

627.82
А-67



ИНЖЕНЕРНО-ПРОМЫШЛЕННАЯ
БИБЛИОТЕКА.



627.82¹

А-67

АНИСИМОВ, Н. И., инж.

ПЛОТИНЫ.

Часть I.

ВОДОУДЕРЖАТЕЛЬНЫЕ ПЛОТИНЫ.

5035

5035



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО.

Москва — 1928 г.

АНИСИМОВ, Н. И., инж.

У

627.82
А-67

ПЛОТИНЫ.

ЧАСТЬ I.

ВОДОУДЕРЖАТЕЛЬНЫЕ ПЛОТИНЫ.

Издание второе, переработанное и дополненное.

с/с

5035

ГОСУДАРСТВЕННОЕ
ТЕХНИЧЕСКОЕ
ИЗДАТЕЛЬСТВО

V

с 252 фиг. в ТЕКСТЕ

проверено
1966 г.



ГОСУДАРСТВЕННОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО.

○ Москва—1928 г.

И

Без разрешения Гостехиздата
перепечатка не допускается.



Предисловие ко второму изданию.

Еще 10 лет тому назад изучение в нашей стране вопросов водоудержательных плотин не сопровождалось тем практическим интересом, который поддерживал распространение знаний по водоподъемным плотинам, выстроенным в большом числе на наших внутренних водных путях и предположенных к постройке в еще большем числе с 1914 года.

Однако, мировая война, а затем революция резко изменили как неотложнейшие запросы страны, так и подход к их удовлетворению, вследствие чего, в связи со сравнительно отсталой ролью шлюзованных водных путей, с одной стороны, и с постоянным из года в год ассигнованием значительных средств на электрификацию и мелиорацию, сильно выдвинуты вопросы устройства водоудержательных плотин при ирригации и утилизации водной энергии при электрификации.

При таких обстоятельствах нужен выпуск в свет работы, отвечающей хотя бы значению этих сооружений в хозяйстве страны и указывающей направление для более подробного изучения отдельных вопросов по конструкции и проектированию плотин со ссылкой на соответствующие источники.

Изложенными соображениями автор руководствовался, назначая объем настоящей работы, распределив его по главам с учетом следующих обстоятельств. Земляные плотины приобретают для нас интерес не только при ведении крупнейших работ: их строят у нас почти повсеместно в средней и южной полосе в порядке выполнения местных мелиоративных работ, не говоря уже о хлопководческих районах, где в ближайшие годы возможно устройство земляных плотин значительной высоты.

Поэтому вопросу о земляных плотинах уделено особое внимание. Ирригация и утилизация водной энергии в Крыму, на Кавказе и в Средней Азии нередко заставляют подумать о применении плотин из каменной наброски (при этом — плотина на р. Аджарис-Цхали), конструкция которых в настоящее время достигает значительной степени совершенства при достаточной простоте производства работ.

Не меньший интерес приобретают для нас в данное время и каменные плотины, более других претендующие на их осуществление в наших условиях при весьма большой высоте сооружения, так как при постройке каменных (бетонных или сложенных из рваного камня и глыб) плотин мы сталкиваемся с работой, многократно выполнявшейся в русских условиях; к тому же здесь не столь резко сказывается недостаточная квалификация рабочих и низового технического аппарата, как при постройке, например, железобетонной плотины.

Этот последний тип если и найдет применение в ближайшие годы, то лишь в отдельных исключительных случаях и при небольшой высоте сооружения.

По мере повышения качества выполнения работ исчезнут главнейшие препятствия для распространения этого типа при небольшой и средней высоте сооружения.

Далее, в нашей стране никогда не было обстановки, в которой можно было бы учиться на собственных ошибках, как это происходило и происходит, например, в Америке.

В данное время к этому прибавляется другое обстоятельство в виде требования жесточайшей экономии при ведении хозяйства в стране, объявленной на целый ряд лет вперед.

Это заставило автора, предварительно пересмотрев новейшие данные о выстроенных арочных плотинах и методах их расчета, установить надлежащий взгляд по вопросу об этих типе плотин, дающем в известных условиях весьма значительную экономию, а также привести целый ряд примеров выстроенных сооружений, из коих, кстати сказать, до сего времени ни одно не разрушилось¹⁾, чего нельзя сказать ни об одном другом типе плотины (в строящейся арочной плотине Расоима $H=122,00$ метров, экономия от применения арки определена в 40% по сравнению с прямолинейным типом плотины).

Сдвиг общего мнения об арочных плотинах произошел лишь в самые последние годы, когда, при отсутствии хотя бы одного случая разрушения плотины данного типа, даже такая осторожная страна, как Франция, решила приступить к осуществлению бетонной арочной плотины Sautet легчайшего профиля при высоте, превосходящей все до сего времени где-либо выстроенные плотины ($H=125,00$ метров), имея в прошлом в своей же стране пример устройства смелого сооружения Zola в 1843 г. Вопросов разрушения плотин в данной работе автор почти не касался, так как на эту тему в ближайшее время автор выпускает отдельный труд.

Н. Анисимов.

¹⁾ Имевшие место в прошлом году повреждения боковых склонов двухарочных плотин не вызвали разрушения арок.

ВВЕДЕНИЕ.

Общие соображения.

(Цель и условия устройства плотин, исследования).

Плотины устраиваются поперек рек, ручьев и сухих тальвегов для задержания и сохранения воды (водохранилища), а также для подъема ее уровня и использования при этом части протекающей воды.

Задержанная или подпертая вода используется для различных целей: для орошения, водоснабжения, разведения рыбы, для дополнительного питания рек, для утилизации водной энергии, для защиты от наводнений и других целей.

Плотины, сооружаемые при устройстве водохранилищ, носят название „водоудержательных плотин“.

Они имеют целью использование всей или большей части задержанной воды и отличаются характерными конструктивными особенностями.

На реках чаще устраивают плотины водоподъемные, имеющие целью поднятие уровня воды в реке до требуемого горизонта для различных нужд:

- 1) для орошения, направив при этом воду самотеком в оросительные каналы;
- 2) для получения разности горизонтов воды выше и ниже сооружения („подпора“) и использования силы падения воды;
- 3) для улучшения судоходных условий рек и других целей.

При этом обычно используется не вся протекающая вода, а лишь часть ее, иногда весьма незначительная.

Условия устройства плотин для тех или иных целей различны между собой.

При возведении плотины на реке прежде всего приходится считаться с количеством воды, протекающей по реке, и с последствиями, которые будет иметь создание подпора воды на приречные земли.

При этом важное значение имеют длина, на которую распространится подпор выше плотины, и высота берегов реки в пределах подпорного участка реки.

По существующим законам на реках судоходных нельзя ставить плотин, затрудняющих судоходство.

То же самое относится и к сплавным рекам; в этом случае должно быть предусмотрено в плотине плотоходное отверстие.

Затопление поднятой водой вышележащих культурных земель должно находиться в разумном соответствии с выгодой, получаемой при подпоре воды, если вопрос идет о государственном предприятии.

Возведение плотины на реке, уже используемой в каких-либо целях, сопряжено с изучением существующего водного хозяйства и согласованием с ним постройки нового сооружения.

Очевидно, для устраивающего плотину важно знать, на какое расстояние вверх по реке распространится подпор, и останется ли вода в пределах русла или пойдет на сторону, а также важно знать распространение подпора по притокам.

Чтобы получить материалы для решения этих вопросов, нужно произвести топографическую съемку участка реки с притоками. Тогда, оперируя, с одной стороны продольным профилем реки, планом участка в горизонталях и расходами реки, а с другой стороны, основными заданиями (подпорный горизонт) и извест-

ными формулами гидравлики, выражающими закон распространения подпора вверх по реке (см. также René Koechlin. *Mécanisme de l'eau et principes généraux pour l'établissement d'usines hydro-électriques*, édit. 1924, том I, где указаны достаточно точные упрощенные приемы построения кривой подпора), легко можем выяснить, в каких пределах может колебаться допустимая высота подпора при устройстве плотины на данном участке реки.

При этом надо обратить внимание на неизбежный подъем грунтовых вод **прибрежной** местности выше сооружения, исчисляя затопляемые земли не по **отметке** горизонта подпертой воды, а с запасом, учитывающим подъем грунтовых вод и род культур (в среднем около 1 м).

При устройстве плотины в целях использования силы падения воды крайне желательно располагать высокими берегами реки, так как при этом можно достигнуть большего подпора, не затопляя прибрежных местностей.

При устройстве плотины на реке для использования воды в целях орошения, наоборот, препятствием может явиться излишняя высота берегов.

Для проведения подпертой воды от реки к орошаемой площади желательно, чтобы отводимая вода могла самотеком распределяться на орошаемой площади, и чтобы холостая часть канала не была слишком значительна по длине и издержкам на ее устройство.

Устройство речных плотин с целью орошения самотеком, естественно, возможно лишь в тех случаях, когда уровень подпертой воды выше поверхности орошаемых земель.

Величина этой разницы в отметках горизонтов должна быть тем более, чем дальше орошаемый участок от головы канала, отводящего воду из реки („голова канала“—место его отвода из реки).

При устройстве плотин на сухих тальвегах необходимо, кроме того, выяснить, будет ли приток воды достаточен для образования водохранилища и может ли вода держаться в нем до того времени, когда предполагается воспользоваться водой (сток, испарение, фильтрация, геологическое строение местности).

Для выяснения типа сооружения надо получить на месте данные о геологическом строении дна реки или тальвега, об имеющихся строительных материалах, ценах на них, качестве и пр.

В соответствии с изложенным выясняется необходимость произвести исследования: топографические, гидрологические, геологические и строительные.

Топографические изыскания преследуют целью заснятие в горизонталях подробного плана реки на месте предполагаемых сооружений, включая русло, плана и продольного профиля реки в пределах распространения подпора (притоки), а также определение площади бассейна реки с притоками, считая выше сооружения.

Гидрологические изыскания имеют целью изучение:

1) стока в бассейне реки (максимальные, минимальные и средние расходы и горизонты воды в реке: скорости; паводки, их сила, продолжительность и частота);

2) движения наносов, испарения, фильтрации, осадков;

3) грунтовых вод;

4) гидрометрической стороны вопроса (непосредственное измерение расходов, установление связи между горизонтами воды и расходами на месте предполагаемого сооружения, уклон горизонта воды на избранном участке при различных расходах).

