ск} = \text{const}$).

Основную роль в уменьшении влажности набухания с увеличением исходной влажности играет также достигнутая в процессе уплотнения степень дезагрегации грунта. Чем выше исходная влажность, тем легче разрушается структура грунта.

Уменьшение влажности набухания грунта с увеличением его степени уплотнения (дезагрегации), несмотря на то что увеличение степени уплотнения до некоторого предела сопровождается ростом набухания, можно объяснить следующим образом. Вода, насыщающая грунт, расходуется не только на формирование водно-коллоидных пленок, но также на заполнение пор и пустот в виде свободной воды, и чем больше уплотнен грунт, тем меньше расход воды на заполнение пор и пустот. Это подтверждают данные табл. 2. Для некоторых опытов в ней подсчитаны объем впитанной воды B (на 1 г твердой фазы), а также изменение объема грунта в результате набухания B_n (на 1 г твердой фазы).

Если предположить, что увеличение объема грунта при набухании равно объему воды, который впитан и израсходован на образование водно-коллоидных пленок, и пренебречь контракцией объема¹, то разность между общим объемом впитанной воды и увеличением объема грунта ($B - B_n$) будет равняться объему впитанной свободной воды.

Данные табл. 2 показывают, что с увеличением $\delta_{ск}$ B и $B - B_n$ уменьшаются, несмотря на то что B_n с увеличением $\delta_{ск}$ до некоторого предела растет.

ЛИТЕРАТУРА

1. Васильев А. М. Основы современной методики и техники лабораторных определений физических свойств грунтов, М., Гослитиздат по строительству и архитектуре, 1953.
2. Чахвадзе Г. З. К вопросу о набухании лессовых грунтов, Труды САННИИРИ, вып. 98, Ташкент, 1959.
3. Денисов Н. Я. Строительные свойства глинистых пород и их использование в гидротехническом строительстве, М.—Л., Госэнергоиздат, 1956.
4. Шейхет И. М., ДАН УзССР, 1961, № 3.

¹ Уменьшение суммы объема взаимодействующих грунта и воды в результате образования связанной воды называется контракцией объема.

Х. А. АСКАРОВ

О СООТВЕТСТВИИ ПРОГНОЗОВ ПРОСАДОЧНОЙ ДЕФОРМАЦИИ ТОЛЩ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ, ПОЛУЧАЕМЫХ В ЛАБОРАТОРИИ, НАТУРНЫМ

Освоение земельных массивов в большинстве засушливых районов СССР связано со строительством крупных гидротехнических сооружений, которые будут обеспечивать водой поливное земледелие.

С этой целью только в одном Узбекистане строятся такие гидротехнические объекты, как Тюябугузское, Южно-Сурханское, Чимкуртанское и другие водохранилища, а также ряд крупных каналов. Большинство из них сооружается в районах распространения лессовых грунтов, которым присуща в отдельных случаях просадочная способность. Поэтому в гидростроительстве на лессовых грунтах невозможно достигнуть успеха без всесторонней изученности их строительных свойств и правильного выбора мероприятий по приданию прочности и устойчивости земляным гидротехническим сооружениям.

Одним из актуальных вопросов строительства на лессовых грунтах является также прогноз просадочности грунтовой толщи, служащей основанием или средой земляного гидросооружения (плотины, каналы и т. п.). Такой прогноз необходим для правильной разработки мероприятий по подготовке основания сооружения. Характер мероприятий и их методика по подготовке как оснований, так и трасс каналов, а также проектирование конструкций сооружений зависят от величины ожидаемых просадочных деформаций.

Однако единой точки зрения по вопросу о методике прогноза просадки грунтов не существует и предлагаемые различные методы резко различаются между собой.

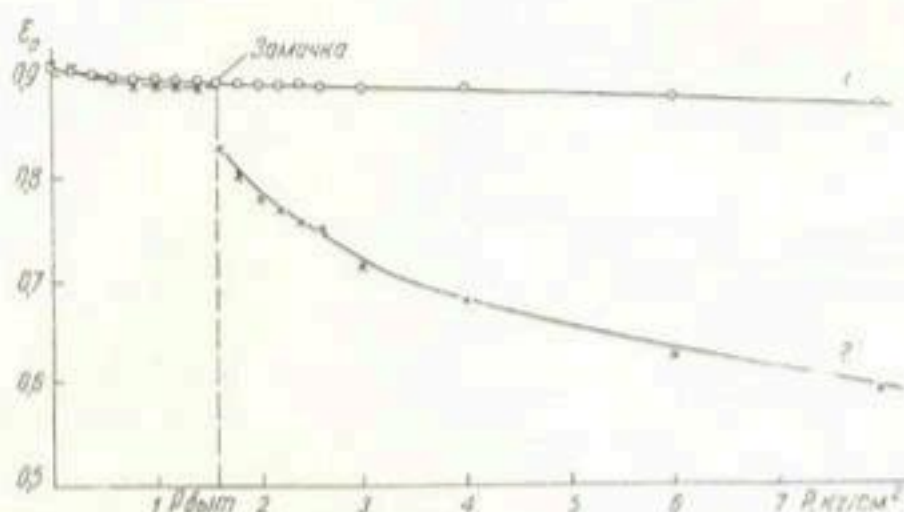
В результате получаемые различными производственными и научными лабораториями прогнозы просадок грунтов на примере одного и того же района не совпадают между собой, что служит основанием для споров.

При изучении лессовых грунтов различных районов УзССР мы стремились как можно точнее моделировать природные условия работы грунта в основании, считая, что в лессовых грунтах просадка проявляется в результате одновременного действия увлажнения и изменения напряженного состояния в их толще. Иными словами, при замочке грунтов основания (канала, котлована и др.) нужно учитывать увеличение «бытового» (природного) давления, вызванное увлажнением грунтовой толщи. Поэтому при проведении опытов на компрессию один образец грунта, согласно нашей методике, замачивали под «бытовым» давлением, отображающим вес водонасыщенной вышележащей толщи.

Опишем кратко применяемую нами с 1951 г. методику.

На испытание берется два образца из одного монолита с одинаковыми объемными весами и влажностью. Первый испытывается с естественной влажностью до интересующего нас давления (см. рисунок), второй — с замочкой грунта под «бытовым» давлением.

Второй образец с естественной влажностью до «бытового» давления нагружается ступенями по 0,2 или 0,5 кг/см² в зависимости от



Джизакское подохранилище. Шурф 33, глубина 8 м.
 1 — $\gamma_{ск} = 1,40 \text{ т/м}^3$, $W_{ест} = 7,06\%$, $n = 47,6\%$; 2 — $\gamma_{ск} = 1,40 \text{ т/м}^3$,
 $W_{ест} = 6,86\%$, $n = 47,6\%$, $E_m = 0,062$, $i_m = 32,8 \text{ мм/м}$.

величины «бытового» давления, т. е. от глубины взятия образца. Опыт показывает, что для грунтов до глубины 5 м ступени нагрузок до «бытового» давления следует принимать по 0,2 кг/см², с глубины свыше 5 м — по 0,5. Нагрузки меняются через каждые 3 часа, если показание мессуры за последние 2 часа не превышает 0,01 мм.

При достижении стабилизации под «бытовым» давлением, соответствующим глубине отбора, грунт насыщается водой. Дальнейшая нагрузка на него после замочки прикладывается после прекращения деформации, вызываемой увлажнением. В этом случае принимается изменение показания мессуры не более 0,02 мм за сутки. Затем увлажненный грунт обжимается несколькими ступенями нагрузок по 0,2 или 0,5 кг/см², в зависимости от величины внешнего давления (давления возводимого сооружения). Для удобства и ускорения компрессионных испытаний в производственных лабораториях предлагаем принять ступени нагрузок после замочки по 0,2 кг/см² для случая давления от сооружения до 1,0 кг/см². Если внешнее давление превышает 1,0 кг/см², ступени нагрузок после замочки можно принимать по 0,5 кг/см² до интересующего суммарного давления («бытовое» + давление от сооружения).

По окончании опытов определяется влажность и подсчитывается объемный вес скелета грунта.

За расчетный показатель просадочности принимаем среднее значение из двух или даже четырех компрессионных испытаний. Это вызвано тем, что несмотря на одинаковые исходные объемные веса и влажности, величины просадочности параллельных образцов часто расходятся между собой. Сказанное, по нашему мнению, не требует разъяснений, если принять во внимание своеобразность структуры лессовых грунтов и наличие конкреций карбонатов или гипса.

Имеются высказывания о том, что результаты лабораторных исследований по прогнозу просадок грунтовых толщ не соответствуют фактически наблюдаемым.

Учитывая, что величина просадки и ее характер зависят от толщи просадочных грунтов, вещественного состава, состояния и их генезиса, для собственных исследований мы выбрали различные районы Узбекистана, в которых просадочные грунты различались как по генезису, так и по мощности залегания.

Для проверки соответствия лабораторных данных фактическим провели натурные наблюдения на следующих гидротехнических объектах Узбекистана: Северо-Ташкентском канале (1951—1952 гг.), в районе строительства плотины Тюябугузского водохранилища (1956 г.), центральной части Голодной степи (1958—1960 гг.) и районе строительства Чимкурганского водохранилища (1959—1961 гг.).

Тюябугузское водохранилище. В основании плотины залегали просадочные лессовые грунты мощностью от 2 до 5 м.

Лабораторными исследованиями установлено отсутствие (практически) просадочных деформаций грунтовой толщи, так как они составили около 2 см. Это объясняется низким «бытовым» давлением.

Натурные наблюдения подтвердили правильность лабораторного прогноза, так как после 6-месячной замочки основания деформация грунтовой толщи равнялась примерно 1 см.

Район центральной части Голодной степи. Мощность залегания лессовых грунтов менялась в диапазоне 7—24 м. Размеры ожидаемых просадочных деформаций под «бытовым» давлением для наименьшей толщи (7 м), полученные лабораторными испытаниями, оказались равными 4 см, а для наибольшей толщи (24 м) — 14. Фактические размеры просадочных деформаций при замочке всей толщи грунтов удалось получить только для толщи 7 м: они равнялись 2 см.

Чимкурганское водохранилище. В основании двух бортов плотины водохранилища залегают лессовые грунты, обладающие различной степенью просадочности. Мощность их на левом борту достигает 31 м, а на правом — 25.

Для обеих грунтовых толщ лабораторными опытами составили прогноз ожидаемых величин просадочных деформаций. По этим прогнозам ожидаемая деформация для левого борта получилась равной 75 см, а для правого — 16. В дальнейшем толщу обоих бортов подвергли замочке; фактически наблюдаемые размеры деформаций для левого борта равнялись 80 см, а для правого — 12.

Северо-Ташкентский канал. Трасса канала проходит по мощной толще лессовых грунтов; максимальная величина ее достигает 48 м, а залегание просадочных грунтов исследованиями 1951—1952 гг. прослежено на глубину до 30 м.

По лабораторному прогнозу ожидаемые просадочные деформации составили 302 см, фактически наблюдаемые (после 6-месячной замочки) — 300.

Спустя 6—7 лет после наших исследований Институтом инженерной геологии и гидрогеологии АН УзССР в том же районе дополнительно проведены опыты, которые подтвердили правильность наших прогнозов (3 м) и установленных нами основных положений по изучению просадочных свойств грунтов указанного района. Подчеркиваем, что грунты района Северо-Ташкентского канала обладают самой большой среди грунтов других районов Советского Союза величиной просадки.

Натурные исследования за развитием просадочных деформаций в лессовых грунтах различных районов Узбекистана позволили нам наблюдать (кроме проверки прогноза) отдельные явления и оценить некоторые высказывания. Прежде всего отмечаем, что при малой

мощности просадочной толщи грунтов (до 5—6 м) предварительная замочка неэффективна и в таких случаях следует применять иные методы подготовки основания (ударное уплотнение, переработка и т. д.).

Наблюдениями за глубинными реперами (Чимкурганское водохранилище) выявлено, что при замочке деформируется больше всего зона грунтовой толщи, расположенная между 6 и 15 м (от дневной поверхности).

Заслуживают внимания результаты вскрытия просадочных трещин, появившихся вследствие предварительной замочки. При просадке 0,7—1,0 м установлено распространение просадочных трещин на глубину до 9—10 м, а при просадке 3 м они достигают 15 м. Такое глубокое распространение трещин заставляет обратить особое внимание на мероприятия по их заделке.

Большой интерес представляет вопрос о наличии боковых сдвигов в массиве грунта при развитии просадочных деформаций. Для решения его на Чимкурганском водохранилище было заложено пять скважин глубиной до 20 м, которые набивались смесью опилок с известью.

При проявлении просадок (просадочные деформации около 1 м) после 3-месячной замочки скважины были вскрыты. Оказалось, что они сохранили по всей глубине вертикальность, следовательно, боковых сдвигов в массиве замоченной толщи просадочных грунтов не обнаружено. Это свойственно для случая, когда замачивается большая территория.

ВЫВОДЫ

Для получения прогноза ожидаемой величины просадки толщи лессовых грунтов следует применить метод, предусматривающий замочку грунта под «бытовым» и расчетным давлением. При проведении компрессионных испытаний нужно использовать одометры.

Натурными наблюдениями за размерами просадок толщ лессовых грунтов различной мощности в отдельных районах Узбекистана выявлено практическое соответствие фактических просадок лабораторному прогнозу, установленному по указанной методике. Оно увеличивается с ростом величины просадочной деформации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аскарлов Х. А. Физико-механические свойства лессовых просадочных грунтов отдельных районов Узбекистана и методика оценки их просадочности. Труды совещания по инженерно-геологическим свойствам горных пород и методам их изучения, т. 1, М., 1956.
2. Аскарлов Х. А., Урманова Г. Л. О просадочности грунтов района центральной части Голодной степи. Материалы по производительным силам Узбекистана, вып. 15, Ташкент, АН УзССР, 1960.
3. Аскарлов Х. А. ДАН УзССР, 1955, № 8.
4. Аскарлов Х. А. ДАН УзССР, 1958, № 1.

Е. С. ПЕСИКОВ

РЕКОМЕНДУЕМАЯ ПЛОТНОСТЬ ЛЕССОВИДНОГО ГРУНТА В НАСЫПНЫХ ПЛОТИНАХ И ДАМБАХ, ВОЗВОДИМЫХ МЕХАНИЧЕСКИМ УПЛОТНЕНИЕМ

Лессовый грунт (лессовидные супесь и суглинок), уложенный механическим уплотнением в тело плотины или дамбы, должен иметь такие значения сопротивления сдвигу и коэффициента фильтрации, которые обеспечивают устойчивость откосов и малую водопроницаемость земляного сооружения. Кроме того, уложенный в тело плотины грунт должен иметь малую сжимаемость. Это необходимо для того, чтобы избежать значительных осадок, главным образом неравномерных, и тем самым предотвратить образование в теле плотины трещин, которые могут привести к разрушению всего сооружения.

Если сопротивление лессового грунта сдвигу и коэффициент фильтрации мало изменяются в тех пределах плотности грунта, которые обычно назначаются для тела земляных плотин, то сжимаемость грунта в сильнейшей степени зависит от его плотности.

До какой плотности нужно доводить грунт в процессе возведения плотины? Как следует выбирать эту плотность?

Рассмотрим, как отвечают на эти вопросы имеющиеся нормативные документы.

«Проект технических условий и норм проектирования, возведения и эксплуатации насыпных земляных плотин» и «Технические условия на производство гидротехнических работ» [4, 9] рекомендуют назначать степень уплотнения грунта в теле плотины по компрессионной кривой «укатываемого грунта» в соответствии с нагрузкой от вышерасположенной части сооружения. Ни в первом, ни во втором нормативных документах ничего не говорится о методике компрессионных испытаний «укатываемых грунтов».

«Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений» [8] эти вопросы совершенно не затрагивают.

«Инструкция по проектированию, возведению и эксплуатации насыпных земляных плотин» [2] данные вопросы рекомендует решать следующим образом.

«§ 358 ...При назначении степени уплотнения грунта, обычно оцениваемой объемным весом скелета грунта, следует исходить из доведения грунта уплотнением до такого состояния, при котором коэффициент сдвига уплотненного грунта (коэффициент трения плюс коэффициент сцепления) обеспечивает устойчивость откосов земляного сооружения. Но во всяком случае, намечаемая плотность грунта должна быть не менее той, которая будет иметь ме-

«сто при уплотнении грунта под действием собственного веса».