Геологические изыскания имеют целью изучение геологического строения дна и берегов реки на избранном участке и составление геологических разрезов на основании пройденных скважиц и сделанных шурфов.

Необходимо указать, что эти последние работы для введения их в стройное русло с явно выраженным целевым признаком должны производиться геологом

совместно со строителем, чтобы на месте отказываться от обследования участков непригодных с точки зрения строителя при имеющихся данных о возможности, затратах на постройку сооружений, и без промедления переходить к другим профилям, комбинируя менее выигрышные топографические условия (большая ширина реки) с более выигрышными геологическими условиями.

При назначении мест для скважин надо помнить, что особую ценность представляют скважины в реке (в середине и близ берегов, если взять всего 3 скважины); по берегам можно в предварительных исследованиях ограничиться шурфованием без откачки воды. Предпочтительно, однако, закончить шурф скважиной в нем. Однако, если средняя часть плотины располагается на скале, а береговые (пойменные) участки дают скалу на отметках, недоступных для шурфов, бурение и здесь совершенно необходимо.

Место для водохранилищных плотин определяет прежде всего топография: расходы на плотину должны быть минимальные (ущелье), а сбереженной воды—максимальное количество (выше ущелья—расширение тальвега).

Однако, необходимо проверить выбор тщательным геологическим обследованием места под плотину и водохранилище.

Геологические условия могут дать результаты, которые заставят отказаться от выбранного места под водохранилище и под плотину.

Наиболее благоприятную картину в отношении сбора воды имеем на фиг. 1 (синклиналь).

При этом водохранилище будет наиболее обеспечено водой, выпадающей в бассейне и стекающей по склонам, а также просачивающейся по водонепроницаемым слоям грунта.

Менее всего благоприятно антиклинальное расположение напластований, так как при наличии водонепроницаемых слоев вода будет уходить из водохранилища (фиг. 2).

Промежуточное положение имеем на фиг. 3 при наклонно-падающих пластах, когда верхние пласты будут доставлять воду в водохранилище, а нижние могут удалять ее путем фильтрации.

Очевидно, чтобы остановиться на последнем расположении пластов необходимо иметь результаты дополнительных исследований, рисующих положение в благоприятную сторону.

Например, если наружный слой по разрезу представляет собой солидный пласт малопроницаемого грунта, можно не опасаться потери воды, вследствие фильтрации.

При исследовании грунта на большой глубине необходимо прибегать к бурению; при умеренных глубинах по возможности не следует отказываться от шурфования, дающего истинный характер подстилающих грунтов, а также условия залегания коренной породы.



Фиг. 1.



Фиг. 2.



Фиг. 3.

При гравелисто-галечных породах с валунами не следует применять бура малого диаметра во избежание промедления в работе и обнаружения скалы там, где ее нет (встреча валуна): диаметр бура должен быть равен $1\frac{1}{2}$ диаметра гальки.

При составлении геологических разрезов необходимо указывать крупность зерен мягких грунтов или относить названия—„мелкий песок, крупный песок, глина и др.“ к какой-либо установленной классификации.

Дело в том, что эти наименования, как показывает практика, в представлении отдельных лиц означают разное, в особенности, если эти лица не имели по своей деятельности длительного общения с грунтами в обстановке возведения сооружений.

Далее геологические разрезы попадают к проектировщикам, которые, руководствуясь скромной, неполной, не имеющей никаких претензий таблицей Bligh и относясь к ней, как к непреложному закону, устанавливают потребный путь фильтрации воды в сооружении (см. „Водоподъемные плотины“, Н. И. Анисимов, второе издание).

Таким образом, проектировщик, не зная, находятся ли в соответствии классификации по разрезам геолога и инж. Bligh, с одной стороны, а с другой,— не зная, в какой мере Bligh руководствовался какой-либо установленной номенклатурой грунтов, впадает в ошибку относительно таблицы Bligh, в свою очередь, не претендующей на точность. Получаются совершенно случайные результаты, лишенные инженерного подхода и практического смысла.

Ниже приводим 3 номенклатуры грунтов: русскую, английскую и американскую.

Размер зерен в миллиметрах.

№№ по порядку	Наименование грунта	British Sands P. G. H. Boswell	U. S. Bureau of Soils	Русск. номенклатура по Эвальду
1	Глина	< 0,01	< 0,005	—
2	Ил { мелкий	0,01—0,05	—	—
	{ крупный	0,05—0,10	0,05 — 0,005	—
3	Очень мелкий песок	—	0,10 — 0,05	—
4	Мелкий песок	0,25—0,10	0,25 — 0,10	< 1/2 мм
5	Песок средней крупности	0,5 — 0,25	0,5 — 0,25	1/2—2
6	Крупный песок	1,0 — 0,5	1,0 — 0,5	2— 5
7	Очень крупный песок	2,0 — 1,0	—	—
8	Гравий мелкий	> 2	2,0 — 1,0	5— 8
9	Гравий средней крупности	—	—	8—12
10	Гравий крупный	—	—	12—20
11	Галька	—	—	> 20

Сопоставляя данные таблицы по №№ 5, 6 и 8, видим весьма значительную разницу, прикрываемую выражениями, „крупный песок, мелкий песок“ и пр. Поэтому-то инж. Паркер и считает, что классификация без указания крупности зерен—никчемна (futile); см. стр. 679 труда Parker. The control of water, ed. 1925.

Итак, регистрация повреждений плотин, вследствие промыва фильтрационной водой пористого основания, должна вестись с одновременной справкой о природе и крупности зерен размытого основания, для чего при исследованиях и составлении проекта необходимо производить надлежащее определение грунтов основания по приводимым классификациям, уточняя эти данные в отчетах о постройке.

Строительные изыскания имеют целью: выяснение на месте строительных качеств грунта в отношении устройства основания (свайное основание, шпунтовые ряды, условия их забивки для временных и постоянных конструкций, качество скалы, глубина ее залегания), типа сооружений, условия добычи, транспортирования материалов к месту работ, размещения, условий внутреннего транспорта материалов при подаче их из складов в дело в течение всего периода

работ, условий получения и доставки строительного инвентаря, рабочей силы, цен на нее с учетом масштаба предстоящих работ и их длительности (данные местного отдела Союза строительных рабочих), потребных на месте временных сооружений (дороги, мосты и пр.), испытания материалов в лаборатории (водоупорность, устойчивость откосов влажного грунта, фильтрующая способность его, выбор наиболее экономического состава бетона при требуемых временном сопротивлении и водонепроницаемости и данных о составляющих бетона, с определением потребного количества цемента в кг на 1 куб. м бетона, с выяснением потребного количества воды при смешении составляющих бетон при желании иметь бетон наибольшей водонепроницаемости и пр.).

Эти исследования у нас обычно слабо проводятся, вследствие чего смета становится нереальной, поскольку крупные гидротехнические работы не сдаются ныне полностью с подряда.

Строительные изыскания требуют от лица, их производящего, соответствующего строительного стажа для надлежащей оценки на месте всего указанного выше.

Глава первая. Земляные плотины.

§ 1. Достоинства и недостатки земляных плотин. Условия применения. Требования, предъявляемые к земляным плотинам.

Земляные плотины являются древнейшим типом вододержательных плотин. Некоторые из них выстроены в прошлом тысячелетии и ранее, сохранившись до сего времени.

Однако еще 30 лет тому назад существовало мнение, что не следует устраивать земляных плотин высотой свыше 20—30 м.

Американская практика плотностроения за последние 30 лет оставила этот предел далеко позади, подарив человечеству высочайшие сооружения.

Так, законченная постройкой в 1918 г. плотина Calaveras имеет высоту до 73 м (дополнительные работы были закончены лишь год тому назад).

Нет оснований утверждать, что не появится в ближайшем будущем более высокая земляная плотина.

Однако, если нет предела высоты с точки зрения чистой техники, то соображения экономической целесообразности назначают этот предел, за которым преимущество переходит к плотинам из каменной наброски и каменным, как более дешевым в известных условиях.

Главнейшими преимуществами земляных плотин по сравнению с плотинами каменными, железобетонными и другими являются следующие:

1. Они не требуют больших затрат на устройство или подготовку основания.

2. Легко допускают повышение гребня в случае необходимости повысить плотину.

3. Легко возводятся из местных материалов с применением местной рабочей силы, исключая, таким образом, сложные вопросы транспорта привозных материалов к трудно доступным местам.

4. Земляные плотины очень часто являются самым дешевым решением вопроса о постройке плотины.

Имеются и недостатки:

1. Подверженность повреждениям и разрушениям от паводков во время производства работ.

2. Неспособность пропускать воду через гребень при недостаточном водосливе.

3. Иногда приходится устраивать очень дорогие отверстия для пропуска воды в обход тела плотины (водосливы, тоннели), так как устройство их в теле

плотина является одной из наиболее частых причин разрушения плотин средней и большой высоты.

Изложенное приводит к выводу, что наиболее благоприятными условиями применения земляной плотины служат: наличие материала хорошего качества на месте постройки сооружения и возможность пропуска воды в обход тела плотины без больших затрат при этом.

Удаленность места постройки от хороших путей сообщения еще более подчеркивает выгоду применения земляной плотины.

Формулируем общие требования, предъявляемые к конструкции земляной плотины:

1. Земляная плотина должна быть снабжена водосливом вполне достаточной пропускной способности, исключающей возможность перелива воды через гребень.

2. Должна быть по возможности водонепроницаема как в теле своем, так и в основании, и в берегах.

3. Напорный (мокрый) откос плотины должен быть защищен каменной одеждой от разрушающего действия волн и льда, а сухой откос — от размывающего действия атмосферных вод.

4. Низовая часть сооружения должна быть дренирована.

5. Профиль плотины должен быть так построен, чтобы „линия насыщения“ водой тела плотины не пересекала наружного откоса сооружения, что является условием устойчивости сухого откоса; при этом вода, фильтрующая через тело плотины, соединяется с грунтовыми водами ниже земной поверхности.

„Линией насыщения“ на профиле называют границу, разделяющую насыщенную водой часть профиля плотины от сухой.

Факт насыщения водой части профиля плотины установлен неоднократными наблюдениями, путем устройства буровых скважин в теле плотины.

В насыщенной части профиля (ниже линии насыщения) происходит движение воды с той или иной скоростью в зависимости от уклона линии насыщения, а также от состава тела плотины.

К этим основным требованиям могут в известных условиях присоединиться новые требования, которые удовлетворяются соответствующими конструктивными мерами.

Вопросы статической устойчивости тела земляной плотины должны быть полностью отброшены, как с избытком удовлетворяющиеся решительно во всех случаях правильно построенного сооружения на основе поставленных выше требований.

Во всяком случае коэффициент устойчивости тела земляной плотины на скольжение обычно больше 10.

§ 2. Основание земляной плотины.

Весьма желательно иметь основанием плотины плотный водонепроницаемый грунт. При этом можно пойти на более или менее значительную выемку, отвечающую солидности сооружения, в целях устройства плотины на упомянутом основании.

Иногда выемку эту уменьшают, вырывая до плотного грунта лишь траншею, заполняемую потом водонепроницаемым материалом.

Однако не всегда имеется такая возможность, продиктованная экономической целесообразностью; часто приходится строить плотину и на проницаемом основании, врезая в него тело плотины путем устройства ряда траншей, заполненных материалом водонепроницаемым, прочным и эластичным. При этом ослабляем фильтрацию в основании, оставляя ее в размерах, не опасных для прочности сооружения.

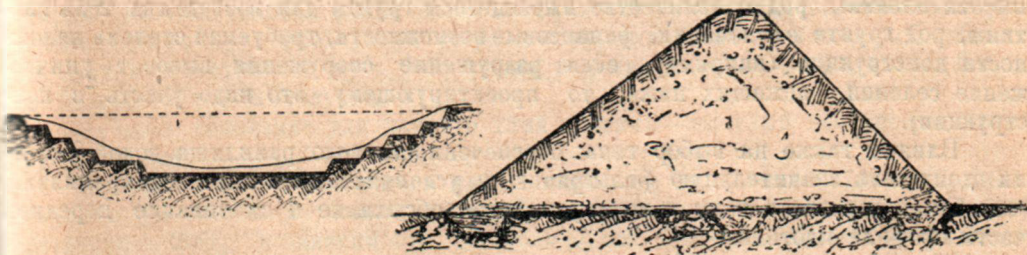
Во всяком случае, необходимо освободить основание плотины от растительного покрова и от почв, содержащих органические примеси, а также удалить грунт, содержащий ходы для грызунов.

Сопряжение с берегами следует делать наклонными уступами, врезающимися в коренные породы берегов, избегая больших непрерывных плоскостей без уступов.

Черт. 4 и 5 изображают рациональное сопряжение тела плотины с основанием и берегами (склонами тальвега).

Глубина траншей зависит от высоты плотины, рода грунта основания, числа траншей и взгляда строителя; во всяком случае она берется не менее 0,50 м и редко более 3 м; когда траншея одна и роется на большую глубину для сопряжения с материковым грунтом, то здесь глубина траншеи может быть значительно больше: 6 м и более.

Траншеи должны быть трапецидального профиля и никак не прямоугольного, чем достигается лучшая служба заполненных траншей („замков“) и избегается появление в них трещин.



Фиг. 4.

Фиг. 5.

В общем, земляная плотина может быть построена на самых различных основаниях, лишь бы основанием не служили грунты, легко разжижающиеся, содержащие растворимые соли, или сползающие в увлажненном виде.

Скалистое основание также пригодно, если оно не изобилует водопроницаемыми трещинами и не имеет наклона пластов (падение и простирание пластов), опасного для устойчивости тела плотины.

Если естественная поверхность тальвега на большую глубину состоит из геска, гальки, булыг, лежащих на скале, их удаляют также, но лишь с верхней стороны. Не следует устраивать земляных плотин на глинистых сланцах и сланцеватой глине.

Наличие ключей в основании плотины вызывает немалые хлопоты по отводу воды во время постройки. При этом способ и порядок отвода воды мало разнятся от таковых при ведении бетонных работ: здесь играет роль наклон укладываемых слоев грунта, облегчающий дренаж.

Дальнейшее рассмотрение вопроса в целом заставило бы в изложении переходить от одного типа земляной плотины к другому.

Поэтому установим сначала типы земляных плотин и перейдем к подробному рассмотрению.

§ 3. Типы земляных плотин.

Земляные плотины устраиваются следующих типов:

1. Из однородного грунта по всему профилю тела плотины.
2. С ядром из водонепроницаемого естественного грунта или искусственной смеси грунтов.
3. С диафрагмой из бутовой кладки, бетона или железо-бетона.
4. С водонепроницаемой одеждой напорного откоса.
5. Из сортированных материалов, составляющих тело плотины.
6. Намывные плотины, отличающиеся от типов 2 и 5 лишь способом производства работ.

Проводя такую классификацию лишь для лучшего усвоения вопроса, мы далеки от мысли считать ее единственно правильной; встречаются плотины,

имеющие признаки, относящие их сразу к двум типам — третьему и пятому или четвертому и пятому и т. д.

Роль и смысл классификации лишь в ясности изложения.

Говоря вообще, безотносительно к местным условиям, практически наиболее совершенным в эксплуатации надо признать тип первый для плотины умеренной высоты.

При больших высотах преимущество переходит к типу пятому, а при скалистом основании — к четвертому.

Впрочем каждый из названных типов может оказаться в известных условиях наиболее пригодным: разнообразие типов создано не столько разнообразием вкусов инженеров, сколько разнообразием требований, которые бывают поставлены перед инженером природой и человеком.

Главнейшими обстоятельствами, определяющими выбор типа, являются: высота плотины, род и количество имеющегося грунта для возведения тела плотины, род грунта в основании, финансовые возможности, требуемая степень надежности конструкции (например, если разрушение сооружения вызовет уничтожение селений, лежащих ниже, то проектирующему это надо учесть в конструкции).

Влияют также на выбор типа: обеспеченность водохранилища водой (можно ли допустить значительную фильтрацию) и условия эксплуатации водохранилища (колебание горизонта воды в водохранилище, обсыхание и смачивание передней части профиля плотины).

Шестой тип пригоден и предпочтителен лишь в условиях подачи грунта в тело плотины с крутых склонов тальвега с помощью воды, в разжиженном состоянии. Такие условия в СССР нередко возможны в Крыму, на Кавказе и в Средней Азии.

Перейдем к рассмотрению плотин указанных типов.

§ 4. Земляные плотины из однородного грунта по всему профилю (поперечному сечению) тела плотины.

При рассмотрении этого типа будут установлены некоторые положения, общие для всех прочих типов (рассматриваются они лишь с § 4 в интересах большей цельности и ясности изложения).

Основание плотины готовится в этом случае так, как это описано в § 2 настоящей главы.

В случае скалистого основания сопряжение тела плотины со скалой не может быть достаточно тщательным и удовлетворительным в отношении фильтрации.

Здесь необходимо устройство в скале неглубоких траншей и возведение бетонных стенок, преграждающих путь фильтрующей вниз воде. Верх бетонных стенок не должен быть ниже естественной поверхности дна тальвега.

Бетонные замки можно заменить замками из „набивки“ (глиняный бетон, см. § 5), располагаемыми вдали от частей тела плотины, подвергающихся обсыханию: набивка должна быть всегда полупластична при эксплуатации сооружения. При наклонно падающих пластах скалы появляется возможность оползания тела плотины.

Последнее обстоятельство должно быть обследовано на месте геологом и строителем.

Применение типа третьего было бы более радикальным решением при наличии скалистого грунта (бетонная диафрагма).

Тонкий слой песка, прикрывающий плотный материк, вовсе удаляется.

Обилие земляных работ по удалению аллювиального слоя, прикрывающего материк, не отвечающее размерам сооружения, заставляет ограничиться устройством одной траншеи, с доведением ее до материка и тщательным заполнением песчано-глинистым грунтом. (Наилучший состав см. § 5).

При наличии неглубоко залегающего материка тело плотины сопрягается с ним путем удаления поверхностного слоя грунта и устройства ряда неглубоких траншей, число которых и глубина зависит от высоты плотины.

Весьма толстый поверхностный слой песчаного, гравелистого, галечного и вообще сильно проницаемого грунта основания не служит препятствием для устройства земляной плотины по первому типу.

Необходимо создать достаточный путь фильтрации, применяя понур из плотной набивки или песчаноглинистого грунта с покрытием мостовой и устраивая профиль тела плотины с большой шириной в основании.

Плотины Северной Индии, выстроенные большей частью на сильно проницаемых песках и гравии, имеют путь фильтрации не больше $16 \cdot H$, где H — подпор плотины (разность горизонта в бьефах).

Плотина Brand Vley близ Worcester (Южная Африка) основана на очень тонком слое песчано-глинистого грунта.

Над этим слоем лежит 24-метровый слой сыпучего песка и гравия. Сооружение имеет высоту 6 м при горизонте воды на 1,50 м ниже гребня ($H = 4,50$ м). Ширина плотины понизу равна 41,40 м. Кроме того, впереди плотины, для увеличения длины пути фильтрации устроен понур длиной 30 м из глиняной набивки, что дает в совокупности путь фильтрации под низом сооружения в $16 \cdot H$. Сооружение работает благополучно.

Лучшее основание для данного типа плотины — плотный песчано-глинистый грунт, плотная глина.

Лучший материал тела плотины данного типа — смесь 70—80% песка и гравия различной крупности с глиной, заполняющей пустоты в смеси в количестве 30—20%, в зависимости от количества пустот в смеси. Практически количество глины берется от 15% до 30%, что зависит от состава смешиваемых материалов.

Такая смесь практически водонепроницаема и при высыхании не трескается. Нельзя рекомендовать применение глины в большем %, так как подобный материал обладает способностью поглощать воду, а затем, по обсыхании, растрескиваться, сползая в увлажненном состоянии и требуя напорных откосов, в случае 50% глины, 1:5 и до 1:7 (Parker, The control of water, sec. ed. 1925, pag 301).

Естественно, песчано-глинистые грунты с меньшим содержанием глины, чем 15%, также вполне пригодны для возведения тела плотины, даже чистый песок можно считать материалом, пригодным для устройства плотин умеренной высоты.

Пример — Индийская плотина Kalerh, имеющая высоту 15 м, ширину сверху 6 м и глубину воды 9 м при напорном откосе 1:4 и наружном (сухом) 1:3.

Сухой откос в нижней части имеет каменную отсыпь. В месте сопряжения тела плотины со скалой устроен бетонный замок. См. также „Примеры“ — плотина Jaipur.