Из текста инструкции можно понять, что требуемую плотность грунта в теле насыпной плотины должны рассчитывать на основе его компрессионных свойств, которые определяют на образцах нарушенной структуры, «закладывая в прибор грунт при консистенции, равной пределу текучести по Аттербергу».

В 1959 г. Гипроводхоз (Москва) разработал проект «Технических условий и норм на проектирование, возведение и эксплуатацию земляных насыпных плотин [7]. О назначении плотности грунта в теле насыпных плотин в этом документе даются такие указания.

«п. 12. Компрессионные свойства (сжимаемость) глинистых грунтов следует определять для грунтов основания на образцах ненарушенной структуры, а для грунтов тела плотины и ее элементов — при нарушенной структуре. Определение рекомендуется вести в приборах одноосного сжатия (одометрах) с диаметром стакана не менее 70 мм. ...При определении компрессионных свойств глинистых грунтов нарушенной структуры загрузку образцов в прибор производят при той влажности и объемном весе, какие будут при возведении плотины» (везде разрядка наша.— Е. П.).

Других указаний по решению поставленных выше вопросов в проекте норм нет. Приведенная выписка свидетельствует о том, что и в этом нормативном документе очень нечетко дано указание о создании исходного состояния грунта, компрессионные свойства которого определяются. Такая половинчатость решения (требование наличия «определенной исходной влажности и плотности и отсутствие указаний о способе придания грунту этой плотности») только дезориентирует проектные организации и практически не дает ответа на поставленные вопросы.

По вопросу о выборе плотности грунта в теле насыпных земляных плотин имеются немногочисленные рекомендации.

Б. И. Рутковский [6] предлагает выбирать требуемую плотность грунта в теле плотины на основе технико-экономического сравнения стоимости 1 пог.м сооружения при разной степени уплотнения грунта. При разных значениях плотности грунта определяется его сопротивление сдвигу, для каждого полученного значения которого строятся поперечные сечения плотины и подсчитывается стоимость возведения 1 пог.м. Автор не увязывает получающуюся плотность грунта с работой уплотняющих механизмов, которой определяется стоимость уплотнения.

В. П. Вихарев [1] считает, что для тела плотины или дамбы следует выбрать ту плотность, которая соответствует затрате критической работы уплотняющего механизма. Таким образом, выбор требуемой плотности в теле земляной укатанной плотины он связывает только «уплотняющей способностью определенного механизма применительно к данному грунту».

С. И. Мигин рекомендует устанавливать требуемую плотность грунта в теле плотины исходя из расчета стоимости земляных работ на 1 пог.м сооружения при различных значениях плотности грунта, проводимого на основе учета количества затрачиваемой работы уплотнения различными механизмами [3, 10].

Следует отметить, что рекомендации Б. И. Рутковского и С. И. Мигина могут быть применимы к грунтам, имеющим большое количество глинистых частиц. Силы сцепления таких грунтов в значительной

степени зависят от их плотности: с увеличением плотности они возрастают, что ведет к общему повышению сопротивления грунта сдвигу. Очевидно, только для таких грунтов и можно, увеличивая плотность грунта, проектировать более обжатый профиль сооружения и достигать определенной экономии на земляных работах. Для среднеазиатских лессовых грунтов, в большинстве случаев содержащих небольшое количество глинистых частиц (тяжелые супеси, легкие и средние суглинки), повышение плотности приводит к незначительному росту сопротивления сдвигу. В этом случае рекомендации Б. И. Рутковского и С. И. Мигина становятся малопригодными. Ни один из трех названных авторов не увязывает требуемую плотность грунта в теле насыпной земляной плотины с сжимаемостью уплотненного грунта.

Таким образом, методика расчета требуемой плотности грунта в теле земляных насыпных плотин, возводимых из лессовых грунтов, еще не разработана. Это приводит к тому, что плотность грунта в сооружении может быть задана излишней или недостаточной. Излишнее уплотнение удорожает сооружение, а недостаточное — влечет за собой всякого рода осложнения при эксплуатации, которые могут привести к аварии.

В целях разработки методики расчета требуемой плотности лессового грунта в теле насыпной плотины, отражающей действительное поведение грунта в сооружении, автором исследована сжимаемость уплотненного лессового грунта.

Объектом исследований был легкий пылеватый (лессовидный) суглинок одного из районов Голодной степи со следующим гранулометрическим составом.

Размер частиц, мм	Содержание, %
0,5 — 0,05	14,1
0,05 — 0,005	74,2
< 0,005	14,7

Удельный вес грунта $2,6 \text{ г/см}^3$. Сухой остаток 0,472%. В грунте имеются соли $\text{NaCl} + \text{KCl} - 0,0082\%$, $\text{Na}_2\text{SO}_4 - 0,175$, $\text{MgSO}_4 - 0,049$, $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2 - 0,065$, $\text{CaSO}_4 - 0,306$, $\text{CaCO}_3 - 16,587$ и $\text{MgCO}_3 - 1,84$.

Пределы пластичности: верхний — 27%, нижний — 23. Число пластичности 4%. Максимальная молекулярная влагоемкость по А. Ф. Лебедеву 17%, оптимальная влажность уплотнения (при уплотнении в лаборатории на копре Клебе бойком весом 3 кг) 16%.

Опытами определены коэффициенты пористости в зависимости от давления для образцов грунта, предварительно уплотненных на копре Клебе до плотности 1,4, 1,5, 1,6 и 1,7 г/см^3 при влажности 14, 16, 18 и 20%. Проведены исследования компрессионных свойств уплотненных образцов грунта как без насыщения их водой, так и при полном водонасыщении. Для предотвращения высыхания образца, компрессионные свойства которого определяли в условиях отсутствия насыщения водой, поршень прибора в процессе опыта был прикрыт слоем влажной ваты толщиной 0,4—0,5 см. Испытания проведены на приборах типа „одеметр“ с площадью сечения образца 60 см^2 . Для сравнения сделаны компрессионные испытания пасты из этого же грунта. Результаты сведены в табл. 1. Приведенные в табл. 1 значения коэффициентов пористости (ε) — средние арифметические показатели двух параллельных испытаний.

Анализируем полученные данные.

1. Если уплотненный грунт предварительно довести до полного водонасыщения, а затем передать на него статическую нагрузку, он

доуплотняется в том случае, когда его начальная плотность (объемный вес скелета) не превышает $1,5 \text{ г/см}^3$ (или т/м^3). Отсюда следует, что нельзя укладывать такой грунт с плотностью менее $1,5 \text{ т/м}^3$ в тело плотины, так как при наполнении водохранилища произойдет замачивание грунта, что вызовет резкое дополнительное сжатие грунта и неравномерные осадки тела плотины по длине.

Таблица 1

Объемный вес скелета грунта, г/см^3	Влажность при уплотнении, %	Условия опыта	Значения ϵ при давлении в кг/см^2					
			0,0	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0
1,4	14	Без насыщения водой	0,856	0,838	0,827	0,811	0,785	0,678
	16		0,856	0,852	0,843	0,821	0,781	0,679
	18		0,856	0,846	0,829	0,797	0,701	0,610
	20		0,856	0,839	0,816	0,784	0,684	0,613
1,5	14		0,734	0,720	0,714	0,704	0,690	0,657
	16		0,734	0,725	0,722	0,709	0,691	0,651
	18		0,734	0,720	0,710	0,692	0,652	0,572
	20		0,734	0,719	0,708	0,685	0,645	0,567
1,6	14		0,625	0,613	0,605	0,591	0,580	0,566
	16		0,625	0,622	0,617	0,608	0,597	0,581
	18		0,625	0,619	0,613	0,602	0,586	0,554
	20		0,625	0,614	0,610	0,597	0,588	0,569
1,7	14		0,530	0,522	0,514	0,505	0,495	0,481
	16		0,530	0,526	0,521	0,514	0,505	0,494
	18		0,530	0,528	0,525	0,519	0,508	0,497
	20		0,530	0,522	0,517	0,505	0,496	0,486
1,55	27	Грунтовая паста без водонасыщения	0,679	0,561	0,556	0,555	0,545	0,530
1,4	14	С полным водонасыщением	0,856	0,837	0,784	0,717	0,672	0,597
	16		0,856	0,829	0,798	0,727	0,660	0,600
	18		0,856	0,804	0,772	0,697	0,667	0,612
	20		0,856	0,828	0,797	0,682	0,622	0,572
1,5	14		0,734	0,729	0,720	0,685	0,625	0,561
	16		0,734	0,733	0,725	0,700	0,653	0,582
	18		0,734	0,725	0,715	0,683	0,626	0,577
	20		0,734	0,719	0,704	0,667	0,616	0,568
1,6	14		0,625	0,624	0,619	0,611	0,598	0,574
	16		0,625	0,624	0,623	0,619	0,612	0,600
	18		0,625	0,623	0,621	0,615	0,606	0,588
	20		0,625	0,621	0,613	0,599	0,590	0,576
1,7	14		0,530	0,529	0,524	0,512	0,497	0,481
	16		0,530	0,527	0,523	0,514	0,504	0,491
	18		0,530	0,528	0,526	0,519	0,509	0,499
	20		0,530	0,527	0,525	0,516	0,504	0,487
1,53	27	Грунтовая паста с полным водонасыщением	0,696	0,630	0,598	0,560	0,541	0,526