Однако песчано-глинистые грунты с содержанием глины до 50—60% нельзя считать непригодными для устройства плотин умеренной высоты (до 20 м); необходимо только принять конструктивные меры против сползания переднего (мокрого откоса) откоса, подвергающегося разжижению.

Тело такой плотины при хорошей работе совершенно водонепроницаемо.

Чтобы не делать столь пологого мокрого откоса плотины из песчано-глинистого грунта с содержанием глины от 50% до 70% французы устраивали солидную одежду из каменной кладки по мокрому откосу, придавая ему уклон 1:1 $\frac{1}{2}$ (вертик., горизонт), а в верхней части 1:1. Однако, не отличаясь водонепроницаемостью с одной стороны, а с другой — не имея возможности сопротивляться горизонтальному давлению размокшей глины, одежда иногда разрушалась и мокрый откос сползал (примеры — плотина Charmes и др.).

Это обстоятельство, ничуть не опирающаяся состава тела французских плотин, обычно тщательно и надежно приготовленного по первому типу, касается лишь

способа борьбы с оползанием сильно-глинистого грунта, находящегося в условиях смачивания. Ниже мы увидим, что в таких случаях целесообразно помещать в передней части профиля сильно-пористые, пористые и полупористые материалы, в указанной последовательности, считая от воды к середине тела.

Тогда глинистое тело плотины не будет оползать, вовсе не подвергаясь пересыханию и растрескиванию, предохраняемое значительной толщиной указанных слоев, отчасти удерживающих влагу и достаточно сопротивляющихся массой своей сползанию.

Заведомо непригодны для устройства тела плотины следующие материалы: торфяной, растительные грунты, мелкий пылеобразный песок, грунты с большим содержанием растворимых солей.

Ширина плотины по гребню берется по эксплуатационным соображениям не менее 2,00 м, а при высоте до 10 м доходит до 3—4 м и более; при высоте 20—25 м обычно имеем гребень 4,50 м—6 м. В случае необходимости иметь езду по верху плотины, ширину по гребню берут не меньше 4 м и определяют часто по французской формуле: $b = 3 + \frac{5}{17}(h - 3)$, где b —ширина плотины по гребню, h —высота плотины. Все выражено в метрах.

Американцы часто применяют другую формулу: $b = \frac{h}{5} + 1,50$ (все в метрах). Здесь ширина получается меньшей.

Кроме того, часто берут также $b = \frac{h}{4}$ (английская и американская).

Последние 2 формулы дают меньшие значения h .

Объяснением может служить то обстоятельство, что французская формула предусматривает ширину b , необходимую для плотины, имеющей указанный выше крутой мокрый откос (до 1:1 вверх) и падение к горизонту линии насыщения, примерно, 1:3,5 при заднем откосе переменного уклона до 1:2,5; 1:3 в нижней части. При таких обстоятельствах величина b возрастает за счет уменьшения пологости мокрого откоса.

Все эти формулы служат для ориентировочных соображений. Последние 2 формулы уместней при высотах средних и больших, первая — при высотах до 18 м, для которых она выведена.

Инж. Strange (Indian Storage Reservoirs) дает следующую таблицу, определяющую очертание профиля малых плотин в нормальных условиях (без езды поверху).

Высота плотины	Превышение гребня над гориз. выс. вод.	Ширина поверху	Уклон мокрого откоса	Уклон сухого откоса.
Менее 4,50 м	1,20—1,50 м	1,80 м	1:2	1:1 ¹ / ₂
От 4,50 м до 7,50 м	1,50—1,80 м	1,80 м	1:2 ¹ / ₂	1:2
От 7,50 м до 15 м	1,80 м	2,40 м	1:3	1:2

Однако, на все приведенные формулы и таблицы нельзя смотреть, как на рецепты. Они служат лишь для ориентировки, проектирующему же приходится составлять проект в определенных условиях, выдвигающих ряд требований, взаимно-связанных между собой и дающих возможность сознательно подойти к определению величины b : принятое превышение гребня плотины над водой, уклон линии насыщения, тип укрепления и уклон откосов решают вопрос о ширине поверху; соображения о действии горизонтальных сил волн и требования езды или ходьбы поверху корректируют решение.

Превышение гребня плотины над подпорным горизонтом берется в зависимости от величины максимального возможного поднятия нормального подпорного горизонта воды в водохранилище при исключительном ливне или притоке воды вообще, а также в зависимости от высоты возможных волн, подходящих к напорному откосу плотины.

Высота волн в футах определяется формулой Стивенсона: $x = 1,5 \cdot \sqrt{F} + 2,5 - \sqrt{F}$, где x — высота волны в футах, F — длина зеркала водохранилища в английских милях в направлении от плотины по воде в сторону самого дальнего берега (разгон волны).

Оба фактора могут дать по слагаемому: x_1 и x_2 , сумма которых $x_1 + x_2$ дает превышение гребня плотины над нормальным подпорным горизонтом, если только возможен в данных местных условиях такой случай одновременного действия указанных факторов.

Необходимо отметить, что величина x поддается экономическому расчету.

Дело в том, что повышение горизонта воды сверх подпорного находится всецело в зависимости от ширины водослива.

Лучшее решение имеем, когда расходы на плотину и водослив являются минимальными, что и определяет высоту плотины и ширину водослива.

Для этого, наметив несколько вариантов, строим кривую зависимости общей стоимости сооружения (ордината) в функции высоты плотины (абсцисса).

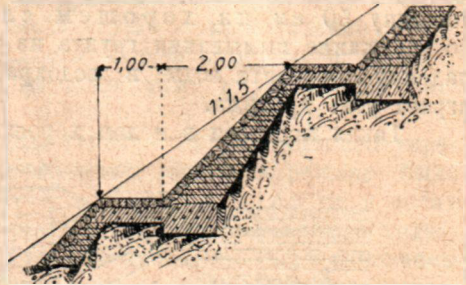
Минимум кривой отвечает наиболее экономическому решению.

Во всех этих расчетах остаются постоянными: максимальный расчетный расход и превышение гребня плотины при наивысшем расходе воды (1,5 — 3 м и более, в зависимости от высоты сооружения).

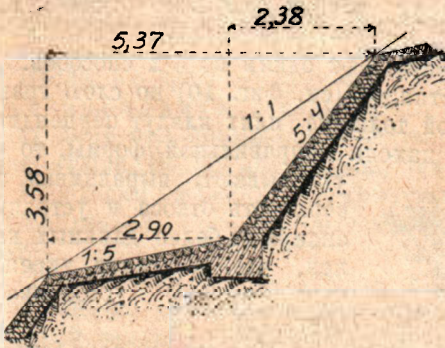
Гребень устраивается мошений (одиночная мостовая) с защитой его парапетом лишь при водохранилище, дающем сильный разгон волн (см. примеры).

Откосы плотин обычно делают более пологие на воду и более крутые в противоположную сторону по той причине, что угол естественного откоса намокнутого грунта меньше, чем сухого.

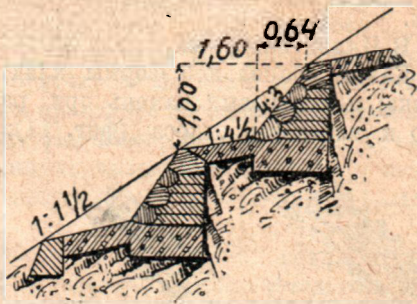
Однако, это зависит от способа укрепления откоса: французские плотины имеют мокрый откос, обделанный каменной кладкой, уклоном от 1:1 (вверху) до 1:1½ (внизу), а сухой — 1:2, 1:2½, 1:3 (сверху вниз).



Фиг. 6.



Фиг. 7. Одежда откосов плотины.



Фиг. 8.

Нормально же, если наружный (сухой) откос имеет уклон 1:2½, то внутренний (мокрый) берут 1:3 (см. выше таблицу Strange для плотин небольшой высоты).

Таким образом, характер обделки мокрого откоса может довести его уклон до 1:1½ и даже до более крутого, как это изображено на чертежах 6—8. Причина, побуждавшая французских инженеров так укреплять мокрый откос, указана выше. К этому надо добавить учет разрушительного действия волн.

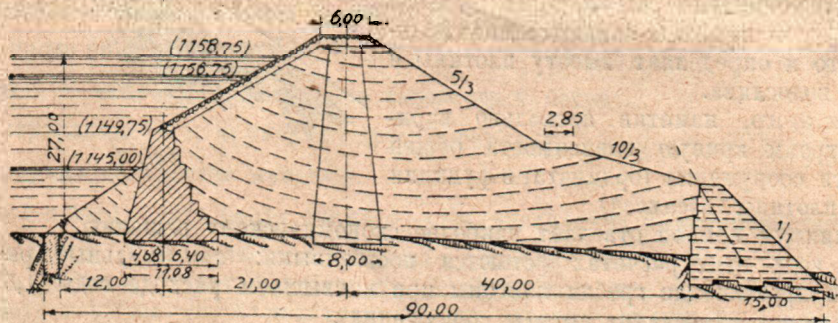
Высота крепления зависит от глубины, до которой возможно падение горизонта воды в водохранилище; если водохранилище нередко опоражнивается, то мокрый откос защищается до самой подошвы.

Самый солидный тип укрепления откосов описан выше; там же указано, чем он вызван.

Недостаток такого покрова—дороговизна и неэластичность, вызывающая трещины в кладке при усадке тела плотины.

В настоящее время надо считать самым практичным и весьма совершенным тип укрепления из двойной мостовой из грубо-околотых крупных камней на толщину 50 см на хорошем слое гравия (от 15 до 30 см толщиной), во избежание вымывания грунта из тела плотины как при волнении, так и при падении горизонта воды в водохранилище, когда укрепление мокрого откоса играет роль дренажа.

Такая мостовая в целом хорошо держится и садится равномерно.



Фиг. 9.

Наиболее крупные камни укладываются у уреза воды (вверх и вниз), где особенно сильно действие волн и льда. Устройство берм повышает устойчивость откоса, препятствуя сползанию его. Камень для мощения берется прочных пород, выдерживающий сильные морозы. Только что описанный тип укрепления мокрого откоса имеет мостовую толщиной от 30 см до 90 см и более. Мощеные откосы делаются уклоном 1:2, 1:2¹/₂ и даже до 1:3.