2. Сжимаемость грунта, имеющего начальную плотность 1,6 и 1,7 г/см³, практически не зависит от исходной влажности, при которой уплотнен грунт (от 14 до 20%), а также от условий проведения опыта — без водонасыщения или при полном водонасыщении.

3. При начальной плотности грунта 1,5—1,6 г/см³ наименьшую сжимаемость (наибольшую прочность) показали образцы, уплотненные при оптимальной влажности 16%. Это положение справедливо при сжатии грунта как в условиях полного водонасыщения, так и без него. При начальной плотности грунта 1,7 г/см³ наименьшую и почти одинаковую сжимаемость имеют образцы, уплотненные при начальной влажности 16 и 18%.

В процессе компрессионных испытаний образцов непосредственно получены значения модуля осадки (по Н. Н. Маслову). Модуль осадки связан с коэффициентами пористости известной формулой, где e_0 и e_p — коэффициенты пористости грунта соответственно при давлениях 0 и P кг/см².

$$L_p = \frac{e_0 - e_p}{1 + e_0} \times 1000 \text{ мм/м.}$$

Значения модулей осадки приведены в табл. 2.

Анализируя зависимости модуля осадки от начальной плотности грунта, влажности уплотнения и условий сжатия (с водонасыщением или без него), делаем следующие выводы.

1. Приложение к механически уплотненному грунту статической нагрузки вызывает сжатие грунта при всех значениях его начальной плотности (от 1,4 до 1,7 г/см³).

2. Механически уплотненный грунт сжимается интенсивней грунтовой пасты только при начальной плотности 1,4 г/см³ и всех значениях исходной влажности (14—20%). При более высоких значениях начальной плотности грунта (1,5—1,6—1,7 г/см³) сжимаемость грунтовой пасты, имеющей начальные плотности 1,53—1,55 г/см³ и влажность 27%, в принятом в опытах интервале давлений (от 0 до 8 кг/см²) всегда больше сжимаемости грунта, уплотненного при влажности 14—20%.

3. Наименьшая сжимаемость образцов грунта при полном водонасыщении, уплотненных при влажности 14, 16 и 18% (т. е. при $W = W_{opt}$ и $W = W_{opt} \pm 2\%$), отмечается при одной и той же плотности — 1,6 г/см³. При влажности уплотнения 20% ($W_{opt} + 4\%$) сжимаемость постоянно уменьшается с повышением плотности.

Плотность грунта, при которой наблюдается его наименьшая сжимаемость, названа нами оптимальной. Возможность появления в уплотненных грунтах оптимальной плотности можно объяснить следующим образом. Уплотнение грунта при $W = W_{opt} \pm 2\%$ до оптимальной плотности ведет к формированию в нем структуры без разрушения агрегатов частиц. Полученная структура грунта характеризуется тем, что отдельные частицы и их агрегаты больше пор. При дальнейшем уплотнении грунта, вероятно, разрушаются крупные агрегаты и появляются более мелкие, размер которых уже не превышает размеров пор, и при приложении внешней статической нагрузки начинается дальнейшая переупаковка частиц, что и приводит к увеличению сжимаемости грунта. Это объяснение согласуется с положениями, развиваемыми Н. Я. Денисовым о природе структурных деформации глинистых грунтов.

При высокой влажности уплотнения доведение грунта до значительной плотности требует небольшой затраты работы и в процессе уплотнения, возможно, не происходит разрушения крупных агрегатов. Поэтому при высокой влажности уплотнения ($W > 18\%$) не наблюдается и оптимальной плотности грунта.

Таблица 2

Влажность при уплотнении, %	Плотность, г/см ³	Условия опыта	Модуль осадки в интервале давлений (кг/см ²), мм/м				
			0—0,5	0—1	0—2	0—4	0—8
14	1,4	Без насыщения водой	9,7	14,0	22,6	38,2	96,0
	1,5		8,1	11,5	17,3	25,4	44,4
	1,6		7,4	12,3	20,9	27,7	36,3
	1,7		5,2	10,4	16,3	22,9	32,0
16	1,4		2,1	7,0	18,9	40,5	95,5
	1,5		5,2	6,9	14,4	24,8	47,8
	1,6		1,85	4,9	10,4	17,2	27,1
	1,7		3,6	5,9	10,4	16,3	23,5
18	1,4		5,4	14,5	31,8	82,0	132,5
	1,5		8,1	13,7	24,2	47,2	93,5
	1,6		3,7	7,4	14,1	24,0	43,7
	1,7		1,3	3,3	7,2	14,4	21,6
20	1,4		9,15	21,6	49,6	92,7	131,0
	1,5		8,6	15,0	28,2	51,2	96,0
	1,6		6,8	9,2	17,2	22,8	34,5
	1,7		5,2	8,5	16,3	22,2	28,8
27	1,55	Грунтовая паста без водонасыщения	70,5	73,1	74,0	79,6	88,7
14	1,4	С насыщением водой	10,2	38,8	75,0	99,0	140,0
	1,5		2,9	8,1	28,2	62,8	100,0
	1,6		0,6	3,7	8,6	16,6	31,4
	1,7		0,6	3,9	11,8	21,6	32,0
16	1,4		14,6	31,3	69,5	105,5	138,0
	1,5		0,6	5,2	19,6	46,7	87,6
	1,6		0,6	1,2	3,7	8,0	15,4
	1,7		2,0	4,6	10,4	17,0	25,5
18	1,4		28,0	45,3	85,6	102,0	134,0
	1,5		5,2	11,0	29,4	62,2	90,5
	1,6		1,2	2,5	6,1	11,7	22,8
	1,7		1,3	2,6	7,2	13,7	20,3
20	1,4		15,1	31,8	93,7	126,0	153,0
	1,5		9,6	17,3	38,6	68,0	95,6
	1,6		2,5	7,4	16,0	21,5	30,1
	1,7		2,0	3,3	9,2	17,0	28,1
27	1,53	Грунтовая паста с водонасыщением	39,4	58,3	81,0	92,3	101,5

Анализ испытаний, проведенных полевыми грунтовыми лабораториями, показывает, что для лессовых грунтов, уложенных в тело

плотины укаткой, кривые модуля осадки имеют совершенно аналогичный вид.

Рассмотрим результаты компрессионных испытаний образцов грунта, отобранных из тела плотины Каттакурганского водохранилища. Грунт — лессовый суглинок с содержанием частиц: песка 10%, пыли 80 и глины 10. Удельный вес $2,7 \text{ г/см}^3$. Сухой остаток 0,06—2,16%, редко более 1. Пределы пластичности: верхний 26%, нижний 18. Число пластичности 8%. Грунт уплотняли катками при влажности в диапазоне 16—18%. В табл. 3 приведены значения модуля осадки образцов грунта, отобранных из тела Каттакурганской плотины.

Из табл. 3 видно, что для грунта плотины Каттакурганского водохранилища оптимальная плотность равнялась $1,66 \text{ г/см}^3$.

Таблица 3

Условия опыта	Плотность, г/см^3	Модуль осадки при давлениях (кг/см^2), мм/мм				
		0,5	1,0	2,0	4,0	8,0
Грунтовая паста	1,51	98	118	132	146	158
Образцы грунта, уплотненного укаткой	1,66	3,1	9,3	14,3	26,8	43,6
	1,69	5,0	12,5	17,5	28,2	42,7
	1,71	6,3	11,4	17,7	27,2	42,4
	1,78	3,3	6,6	13,2	16,6	27,8
	1,85	3,4	4,8	9,6	13,7	22,0

Ознакомление с некоторыми проектами земляных водохранилищных плотин, составленными институтом Средазгипроводхлопок, показывает, что в этом институте до последнего времени при выборе плотности лессового грунта в теле насыпных плотин использовали рекомендации инструкции ВОДГЕО 1944 г. Выбор плотности грунта в теле плотин, согласно рекомендациям данной инструкции, приводит к завышению необходимой плотности грунта. Рассмотрим это на примере.

На основе компрессионных испытаний образцов уплотненного лессового грунта одного из районов Голодной степи (табл. 1 и 2) рассчитаем плотность грунта в теле плотины, имеющей размеры плотины Тюябугузского водохранилища. Эта плотина имеет суглинистое ядро, с обеих сторон которого устраивается присыпка из неотсортированного гравийного материала. Расчет проведем по методике, принятой в проектах плотин Каттакурганского (инструкция ВОДГЕО 1944 г.) и Тюябугузского (модификация инструкции ВОДГЕО 1944 г.) водохранилищ, а также по предлагаемой нами методике, которая подробно изложена в конце статьи (табл. 4). Напряжение от собственного веса грунта (σ_g) определено при условии укладки грунта с влажностью 16%.

Из табл. 4 следует, что назначение плотности грунта в теле плотины по результатам компрессионных испытаний грунтовой пасты (рекомендация инструкции ВОДГЕО) приводит к необоснованному завышению требуемой плотности грунта в теле насыпной плотины, что влечет за собой удорожание строительства.

По предлагаемой нами методике можно рассчитать ожидаемую осадку плотины за счет самоуплотнения грунта и тем самым установить укладочный объем (вес) грунта. По принятым методам расчета строители имели только проектный объем грунта в теле плотины. В связи с тем что плотина при возведении дает осадку, грунта в ее теле укладывается всегда больше проектного объема. Например, строители уложили первый 7,5-метровый слой с плотностью $1,60 \text{ т/м}^3$; при возведении следующего, 10-метрового, слоя ранее уложенный дает осадку, и толщина его уменьшается. Для выполнения требова-

Таблица 4

Отметка границы слоя, м	Тол- щина слоя, м	$\sigma_{\text{г}}$, кг/см ²	g_0 , т/м ³	$g_0' = 0,98 \text{ } g_0$, т/м ³	По нашей мето- дике
0	7,5	0,7	1,61	1,58	1,60
— 7,5	7,0	1,4	1,65	1,62	1,60
— 14,5	10,0	2,74	1,68	1,65	1,60
— 24,5	10,0	4,24	1,69	1,66	1,60
— 34,5	7,5	6,20	1,70	1,67	1,60
— 42,0					

Примечания. За 0 принята отметка гребня плотины; g_0 — плотность грунта по компрессионной кривой пасты в условиях полного водонасыщения — по методике, принятой в проекте Каттакурганского водохранилища; g_0' — по методике, принятой в проекте Тюябугузского водохранилища.

ний проекта строители обязаны сделать второй слой уже не 10-метровым, а толще и т. д. до возведения плотины на полную высоту. Таким образом, в каждый слой грунта укладывается больше, чем указано в проекте. Это ведет к удорожанию строительства плотины по причинам, совершенно не зависящим от строительной организации, которая за выполненные в соответствии с проектом работы недополучает значительные суммы. Кроме того, искусственно снижается производительность труда строительной организации, когда стоимость возведения плотины составляет основную часть сметы комплекса сооружений.

При определении укладочного объема грунта следует учитывать образование зон переуплотненного грунта, возникающих в результате движения груженого транспорта по уже уплотненному слою. Дополнительное сжатие грунта по этой причине в настоящей статье не рассматривается.

Для расчета ожидаемой осадки плотины по данным табл. 2 построены графики модуля осадки грунта, уплотненного при влажности 16% до плотности 1,5, 1,6, 1,7 г/см³. В этих условиях оптимальная плотность грунта равна $1,6 \text{ т/м}^3$ (см. рисунок). Примем плотность грунта в теле плотины $1,6 \pm 0,05 \text{ т/м}^3$. Иначе говоря, плотность грунта в теле плотины может изменяться от 1,55 до $1,65 \text{ т/м}^3$. В этом случае минимально допустимая плотность грунта в теле плотины на

0,05 t/m^3 выше той плотности (1,50 t/m^3), при которой еще не происходит дополнительное сжатие грунта при увлажнении. Такой запас необходим, по нашему мнению, потому, что характеристики сжимаемости грунта определены на образцах, предварительно уплотненных в лаборатории на копре Клебе, а не на образцах, отобранных на де-лянке опытной укатки плотины.

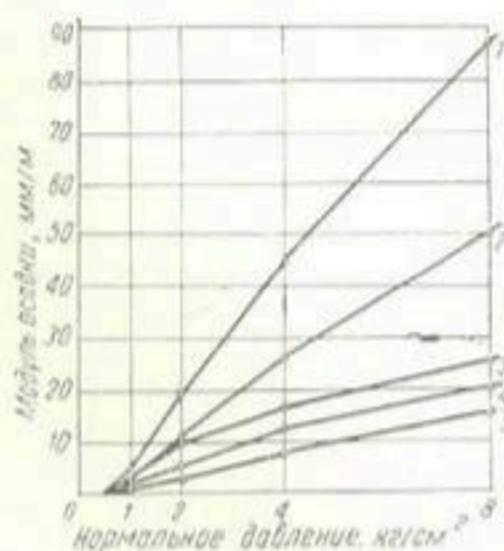
Найдем осадку плотины при трех значениях плотности грунта: 1,55, 1,60 и 1,65 t/m^3 . Расчет представлен в табл. 5.

Осадка плотины при $g_0=1,55 \text{ } t/m^3$ составляет 101 см, или 2,4% от ее высоты, при $g_0=1,60$ —29,7 см, или 0,71%, при $g_0=1,65$ —45 см, или 1,07%.

Таким образом, если принять плотность грунта в теле плотины за 1,55—1,65 t/m^3 , осадка плотины составит соответственно 2,4 и 1,07% от ее высоты. Минимальная осадка (0,71%) будет при оптимальной плотности грунта — 1,60 t/m^3 .

Следовательно, плотность грунта в теле плотины можно назначить в пределах 1,55—1,65 t/m^3 , при этом желательно, чтобы основная масса грунта доводилась до плотности 1,60 t/m^3 и несколько выше.

Из вышесказанного следует, что из трех рассмотренных нормативных документов только в инструкции ВОДГЕО 1944 г. имеется четкое указание по выбору плотности грунта в теле насыпных плотин. Однако оно по существу неправильное. Инструкция полагает, что если грунт уплотнить до плотности, соответствующей давлению на слой от веса вышележащего грунта, то дальнейшего уплотнения его в теле плотины не произойдет. А эта плотность грунта определяется по тому значению коэффициента пористости, который соответствует на компрессионной кривой пасты давлению от собственного веса вышележащего грунта.



Кривые модуля осадки при различных плотностях (g/cm^3). 1—1,50; 2—1,55; 3—1,70; 4—1,65; 5—1,60. Кривые 2 и 4 построены по интерполяции.