Чертеж 9 изображает описанный тип укрепления напорного откоса плотинах.

В Индии напорный откос плотины вымащивают одним из 3-х способов.

Камни правильной формы кладут лестницей (см. фиг. 10) по слою гравия и песка; плитняковый камень при различной толщине плит кладут перпендикулярно к плоскости откоса (фиг. 11); если камень неправильной формы, то его



Фиг. 10.



Фиг. 11.



Фиг. 12.

укладывают, выравнивая поверхность откоса и устраивая анкера из более длинных камней, что сообщает укреплению большую устойчивость (фиг. 12).

Мостовая во всех случаях кладется по слою гравия, под которым слой песка (см. выше).

Покрытие напорного откоса каменной наброской даже с хорошим заполнением пустот более мелким камнем не может почитаться рациональным способом укрепления: неизбежно вымывание грунта из тела плотины как при волнении, так и при опорожнении водохранилища.

Однако, если каменная наброска уложена по мелкому камню, под которым щебень, под ним гравий и песок (см. ниже намывные плотины) и все это,

вместе взятое, составляет солидный по толщине слой свыше 1—2 м, то такое укрепление надо признать достаточным. Однако, оно экономично лишь в случае, когда материал в тело плотины поступает под действием силы тяжести, с помощью воды. Покрытие откоса мелким камнем по слою гравия недурно держится лишь при пологих откосах: 1:4 и положе.

При отсутствии камня и наличии песка и гравия можно применять бетонные плиты, укладывая их по откосу на слое гравия. Нижний ряд бетонных плит опирается в бордюр, устроенный на внутреннем крае бермы.

Размеры плит: 1,00 м × 1,00 м и до 1,50 м × 1,50 м при толщине плиты, равной $\frac{1}{10}$ ширины (длины) ее. Плиты снабжаются легкой армировкой. Однако, волнение нередко вымывает гравий и песок из швов плит и укрепление растрескивается.

В подобном случае после 4-летней работы (1907—1911) описанного укрепления напорного откоса плотины Riverside reservoir Colorado решено было применить железобетонные плиты размерами 3 м × 4,50 м × 12,5 см в целях уменьшения влияния устройства швов, из которых в предыдущей одежде волнением вымывало песок и гравий и повреждало укрепление. Швы были заполнены двумя рядами смоленого войлока. Путь разгона волн равен $F=4,5$ англ. мили.

Плотина водохранилища Sudbury имеет откос на воду с уклоном 1:2. Мостовая по откосу сделана толщиной 45 см по слою гравия толщиной 30 см, в который камень был хорошо погружен. Мостовая сделана с хорошей расщепкой. Пять лет спустя откос был осмотрен, при чем найдено, что волнение несколько не повредило укрепления; произошла лишь равномерная осадка.

В целях предохранения напорного откоса от действия волн с успехом применяют плавающее бревно, прикрепленное в расстоянии 1 м от гребня плотины.

Spring Valley Water Co (San Francisco) нередко применяет этот прием с известным успехом.

Бревна служат по 20 лет (Engineering Record, July 2, 1910, pag 11).

Необходимо отметить, что при борьбе с грызунами покрытие обоих откосов гребня каменной одеждой с применением песка является совершенно необходимым: это является наиболее радикальным средством от грызунов.

Средствами защиты от грызунов являются:

- 1) наиболее тщательное уплотнение насыпи;
- 2) ядро в теле плотины из набивки, бетона или железобетона;
- 3) защита обоих откосов мостовой на хорошем слое гравия и песку.

Последнее средство является наиболее радикальным, так как грызуны не могут проходить в камне и сыпучих грунтах, не дающих норы, а закрывающих дыру при проходе, что подтверждается практикой эксплуатации земляных плотин. (Flinn, Bogert and Weston, Waterworks Handbook, p. p. 200 and 211).

Необходимо добавить, что грызуны, обычно, не вызывают катастроф с земляными плотинами: чаще все обходится повреждениями, не требующими больших затрат.

Сухой откос плотины не находится под действием ни волн, ни льда, ни постоянного смачивания водой. Поэтому он нередко покрывается слоем растительной земли и засаживается травой (тимофеевка и пр.). Это укрепление для плотин небольшой высоты можно считать целесообразным.

Однако, для больших плотин предпочтительно отказаться от такого укрепления, имеющего недостатки:

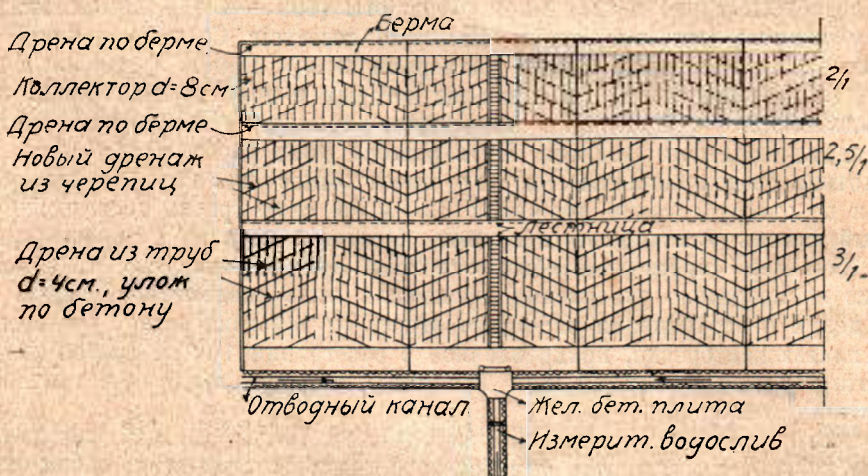
- 1) наличие густой травы на откосе не позволяет следить за его состоянием;
- 2) атмосферная вода проникает, благодаря задерживающему действию травы, в тело плотины, вызывая иногда местные оползни в глинистых грунтах; дренаж откоса при этом неисправно работает, так как корни растений попадают в дренажные трубы;
- 3) нарушается принцип работы хвостовой части профиля плотины, как шельтра;

4) **гравитоны** легко проходят такую защиту откоса и способствуют возникновению повреждений в теле плотины.

Французские плотины имеют траву на сухом откосе, покрытом слоем растительной земли, толщиной 20 см; дренажные трубки и дрены из черепиц уложены по линии лент из каменной наброски по откосу (см. фиг. 13—15).

Дрены доставляют воду в коллекторы $d = 0,08$ м, откуда вода поступает в канал, вымощенный камнем и проходящий у подошвы сухого откоса. Из канала вода отводится, встречая на пути измерительный водослив, что позволяет вести наблюдения за количеством воды, отводимым от тела плотины (плотина Le Bourdon). Наличие бERM удерживает сток воды и улучшает условия ее отвода.

В больших плотинах низовая часть тела плотины является фильтром по своему составу, так что нет нужды устраивать дренаж хвостовой части.



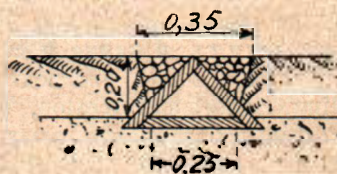
Фиг. 13.

Отвод воды уместно сделать по описанному способу. Бермы здесь также полезны и необходимы.

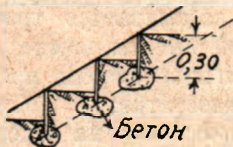
Для удобства прохода по сухому откосу французы устраивают лестницы из железобетонных плиток толщиной 4 см, шириной 60 см и высотой 30 см, установленных, как показано на фиг. 16 и 17. Бермы являются неизбежной принадлежностью высоких плотин. Главное назначение бERM — ослабить действие ливневых вод, стекающих по откосу, и увеличить устойчивость земляных масс



Фиг. 14.



Фиг. 15.



Фиг. 16.



Фиг. 17.

Железобетонная лестница по откосу плотины.

у откосов. Бермы имеют уклон в сторону от тела плотины наружу. Величина уклона — от 10 до 20% в зависимости от степени плотности тела плотины.

Располагаются бермы не более, как через 9 м по высоте сооружения. Если бермы снабжены хорошо работающим дренажем, уклон берм уменьшается, а иногда даже, при отличном дренаже, имеют обратный уклон к внутреннему краю, где устраивается коллектор или водосточная канава. Однако, и в этом случае, памятуя о ливнях, лучше иметь уклон берм наружу.

Работа тела плотины.

Условия статической нагрузки не определяют профиля плотины. Изложенные соображения об устройстве откосов указывают на возможность изменения уклонов, вначале приведенных, как характерных для данного типа плотины.

Главнейший фактор, устанавливающий профиль плотины из данного грунта— это граница насыщения тела плотины водой.

„Линия насыщения“ имеет тем более крутой угол с горизонтом, чем плотнее материал тела плотины.

Для прочности плотины необходимо, чтобы „линия насыщения“ проходила внутри профиля, не пересекая сухого откоса.

В части тела плотины ниже линии насыщения происходит движение фильтрационной воды со скоростью, зависящей от уклона линии насыщения, а также от структуры тела плотины.

Если бы в нашем распоряжении имелись бы достаточные систематизированные опытные данные о различных грунтах, из которых изготовлялось тело плотины, о степени их уплотнения в сооружении и о действительном положении линии насыщения в профиле работающего сооружения (1) а также о безопасно допустимых скоростях фильтрационной воды в том или ином грунте (2), то проектирование всякого нового сооружения в данных местных условиях могло бы быть произведено с достаточными обоснованиями, увязанными и теоретически и практически. Однако, имеющиеся данные по этим вопросам далеко недостаточны для каких либо расчетов тела проектируемой плотины по теории движения грунтовых вод. Инженеру приходится в этом вопросе поступать так, как во многих других случаях своей практической деятельности в области гидротехники: стараться возможно полнее охватить условия службы проектируемого сооружения, опереться на свой практический опыт и учесть богатый опыт постройки земляных плотин, опубликованный в литературе.

Этих данных вполне достаточно, чтобы в любых местных условиях можно было найти правильное решение и в целом и в деталях. Необходимое при этом условие — наличие строительного стажа в гидротехнических сооружениях у лиц, выносящих это решение.

В противном случае возможны ошибки, если не в основном, то в существенных деталях конструкции, недостаточно представленных в свете местных условий производства работ, которые фактически будут иметь место при постройке плотины.

В рассматриваемом типе плотины линия насыщения имеет более или менее равномерный уклон.