Таблица 5

Отметка границы слоя, м	Толщина слоя, м	g_0 , t/m^3	γ_{gr} , kg/cm^2	L_p при плотности в t/m^3 , мм/м			S_f при плотности в t/m^3 , мм		
				1,55	1,60	1,65	1,55	1,60	1,65
0									
—14,5	14,5	1,6	1,39	6,5	2,0	3,8	94	29	55
—27,0	12,5	.	2,7	25,5	7,0	12	318	88	150
—42,0	15,0	.	3,85	40,0	12	16,5	600	180	244
			5,00						
			6,22						
						Σ	1012	297	449

В действительности, грунт, уложенный в тело плотины механическим уплотнением, всегда будет сжиматься под действием веса вышележащего грунта. Это сжатие будет даже в том случае, если в

тело плотины уложить грунт с плотностью выше определенной по компрессионной кривой пасты. Данное явление можно объяснить следующим образом. При определении компрессионных свойств грунтовой пасты уплотняется в приборе статической нагрузки. Предположим, что по такой компрессионной кривой установлена необходимая плотность, до которой нужно уплотнить грунт при возведении насыпной плотины. В процессе возведения плотины грунт до этой плотности уплотняется кратковременной нагрузкой, например катками, и уплотнение происходит в результате переупаковки частиц во всех направлениях. Предположим далее, что какой-то слой грунта катками уплотнен до расчетной плотности. Пока не начали укладку последующих слоев, грунт уже уплотненного слоя не испытывает никакого давления, т. е. он не напряжен (а ведь плотность, до которой грунт этого слоя уплотнен катками, назначена по компрессионной кривой, снятой в условиях его напряженного состояния). Естественно, что по мере возведения плотины на этот уплотненный слой начинает действовать статическая нагрузка, и в результате происходит дальнейшее уплотнение грунта.

Грунт, уложенный в тело плотины механическим уплотнением, приобретает определенную структуру, и его сжимаемость резко отличается от сжимаемости грунтовой пасты. Это видно из простого сопоставления компрессионных кривых грунтовой пасты и уплотненного образца, изготовленных из одного и того же грунта.

Обобщая имеющиеся данные многолетних наблюдений, а также анализируя полученные в результате исследований компрессионные кривые лессовых грунтов, уложенных в тело плотины различными способами (укатка, намыв, отсыпка в воду), Е. Д. Рождественский заключает: "... Определение на пастах компрессионных свойств грунтов как строительного материала для гидротехнических земляных сооружений методически неправильно, так как исходные состояния грунтов в теле сооружения, зависящие от способа укладки, резко отличаются и их структура оказывается иной, чем у грунтовых паст. ... Образование различных структур при разных способах укладки грунтов в тело сооружения требует, чтобы компрессионные свойства грунтов устанавливались на образцах, изготовленных таким способом, каким предполагается производить укладку грунта при возведении земляного сооружения. Этого можно достичь в лабораторных условиях путем моделирования". [5, стр. 238].

В развитие этих указаний Е. Д. Рождественского мы и провели описанные выше исследования.

ВЫВОДЫ

На основе критического разбора нормативных документов, анализа проектов трех насыпных плотин из лессовых грунтов, данных по расчетным осадкам этих плотин (Каттакурганского, Тюябугузского и Южно-Сурханского водохранилищ в Узбекистане) и результатов компрессионных испытаний образцов уплотненного лессового грунта можно рекомендовать следующую методику расчета плотности грунта в теле насыпных плотин, возводимых механическим уплотнением из лессовых грунтов:

1) в лабораторных условиях приготовить образцы грунта, уплотненные на копке Клебе в цилиндрической форме до различной плотности при разной влажности. Учитывая плотность грунта, необходимую для обеспечения устойчивости откосов и малой фильтрации

через тело плотины, можно рекомендовать проведение компрессионных испытаний образцов, уплотненных до плотности (объемный вес скелета грунта) 1,50, 1,55, 1,60, 1,65, 1,70 и 1,75 г/см³. Уплотнять образцы следует при оптимальной влажности, которая для лессовых грунтов численно равна максимальной молекулярной влагоемкости по А. Ф. Лебедеву, и еще при трех-четырех значениях влажности, расположенных по обе стороны оптимальной. При этом нужно придерживаться определенного интервала влажности. Например, оптимальная влажность равна 14%; образцы следует готовить при влажности 10, 12, 14, 16 и 18%;

2) провести с двухкратной повторностью компрессионные испытания приготовленных образцов в компрессионном приборе типа „одеметр“ с диаметром стакана не менее 70 мм как без водонасыщения, так и с полным водонасыщением образцов;

3) обработать результаты компрессионных испытаний; построить компрессионные кривые и кривые модуля осадки;

4) по компрессионным кривым установить минимальную плотность грунта, при которой начинается доуплотнение грунта при насыщении его водой. Во избежание резких и неравномерных осадок плотины в период наполнения водохранилища назначенная плотность грунта в теле плотины должна быть не менее чем на 0,05 т/м³ больше полученной;

5) по кривым модуля осадки найти оптимальную плотность грунта, при которой наблюдается минимальная сжимаемость грунта в данном диапазоне изменения давлений;

6) установить плотность грунта в теле плотины. Для этого рассчитать осадку плотины, которая может произойти вследствие самоуплотнения грунта при укладке его по всей высоте плотины с плотностью, равной оптимальной, а также на 0,05 т/м³ больше и меньше оптимальной. Если при компрессионных испытаниях грунта оптимальная плотность не выявлена, то плотность его в теле плотины следует назначать в таких пределах, при которых осадка плотины в результате самоуплотнения грунта ее тела не будет превышать 2% от высоты плотины. Предельная осадка 2% принята из расчета возможных осадок построенных из лессовых грунтов насыпных плотин, которые в настоящее время эксплуатируются и находятся в удовлетворительном состоянии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вихарев В. П. Уплотнение лессовидных грунтов укаткой, В сб. „Вопросы геотехники“, Днепропетровский институт инженеров ж.-д. транспорта, М., Госстройиздат, 1953.
2. Инструкция по проектированию, возведению и эксплуатации насыпных земляных плотин, ВОДГЕО, М. — Л., Стройиздат Наркомстроя, 1944.
3. Мигин С. И. Назначение степени уплотнения грунта в плотинах и дамбах с учетом технико-экономических и производственных факторов, ВОДГЕО, Труды лабораторий гидротехнических сооружений, Сб. № 3, М., Госстройиздат, 1960.
4. Проект технических условий и норм проектирования, возведения и эксплуатации насыпных земляных плотин, ВОДГЕО, Гидроэнергопроект, М., Госстройиздат, 1938.
5. Рождественский Е. Д. Физико-технические свойства лессовых грунтов Узбекистана, Ташкент, 1960.
6. Рутковский Б. И. „Гидротехника и мелиорация“. 1952, № 6.
7. Технические условия и нормы на проектирование, возведение и эксплуатацию земляных насыпных плотин (проект), Приложения, Гипроводхоз, М., 1959.
8. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений, ВНИИГС, Земляные насыпные плотины, М. — Л., Стройиздат Наркомстроя 1941.
9. Технические условия на производство гидротехнических работ, вып. IV, Возведение земляных укатанных плотин, Главгидроэнергострой, М., Госэнергоиздат, 1941.
10. Указания по назначению рациональной степени уплотнения грунта в насыпных земляных плотинах и дамбах, ВОДГЕО, М., 1961.

Ю. М. КУЗЬМИНОВ

К РАСЧЕТУ РАВНОУСТОЙЧИВОГО СЕЧЕНИЯ РУСЛА В НЕСВЯЗНЫХ И ПОЛУСВЯЗНЫХ ГРУНТАХ

Развитие орошения земель бассейна Аму-Дарьи и других районов страны требует решения вопроса о расчете каналов, проходящих в легкоподвижных грунтах. Водоток в таких случаях сам формирует себе ложе в процессе деформаций (размыва и заиления).

На основе рассмотрения предельной устойчивости на размыв частиц, слагающих дно и откосы русла, мы [7—10] получили уравнение равноустойчивого сечения

$$\frac{B}{2h_m} \xi = \frac{\sqrt{1+f^2}}{2f} \arccos \frac{1+f^2 - \sqrt{4f^2(1+f^2)\tau_i^2+1}}{f^2} - \frac{\sqrt{2}}{2f} \sqrt{\sqrt{4f^2(1+f^2)\tau_i^2+1} - 2f^2\tau_i^2 - 1}; \quad (1)$$

с ошибкой до 8% это уравнение может быть представлено в виде:

$$\frac{B}{2h_m} \xi \cong \frac{\sqrt{1+f^2}}{2f} \arccos \frac{1+f^2 - \sqrt{4f^2(1+f^2)\tau_i^2+1}}{f^2}; \quad (2)$$

здесь

B — устойчивая ширина русла поверху, м;

h_m — максимальная глубина, м;

f — коэффициент трения грунта;

$\xi = \frac{2x}{B}$ и $\tau_i = \frac{z}{h_m}$ — относительные координаты профиля.