Если в низовой части профиля плотины устроить дренаж, то линия насыщения спустится книзу раньше, что позволит уменьшить профиль сооружения, не ослабляя его фактически в смысле прочности.

Черт. 18 — изображает профиль индийской плотины, в основании которой расположены с низовой стороны четыре канавы, параллельных оси плотины. Канавы заполнены гравием и соединены между собой дренажными трубами \perp оси плотины. Трубы отводят воду в общую дренажную канаву, лежащую вне тела плотины.

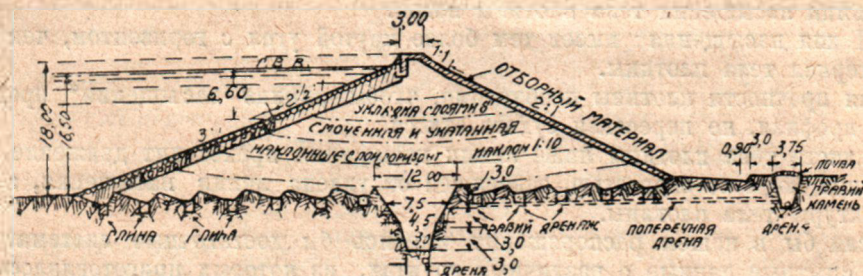
Наблюдения над насыщением тела плотины производились в широком масштабе в Индии, в особенности в Bombay Presidency (13 сооружений). Результаты опубликованы в специальном труде под названием „Results of Experiments

to Ascertain the Saturation of High Embankments of Storage Tanks in the Bombay Presidency", 1908.

Аналогичные исследования были произведены в Соединенных Штатах в связи с постройкой земляного участка плотины Croton.

Линии насыщения, нанесенные на профиль, дают разнообразную картину в зависимости от состава тела плотины (тот или другой тип), от рода грунта и плотности его в теле сооружения, от наличия ядра или диафрагмы, наличия дренажа в низовой части тела плотины и пр.

Опыты показали, что действительное положение „линии насыщения“ (the saturation line) отвечает уклону 1 : 4 в плотинах, построенных преимущественно из глинистых грунтов, и 1 : 3 в теле плотин, построенных в верхней части профиля из хорошего песчано-глинистого грунта и дренированных в низовой части.



Фиг. 18. Дренаж индийской плотины.

Бомбейские исследования показали, что небезопасно устраивать высокую плотину исключительно из глинистых грунтов и что весьма целесообразно помещать к сухому откосу тела плотины хорошо дренирующий материал в последовательности: гравий, галька (мелкий камень), крупный камень. Последний — с поверхности. При этом во избежание сползания смоченный откос должен быть устроен весьма пологим: не круче 1 : 5 и даже 1 : 7 (Parker, The control of water, edit, 1925, p. 301).

Бомбейские исследования были предприняты в результате целого ряда повреждений плотин (сползание частей тела плотин).

В восьми случаях из девяти найдено, что линия насыщения была круче 1 : 4, но положе 1 : 3.

Интересно сопоставить следующие данные о французских плотинах, сделанных также из глинистых грунтов (до 60% глины и больше). Здесь также имело место сползание смоченных откосов, имеющих крутой уклон, но покрытых солидной одеждой из каменной кладки (см. выше). Сползание мокрого откоса со значительной частью тела плотины имело место в сооружениях: Charmes (1909), de Vassy (1883), de Cercey (1842, 1866). Это оползание особенно резко сказывалось при колебании горизонта воды в водохранилище.

Характерно отметить, что французский инженер Frontard, учитывая опыт службы этих плотин, пришел к заключению, что предельная высота („hauteur dangereuse“) плотины французского профиля, зависящая от состава грунта тела плотины, равна:

16—17 метров для грунта, содержащего крупного песка от 40 до 60%	
15—16 " " " " " " " " " "	35%
11—12 " " " " " " " " " "	10—12%
7—8 " " " " " " " " " "	6%

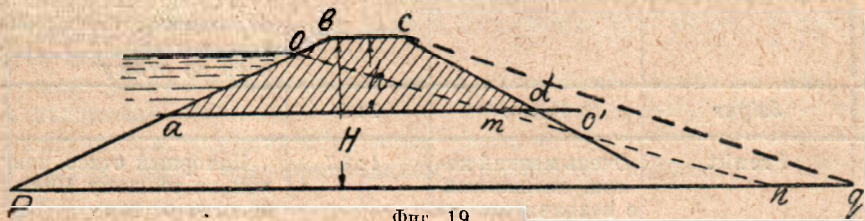
(остальное—глина и незначительные добавки прочих грунтов).

По американским данным, хорошо приготовленное тело плотины из песчано-глинистого грунта давало уклон линии насыщения в 35 : 100; в случае менее удачных грунтов — 1 : 5, при весьма пористом грунте тела плотины — 1 : 10.

Лучшее ядро из „набивки“ (см. ниже) дает потерю напора (падение линии насыщения) на 17%, а в низовой части (за ядром) профиля плотины с ядром в середине уклон линии насыщения равен 1:5.

Таким образом, при ширине плотины в 6 м на горизонте самой высокой воды при внешних откосах 1:2 сооружение может быть построено лишь 21 м высоты при уклоне линии насыщения 1:4.

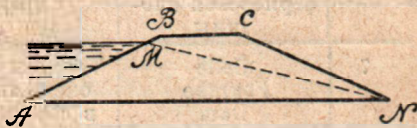
Вообще, при данном уклоне линии насыщения 1: n и откосах: водного 1: p и сухого 1: q и при ширине поверху b с известной высоты профиль указан-ного очертания становится недостаточным (величины n , p , q и b взяты не теоретические, а нормальные, встречающиеся в практике), что легко видеть из прилагаемого чертежа фиг. 19, изображающего профиля 2-х плотин разной высоты: $abcd$ — высотой h и $abcqr$ высотой H . Усиление профиля должно производиться лишь там, где этого требует положение линии насыщения, применяя внизу более пологие откосы и устраивая бермы.



Фиг. 19.

При этом может оказаться, что в нижней своей части сухой откос является более пологим, чем смоченный (см. „откосы плотин“). Однако надо добавить, что лучше избегать пологих сухих откосов, стремясь к увеличению числа и ширины берм и создавая тем самым более прижатые массы насыпи.

В благополучно работающих сооружениях можно принять, что линия насыщения имеет уклон не более пологий, чем прямая MN , соединяющая точку пересечения верхового откоса с горизонтом воды водохранилища с низом сухого откоса (фиг. 20).



Фиг. 20.

Нижеприлагаемая таблица дает ориентировочный материал для проектирующего, составленная по опубликованным данным о целом ряде плотин из однородного грунта.

Если необходимо возвести сооружение при средней высоте, имеющее особо важное значение в условиях недопустимой катастрофы, или если сооружение имеет значительную высоту или, наконец, если у строителя остаются сомнения и неразрешенные практические вопросы о работе тела плотины в данных условиях, то лучшим выходом из положения является устройство пробной плотинки малых размеров в зависимости от имеющейся возможности, но не менее размеров, рекомендуемых А. М. Pherson (Engineering and Contracting, July, 1911), который советует поступить следующим образом.

Надо взять типичный образец грунта, из которого предположено устройство тела плотины. Грунт должен быть тщательно взят и перемешан, с доведением до состояния, в котором он поступит впоследствии в сооружение.

Затем берут ящик шириной 1,20 м, глубиной 1,20 м и длиной 6,60 м и в нем устраивают маленькую плотину запроектированного профиля. При этом ящик увлажняют и трамбуют с доведением до состояния, в котором грунт будет находиться в настоящем сооружении. Далее устраивают вертикальные дыры в теле плотины, начиная от оси ее в сторону сухого откоса через 30 см одна от другой. В дыры помещают трубки (газовые и др.) с просверленными дырами по поверхности их, снабженные сетками по заполнении водой.

№№ по порядку	Название плотины	Род грунта тела плотины	Уклон прямой MN горизонту	ПРИМЕЧАНИЯ
1	Le Liez	33% песку, остальной грунт—глина	1:3,6	Передний откос имеет уклон 1:1½ и обделан кладкой на растворе на толщину 45 см; высота плотины—16,53 м при напоре 14,43 м.
2	Le Bourdon	25% глины, остальное песок	1:3,5	Того же типа; высота плотины 15,70 м при напоре 13,42 м, одна из лучших плотин
3	Gumman	Песчано-глинистый грунт	1:2	Высота до 31,00 м, водный откос имеет уклон 1:3, сухой—от 1:1 до 1:2; на высоте 6,60 м от подошвы со стороны сухого откоса устроена дренажная канава по откосу
4	Jaipur	Песок	1:5	
5	Prewitt	Очень мелкий песок, смешанный с незначительным количеством землястого грунта	1:3,7	Напорный откос покрыт бетоном на толщину 10 см в целях защиты от волн
6	Тип американской фермерской плотины	Естествен. грунт прерий	1:4,6	Высота до 5 м, но не свыше 7,20 м.
7	Belle Fourshe Dam	Тяжелая глина, очень твердая в обсохнувшем состоянии, но насыщенная водой превращается в клейкую жидкую массу	1:3	Высота до 27 м.
8	Tabeaud	Глинисто песчаный грунт	1:3,3	Высота плотины—36,00 м; плотина задумана устройством с ядром, но выполнена по первому типу; ядро возведено лишь на высоту 7,20 м.
9	De Marmande	Чистая горшечная глина с ничтожной добавкой песку	1:3,7	Французский тип плотины; передний откос 1:3, сухой—1:2,3,
10	Kaleph	Чистый песок	1:8⅓	Сухой откос имеет в нижней части призму из каменной наброски, играющую роль фильтра и упора
11	Плотины небольшой высоты по Strange (см. выше)	Землистый, песчано-глинистый	1:3,2 1:3,4	См. таблицу Strange.
12	Перемычка (земляная) Либавского дока	Песчаный с примесью глистых и глинистых частиц.	1:3,2	Высота перемычки 10,5 м; напорный откос 1:2 и 1:3 с бермой 6 м, сухой 1:2,4; в теле плотины с низовой стороны—дренажный колодец, по трубам отводящий воду в наружный колодец.

Производят измерения горизонта воды в трубках и ожидают, когда горизонт воды в трубках держится постоянным в течение нескольких дней. Для этого требуется несколько недель времени.