При подстановке в уравнение (1) $\xi=1$, $\tau_i=1$ определяется ширина равноустойчивого русла

$$B = \frac{\pi \sqrt{1+f^2} \cdot h_m}{f}. \quad (3)$$

Из формулы (3) видно, что ширина B зависит от максимальной глубины потока h_m и коэффициента трения грунта f .

Максимальная глубина h_m может быть определена из критерия предельной устойчивости частиц дна [10].

$$h_m < \frac{k \cdot \varphi' \cdot f \cdot d}{l_0} \quad (d > 1,5 \text{ мм}), \quad (4)$$

$$h_m \leq \frac{k \cdot \rho' \cdot f \cdot d}{i_0 - i_e} \quad (d < 1,5 \text{ мм}), \quad (5)$$

где k — переходный коэффициент от средней глубины потока к максимальной, равный по нашим исследованиям 1,50 и многочисленным полевым исследованиям проф. Г. Н. Железнякова в среднем 1,61;

$$\rho' = \frac{\rho_n - \rho}{\rho};$$

d — диаметр частиц ложа;

f — коэффициент трения грунта;

i_0 — заданный продольный гидравлический уклон;

i_e — часть продольного гидравлического уклона, идущая на преодоление сил зацепления-связности у мелкозернистых грунтов и определяемая по графику $\frac{i_e}{i_0} = f(d)$ [8,9].

Что же касается f , то его нужно понимать как значение коэффициента трения, соответствующее состоянию предельной устойчивости частиц ложа.

Специально поставленные опыты по определению предельной устойчивости дна и откосов [7, 8, 9] показали, что состояние частиц, находящихся в условиях начальной подвижки, в первом и втором случаях различное. Горизонтальному дну соответствуют максимальные касательные напряжения τ_0 .

Частицы в момент начальной подвижки находятся в неустойчивом состоянии: вибрируют, переворачиваются, местами перекатываются и срываются, т. е. „отражают“ пульсирующий характер придонного слоя потока. Значение коэффициента f , соответствующее этому состоянию частиц, очень мало, а в случае полного подъема частиц $f = 0$. Именно этому состоянию соответствует коэффициент $f = \psi = f(R_{e*}, R_{ed}, d)$ в критерии устойчивости частиц горизонтального дна

$$I_{кр} = \frac{\psi \cdot \rho' \cdot d}{h}.$$

Это экспериментально подтверждено и нашими опытами для диаметров частиц от 0,1 до 4,0 мм [2, 3, 5, 6, 11, 12, 14, 15].

С увеличением угла откоса, где уменьшается статическая устойчивость частиц, очевидно, уменьшается и критическое напряжение τ , которое достигает минимума, соответствующего углу естественного откоса грунта.

Критическое касательное напряжение τ , соответствующее углу естественного откоса φ_e , стремится к нулю для более крупных частиц и предельному значению $\frac{\tau}{\tau_0} \rightarrow \frac{i_e}{i_0} = f(d)$ для мелкозернистых грунтов.

Частицы здесь фактически находятся в статических условиях. Это накладывает отпечаток и на состояние предельной устойчивости таких частиц. При незначительном увеличении критического τ (при котором частицы неподвижны) они или скатываются с угла естественного откоса φ_e (при более крупном d частиц), или сползают отдельными участками (мелкозернистые грунты). Вибрации, переворачивания, срывов частиц не наблюдается. Другими словами, предельное состояние равновесия частиц на откосе с углом φ_e характеризуется коэф-

коэффициентом трения f , равным тангенсу угла естественного откоса данного грунта в спокойной воде $f = \operatorname{tg} \varphi_e = \mu$.

Различное состояние устойчивости частиц дна и откосов русла наблюдается и в натуральных условиях (исследуемый участок Каракумского канала). После пропуска около трех месяцев почти постоянного расхода образовалось вполне стабилизированное сечение, угол откоса которого у уреза воды приближался к φ_e для данных грунтов, и подвижки частиц на нем не наблюдалось, в то же время на дне происходило движение донных наносов в виде небольших песчаных волн.

Таким образом, в условиях предельного равновесия частиц криволинейного откоса коэффициент трения f меняется от

$$f = \mu \left[\text{при } \operatorname{tg} \varphi \rightarrow \operatorname{tg} \varphi_e \text{ и } \frac{\tau}{\tau_0} \rightarrow 0 \text{ или } \frac{\tau}{\tau_0} \rightarrow \frac{l_e}{l_0} = f(d) \right]$$

до $f = \psi$ (при $\operatorname{tg} \varphi = 0$ и $\tau = \tau_0$).

Анализ уравнений (1), (2), (3), (4), (5) показывает, что коэффициенту $f = \mu$ соответствует глубокое и неширокое русло, частицы откосов и дна находятся в состоянии „верхнего“ или начального предела устойчивости, касательные напряжения (а следовательно, и скорости) малы, пропускная способность небольшая. При использовании в уравнениях (1), (2), (3), (4), (5) коэффициента $f = \psi$ сечение более распластанно, частицы откосов и дна находятся в состоянии „нижнего“ или конечного предела устойчивости, на урезе воды угол откоса становится меньше φ_e для данных грунтов, касательные напряжения (следовательно, и скорости) и пропускная способность русла соответственно увеличены.

В практических расчетах в зависимости от поставленных требований к устойчивости русла возможно использование рассматриваемых крайних значений $f = \mu$ и $f = \psi$, а также промежуточного, или среднего $f = \frac{\mu + \psi}{2}$. Коэффициент $\mu = \operatorname{tg} \varphi_e$ зависит от диаметра частиц (с уменьшением d частиц μ уменьшается), формы, плотности, пористости грунта, смеси (значения μ падают), глубины погружения под водой и является малоизученным. Поэтому в настоящее время можно ориентироваться лишь на приближенные данные о коэффициенте $\mu = f(d)$.

Грунт	d (мм) содержится более 66%	$\mu = \operatorname{tg} \varphi_e$ под водой
Гравий	2—20	0,46
Песок		
крупнозернистый	2—0,5	0,27
среднезернистый	0,5—0,25	0,25
мелкозернистый	0,25—0,1	0,24
тонкозернистый	0,1—0,05	0,23
алювиальный	—	0,58
Супесь	—	0,23

Коэффициент $\psi = f(R_{e*}, R_{ed}, d)$, соответствующий предельной устойчивости частиц горизонтального дна, исследован И. В. Егiazаровым [5], В. Н. Гончаровым [4], И. И. Леви [11], Б. А. Фидманом [14], Г. И. Шамоным [15], И. Я. Орловым [12], а также нами [9, 10].

По нашим экспериментальным данным составлен график $\psi = f(d)$ для диапазона d частиц песка от 0,1 до 4,0 мм (рис. 1).

Зная уравнение равноустойчивого сечения (1), ширину B (3) и максимальную глубину h_m (4,5), можно определить площадь его поперечного сечения ω .

Возьмем элементарную площадку сечения zdx (рис. 2) и, интегрируя от 0 до $\frac{B}{2}$, будем иметь

$$\frac{1}{2} \omega = \int_0^{\frac{B}{2}} z dx,$$

или в относительных величинах

$$z = \eta h_m, \quad x = \frac{B \cdot \xi}{2}$$

будет

$$\frac{\omega}{B h_m} = \int_0^1 \eta d\xi. \quad (6)$$

По [10]

$$\frac{B}{2 h_m \sqrt{2f}} \cdot d\xi = \frac{\eta d\eta}{\sqrt{V 4f^2 (1+f^2) \eta^2 + 1 - 2f^2 \eta^2 - 1}}, \quad (7)$$

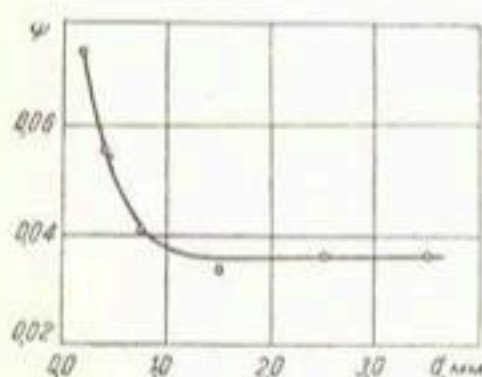


Рис. 1.