Из этих опытов находим положение линии насыщения, несомненно, близкое к тому, что будет иметь место в сооружении.

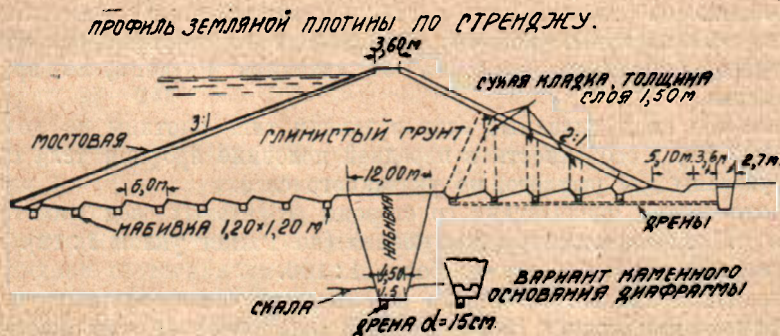
Вопрос об уклонах откосов при том или ином их укреплении требует отдельного рассмотрения в том же порядке (опытном).

Если водохранилище будет резко менять положение горизонта воды в нем, для этого надо поставить опыты для выяснения устойчивости откосов плотины при таком режиме. Далее необходимо дать просохнуть телу опытной плотинки и затем быстро наполнить водохранилище, наблюдая при этом за устойчивостью закрепления мокрого откоса и земляных масс, прилегающих к нему.

Такие испытания дадут крайне ценный материал, вполне достаточный для рационального проектирования плотины, подлежащей осуществлению.

Во всяком случае их надо всегда предпочесть проблематическим исчислениям положения линии насыщения в теле сооружения (см. выше, а также приложение на стр. 26).

Дренаж устраивается нередко в низовой части тела плотины с целью понизить положение линии насыщения, уменьшить или вовсе предотвратить намокание сухого откоса, улучшив тем самым условия службы сооружения. Особенно важен дренаж при мало-проницаемом основании плотины по сравнению с телом ее.



Фиг. 21.

Распределение материала с возрастанием степени пористости и крупности до сухому откосу позволяет обойтись без дренажа, если пористые материалы составляют $\frac{1}{4}$ профиля тела плотины и более. При устройстве тела плотины из весьма водонепроницаемого грунта на основании, пропускающем воду при сохранении безупречной плотности основания, дренаж низовой части не является необходимым. Пример—тело плотины из мятого лёсса, а основание плотная толща лёсса полиэдрической структуры с бёрами. (Плотина близ гор. Ташкента на реке Боз-су).

Ниже подошвы сухого откоса устраивается дренажная канава, отводящая воду от сооружения. На пути ее интересно иметь водослив для измерения количества протекающей воды. Канава идет параллельно оси плотины. Перпендикулярно к ней подходят коллекторы, обирающие воду от дрен. Коллекторы и дрены складываются в канавки, прикрытые крупным камнем, выше—более мелким камнем, галькой, щебнем и гравием.

Расстояние между коллекторами для ориентировочных соображений надо брать около ширины внизу дренируемой части профиля, т.е., примерно, равным ее длине.

Обычные размеры трубок коллектора $d=10-15$ см. Дренаж является хорошей мерой борьбы с намоканием и оползанием передней части плотины из глинистых грунтов. Стендж рекомендует в этих случаях следующий профиль (фиг. 21).

В заключение отметим, что чрезмерный дренаж, создающий крутую линию насыщения и, следовательно, больше скорости воды в теле плотины, может способствовать вымыванию частиц грунта из тела плотины и тем самым способствовать его ослаблению.

Производство работ по постройке земляной плотины.

Полный учет поставленных выше требований и тщательное изучение способов их удовлетворения еще не гарантирует получения плотины надлежащей прочности. Необходимо соблюсти дополнительные требования, относящиеся к производству работ.

Прежде всего основание должно быть подготовлено, т.е. тщательно очищено от ила, растительного слоя, корней, от слоя с содержанием нор грызунов. В труднительных случаях норы тщательно забиваются глиняным бетоном (плотины небольшой высоты).

После укатки основания и устройства в нем траншей и борозд для лучшего сопряжения с насыпаемым грунтом доставляется грунт, идущий в насыпь. Он должен быть рыхлый, не кусковатый. Доставка может производиться тачками, вагонетками и канатными кранами.

Не следует укладывать вагонетных путей на только что устроенных участках сооружения, так как это затрудняет укатку насыпаемых слоев грунта. Не следует производить выемку для добычи грунта, идущего в тело плотины, совсем близко от сооружения.

Для общих соображений инж. Parker устанавливает это расстояние равным тройной высоте плотины. Конечно, все зависит от местных условий, но при оценке их надо лишний раз подумать об указании Parker'a, не придавая ему смысла рецепта.

Равномерно накладываемые слои в данном типе плотины не должны быть толще 20—25 см, в особенности в передней половине профиля тела сооружения. Толщины указаны для рыхлого, не укатанного слоя.

При отсутствии препятствий со стороны грунтовых вод слои устраивают с наклоном от откосов к центру сооружения (по Parker уклон 1:12). В продольном направлении уклон берется не более 1:100.

Приведенные данные о толщине насыпаемых слоев являются средними и предусматривающими укатку слоев катками (см. ниже). В этом вопросе многое зависит от рода насыпаемого грунта, требуемой степени надежности сооружения, высоты плотины, допустимых затрат и усмотрения инженера на месте работ.

Грунты с чрезмерным содержанием глины (свыше 40%) должны насыпаться еще более тонкими слоями и тщательно укатываться (до 10 см). К откосу (сучому) эти требования часто понижают в 1,5 и даже в 2 раза.

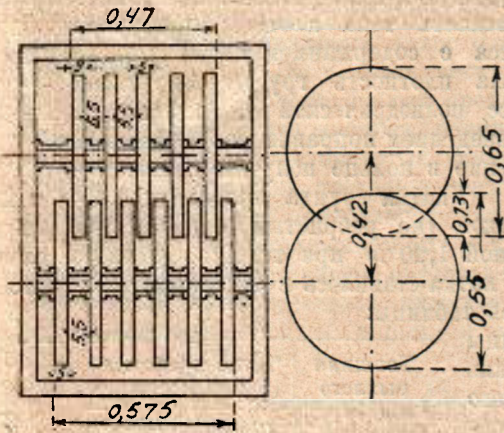
При постройке французских плотин укатка слоев производилась ребристыми катками при толщине рыхлого слоя от 8 см до 15—20 см; дальнейшее утолщение слоев давало плохие результаты, особенно при сильно глинистых грунтах.

В менее ответственных сооружениях при высотах до 10 м можно идти и на большую толщину укатываемых слоев, в особенности, если грунт содержит около 70—80% песка при 30—20% глины. Перед укаткой грунт увлажняется, но не чрезмерно, в зависимости от рода грунта (песчаные грунты требуют больше воды), его естественной влажности и погоды, при которой он укладывается.

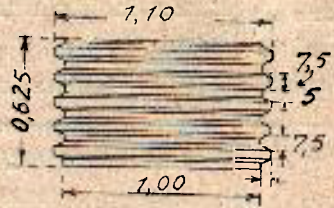
Французские плотины укатывались рубчатymi катками обычно с 11 дисками при давлении на каждый диск до 200 кг. При этом каток, перемещаемый лошаадьми, проходил всего взад и вперед 12 раз. Позднее стали применять там же самодвижущиеся катки весом около 5000 кг (фиг. 22). Первые срабатывали в день 80 куб. м, а вторые до 500 куб. м при толщине насыпаемого слоя в 10 см, 13 см и 15 см (снизу вверх тела плотины).

В случае тяжелого катка удовлетворялись прохождением его по одному и тому же месту 15 раз при толщине слоя от 15 см до 20 см.

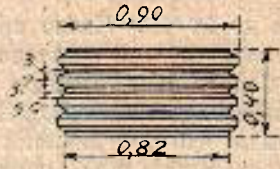
Там же опыт показал, что при толщине слоя глинисто-песчаного грунта более 20 см укатка не дает нужных результатов. При этом вес 1 куб. м укатанного грунта достигал 1800 кг и до 2050 кг (Bourdon, Grosbois) при весе 1 куб. м грунта в резерве в 1670 кг. При постройке этих плотин (Bourdon, Grosbois) каждый каток срабатывал в час до 40 куб. м грунта.



Фиг. 22.



Фиг. 23.



Фиг. 24.

Больше всего оправдали свое назначение рубчатые катки с нагрузкой в 200 кг на каждые 10 см ширины колеса катка с глубокой бороздкой между колесами (фиг. 23—24).

Грунты песчано-глинистые и глинисто-песчаные.

Укатка 1 куб. м грунта обходилась от 0,10 до 0,16 фр. в зависимости от рода двигателя (керосиновый или паровой).

При постройке плотины Tabeaud (Калифорния) нижние слои уложенного грунта в рыхлом состоянии имели толщину 15 см, а верхние—20 см. Грунт—красный, глинисто-песчаный.

По контракту на выполнение работ, 8-тонный каток должен был укатывать в час не более 75 куб. м рыхлого грунта (Gillette, Earthwork and its cost).

Вес 1 куб. м грунта тела плотины Ashokan равен в среднем 2200 кг. Грунт глинистый, с содержанием гравия и гальки. Укатанные слои имели толщину в среднем от 10 до 15 см (Flinn, Bogert and Weston, Waterworks-Handbook).

При укатке грунта американскими катками давление на грунт достигает от 1,75 кг/см² до 4,50 кг/см².

При постройке плотины Elephant Butte земля насыпалась слоями толщиной 15 см; плотина Gilboa имела толщину рыхлых слоев 10 см; давление катков на грунт—2 кг/см².

По мнению инж. Parker'a, уплотнение грунта в теле плотины должно достигать не менее 12% по сравнению с грунтом в резерве, на месте его добычи. В противном случае имеем налицо плохую работу. Ниже приводим из книги Паркера (The control of water, ed. 1925) таблицу, дающую вес 1 куб. м грунта в резерве, откуда он взят (γ_1), в вагонетке в насыпанном состоянии (γ_2) и в плотине при законченной укатке (γ_3).

В каждом частном случае надо определять испытанием необходимое число проходов катка взад и вперед, определяя γ_1 и γ_3 , сопоставляя их и учитывая указания приведенной таблицы.