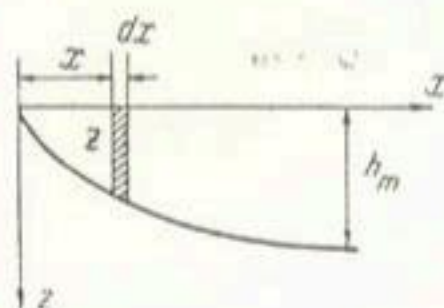


Рис. 2.

Подставляя значение $d\xi$ по (7) в (6), имеем

$$\frac{2 \sqrt{2} \cdot f}{B^2} \cdot \omega = \int_0^1 \frac{\eta^2 d\eta}{\sqrt{V 4f^2 (1+f^2) \eta^2 + 1 - 2f^2 \eta^2 - 1}}, \quad (8)$$

где $B = \frac{\pi \sqrt{1+f^2} \cdot h_m}{f}$.

Интегрирование выражения (8) дает следующее значение площади равноустойчивого сечения русла:

$$\omega = \frac{2,1 \sqrt{1+f^2} \cdot h_m^2}{f}. \quad (9)$$

Очевидно, зная ω по (9) и B по (3), можно определить среднюю глубину сечения

$$h = \frac{\omega}{B} = \frac{2,1 h_m}{\pi} = 0,668 h_m \approx 0,67 h_m. \quad (10)$$

Пропускная способность равноустойчивого русла определится как $Q = \omega \cdot \bar{v}$, где $\bar{v}$ — средняя критическая скорость потока. Среднюю скорость $\bar{v}$ можно представить в виде

$$\bar{v} = k \sqrt{gh_i'}, \quad (11)$$

где k — безразмерный коэффициент сопротивления, хорошо удовлетворяющий степенному закону $k = m \left(\frac{h}{d}\right)^y$.

Если привести коэффициент сопротивления к виду Гончарова — Великанова [1, 3], то $k = 6,25 \left(\frac{h}{d}\right)^{\frac{1}{6}}$.

Для условий оросительных каналов Средней Азии Доу Го-жень [16] рекомендует $k = 4,73 \left(\frac{h}{d}\right)^{\frac{1}{8}}$. Тогда выражение для $\bar{v}$ будет

$$\bar{v} = 4,73 \cdot \Delta^{-\frac{1}{8}} \cdot \sqrt{gh_i'}, \quad (12)$$

где $\Delta = \frac{d}{h}$.

Используя (10) и (12), найдем выражение для пропускной способности равноустойчивого русла

$$Q = 2,58 \cdot B \cdot h_m^{\frac{3}{2}} \cdot \Delta^{-\frac{1}{8}} \cdot \sqrt{gh_i'}; \quad (13)$$

подставляя в (13) значение B по (3), получим

$$Q = 8,1 \cdot h_m^{\frac{5}{2}} \cdot \Delta^{-\frac{1}{8}} \cdot g^{\frac{1}{2}} \cdot i_0'^{\frac{1}{2}} (1+f^2)^{\frac{1}{2}} \cdot f^{-1}. \quad (14)$$

Для скоростной формулы могут быть использованы также зависимости проф. А. Н. Гостунского [2] $\bar{v} = 11 \cdot h^{0,5} \cdot i_0'^{0,31}$ и проф. Д. Л. Соколовского [13] $\bar{v} = 17 \cdot h^{0,5} \cdot i_0'^{0,40}$, полученные на основе статистической обработки данных скоростей по устойчивым сечениям большого количества самоформирующихся русел. Профессор Гостунский [3] доказывает, что эмпирические зависимости, полученные статистическими методами, не обязательно должны подчиняться требованиям соблюдения размерностей. При использовании формулы А. Н. Гостунского пропускная способность равноустойчивого русла примет вид:

$$Q = 6,1 \cdot B \cdot h_m^{\frac{3}{2}} \cdot i_0'^{\frac{1}{3}}; \quad (15)$$

подставляя в (15) значение B по (3), получим:

$$Q = 19,2 \cdot h_m^{\frac{5}{2}} \cdot i_0^{\frac{1}{3}} \cdot (1 + f^2)^{\frac{1}{2}} \cdot f^{-1}. \quad (16)$$

Из зависимостей (14) и (16) видно, что пропускная способность равноустойчивого русла обусловлена максимальной глубиной, уклоном и коэффициентом трения грунта.

ЛИТЕРАТУРА

1. Великанов М. А. Динамика русловых потоков, М., Гидрометеониздат, 1949.
2. Гостунский А. Н. Устойчивое русло, В сб. „Вопросы гидротехники“, вып. 1, АН УзССР, 1955.
3. Гостунский А. Н. Гидротехническое строительство, 1959, № 8.
4. Гончаров В. Н. Основы динамики русловых потоков, т. I, М., Гидрометеониздат, 1954.
5. Егизаров И. В. Моделирование русловых процессов, В сб. „Русловые процессы“, М., АН СССР, 1958.
6. Егизаров И. В. „Изв. АН АрмССР“, 1949, № 5, и 1950, № 1.
7. Кузьминов Ю. М. О форме равноустойчивого откоса, Труды САНИИРИ, вып. 100, 1960.
8. Кузьминов Ю. М. Экспериментальная установка для исследования размываемых откосов русел, Труды САНИИРИ, вып. 100, 1960.
9. Кузьминов Ю. М. О критерии устойчивости частиц на русловом откосе из несвязных грунтов, В сб. „Вопросы гидротехники“, вып. 3, АН УзССР, 1961.
10. Кузьминов Ю. М. Равноустойчивое сечение русла в несвязных и полусвязных грунтах, Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд. техн. наук, Ташкент, 1961.
11. Леви И. И. Динамика русловых потоков, М.—Л., 1957.
12. Орлов И. Я. О расчете режима потока в незаплавляемых и неразмываемых каналах, в отстойниках и песколовках, В сб. „Вопросы гидротехники“, вып. 1, АН УзССР, 1955.
13. Соколовский Д. Л. Гидрологические расчеты при устройстве мостовых переходов, М., Гидрометеониздат, 1945.
14. Фидман Б. А. О подобии турбулентных потоков, В сб. „Русловые процессы“, М., АН СССР, 1958.
15. Шапов Г. И. Формулы для определения предельной скорости и расходов донных наносов, Труды ГГИ, вып. 36 (90), М., Гидрометеониздат, 1954.
16. Доу Го-жень. Перемещение наносов и устойчивость дна водных потоков, Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора техн. наук, ЛИВТ, Л., 1960.

СОДЕРЖАНИЕ

В. Я. Липский. Исследования армоцементных деталей для сборных гидро-сооружений и лотков на оросительной сети.	5
Б. И. Минкевич. Материал для заполнения деформационных швов в гидро-технических сооружениях на основе грунта с добавками акриламид-ной смолы.	15
М. И. Ибрагимов, С. Д. Пак. Некоторые результаты опытно-исследова-тельских работ на строительстве плотины Южно-Сурханского водо-хранилища.	19
В. Г. Максимов. Торкрет с добавками поверхностно-активных веществ и битума.	25
Г. Л. Урманова. Об ударном уплотнении лессовых грунтов в целях сниже-ния их водопроницаемости (по данным лабораторных исследований образцов ненарушенного сложения).	42
Э. М. Островский. Исследование противофильтрационной эффективности уплотненных грунтовых экранов на оросительных каналах.	59
И. М. Шейхет. Влияние степени уплотнения и исходной влажности на вели-чину набухания лессовых грунтов.	61
Х. А. Аскарлов. О соответствии прогнозов просадочной деформации толщ лессовых грунтов, получаемых в лаборатории, натурным.	67
Е. С. Песиков. Рекомендуемая плотность лессовидного грунта в насыпных плотинах и дамбах, возводимых механическим уплотнением.	71
Ю. М. Кузьминов. К расчету равноустойчивого сечения русла в несвязных и полусвязных грунтах.	82

Редактор *А. Н. Астахов*
Технический редактор *Х. У. Карабаева*
Корректор *Е. И. Шер*

Р03682 Сдано в набор 18/IV-1962 г. Подписано к печати 26/VI—1962 г. Формат 70×108¹/₁₆=7,54 печ. л. 5,5 фактич. печ. л. Учет. изд. л. 6,88 Изд. № 465/62
Тираж 650. Цена 58 к.

Типография Издательства АН УзССР, Хорезмская, 9. Заказ 406
Адрес Издательства: ул. Куйбышева, 15.