При получении образцов грунта из укатанного тела плотины необходимо избегать дополнительного уплотнения грунта. Так, автор был свидетелем, как при постройке Ташкентской плотины (Боссуйская гидростанция, 1925 г.) добыва-

лись образцы путем забивки в тело плотины толстого железного кольца $d=12-15$ см при высоте кольца $h=5-7$ см и объеме цилиндрического образца грунта, уместяющегося в кольце, 637 куб. см $= \frac{d^2 \cdot h}{4} \pi$.

Грунт в раз- личном со- стоянии	Вес 1 куб. м грунта в кг	
	Средние данные из 23 опытных наблюдений	По Bassel (EarthDams)
γ_1	1888	1864
γ_2	1248	1280
γ_3	2175	2128

Ясно, что строитель получал плотность грунта не в теле плотины а в кольце. При этом плотность тела плотины, приготовленной из лёсса с содержанием глины 50—60% превышала плотность грунта основания (пористый лёсс полиэдрической структуры) на 7—8%. С введением поправки на дополнительное уплотнение в кольце получим меньший %.

Укатка грунта происходила 8-9 тонным катком (не ребристым) с двумя валами шириной 1,20 м при толщине рыхлого слоя от

15 см до 25 см. Число проходов катка ставилось в зависимости от толщины укатываемого слоя согласно следующей таблицы:

Сопоставляя данные этой таблицы с вышеприведенными сведениями, должно отметить, что при наличии неровностей катка таблица дает пониженные требования как для толщины укатываемого слоя (грунт содержит 50—60% глины), так и для числа проходов катка. Слабой компенсацией служит дополнительное требование, поставленное начальником работ:

„если укатанная поверхность получается светлой от недостатка влаги, то всю укатанную площадку следует полить и еще раз прокатать следующее число раз, независимо от способа насыпки слоя (тачками или скреперами)“:

Толщина рыхлого слоя перед укаткой в см.	Число проходов катка		Примечани- е
	После тачек	После скрепер- ов	
15	6	3	Число про- ходов показано: взад + впе- ред.
17	8	4	
19	10	5	
21	12	6	
23	14	7	
25	16	8	

Толщина слоя в см	Число про- ходов катка	Толщина слоя в см.	Число про- ходов катка
15	2	21	3
17	2	23	4
19	3	25	5

Вес 1 куб. м грунта в заполненных траншеях, сопрягающих тело плотины с основанием, оказался равным от 1855 кг до 1965 кг при 23—25% влажности грунта ¹⁾.

В заключение отметим, что в ответственных сооружениях по мере укатки тела плотины устраивают скважины, дыры заполняют водой и наблюдают, уходит вода или держится на одном горизонте (водонепроницаемое тело плотины из глинистого, песчаноглинистого грунтов).

У откосов плотность тела плотины получается меньшей. Чтобы ослабить это явление, ведут насыпь на большую ширину против проектной с тем, чтобы, срезав насыпь под проектный профиль, избежать в наружных частях слабых мест. Кроме того, применяют укатку откосов катками.

Один из таковых, примененный в Колорадо при устройстве водохранилища в Денвере, изображен на фиг. 25. (Transaction, American Soc. Civil Engineers. Vol. 27).

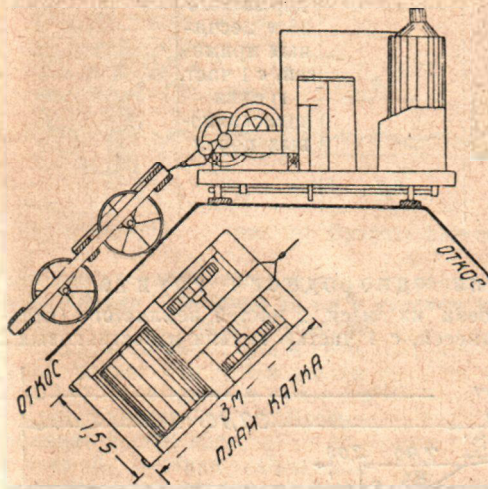
¹⁾ Ташкентская плотина имеет сухой откос 1:7, мокрый 1:3 при содержании глины до 60%; очевидно, целесообразнее перевернуть профиль, построенный абстрактными исчислениями положения линии насыщения, в основу которых положены несоответствующие данные о грунте. При постройке внесено исправление в виде уширения профиля на воду, что достигнуто путем устройства очень широкой бермы на половине глубины воды (свыше 60 метров шириной).

Фиг. 26 изображает укатку слоя набивки толщиной 45 см., уложенной по откосу плотины. Постройка плотины производилась с помощью 2 канатных кранов пролетом 228 м. Один из этих кранов был использован для укатки откоса плотины. Покрытие откоса набивкой (1 часть глины и 2 ч. гравия) происходило слоями толщиной 15 см (3 слоя), из которых каждый укладывался после некоторого обсыхания и укатки предыдущего слоя. Каток был применен самодельной конструкции; из 2-х маховых колес $d=100$ см, приложенных один к другому и залитых бетоном. Этот каток весил 600 кг. и свободно перемещался по откосу, управляемый с берега. Работа прошла весьма успешно.

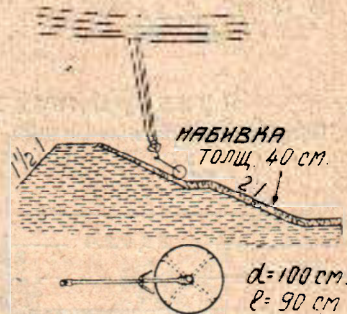
Уместно добавить, что набивка, помещаемая по напорному откосу, покрывается обычно мощением из околотых камней.

Обращаясь к практике постройки южно-африканских плотин, должны отметить, что там устраивают центральную часть тела плотин слоями толщиной 15 см в рыхлом состоянии, с утолщением слоев к откосам и укаткой их катками (Каплек, The principles of irrigation engineering, 1924 г.).

При всяких обстоятельствах нижнюю часть тела плотины возводят более тонкими слоями, напр., 15 см в рыхлом состоянии, увеличивая их толщину по мере возведения насыпи, примерно, на 30%, т.е. до 20 см. Надо избегать применения легких катков для укатки тела плотины, так как они не достигают цели, а лишь утюжат грунт, соз-



Фиг. 25.



Фиг. 26.

давая впечатление хорошей укатки при слабо уплотненной насыпи.

Усадка тела плотины неизбежно имеет место вследствие действия собственного веса сооружения, а также влияния дождей и подпорной воды, соприкасающейся со смоченным откосом. Величина вертикальной усадки лежит в пределах от $\frac{1}{36}$ до $\frac{1}{24}$ высоты плотины, хотя в отдельных случаях и выходит из указанных границ. Примером последнего явления может служить Колорадская плотина Sugar Loaf Reservoir, давшая за период постройки 5,44% усадки. Величина усадки зависит от рода грунта, способа и тщательности производства работ.

Выше было отмечено, что не следует устраивать плотин из грунтов, содержащих в себе значительное количество растворимых солей.

Если грунты при этом сильно глинистые, то тело плотины (дамбы) получает комковатую структуру, вызывающую прорывы дамбы.

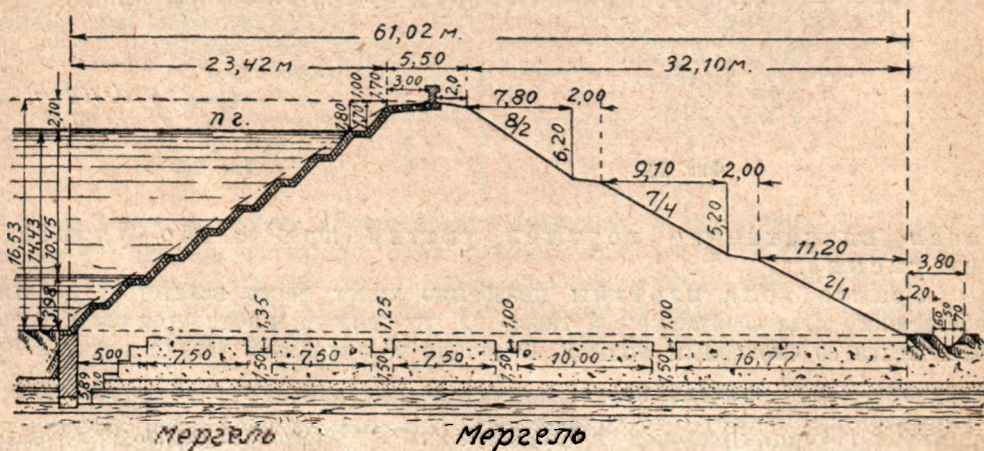
Пример—прорывы дамб тугайных водохранилищ на р. Мургабе; последние прорывы имели место всего несколько лет тому назад.

Французские плотины дали следующую усадку:

Название плотины	Высота плотины в м	Величина усадки в см	Усадка в %	Грунт тела плотины	Примечание
Le Bourdon	22,00	3—4	до 0,2	25% глины 75% песка	Лучшему составу тела плотины Le Bourdon
Vingeanne	15,00	14	1,0	от 30% до 70% чистого песка	отвечает его минимальная усадка.
Charmes	22,00	15	0,7	Песчаный	
La Liez	18,00	80	5,0	Грунт-смесь из 2-х част. глинистого (землистого) грунта, содержащего 33% песчаных примесей, с 1 част. гравия известняковых пород.	
de Vassy	17,90	120	6,5		

Примеры плотин из однородного грунта.

Пример 1. Плотина Le Liez построена из смеси 2 частей землистого (глинистого) грунта, содержащего 33% песчаных примесей, с 1 частью гравия известняковых пород.



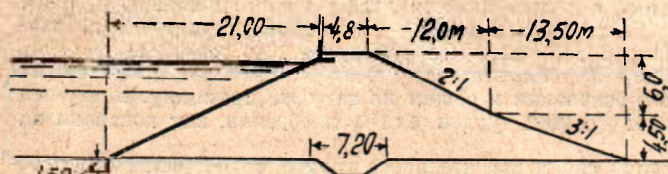
Фиг. 27.

Высота плотины над естественным грунтом равна 16,53 м при напоре 14,43 м и ширине поверху 5,50 м (фиг. 27). Передний (мокрый) откос имеет общий уклон $1:1\frac{1}{2}$ ^{вертик.}/_{гориз.} и обделан одеждой из каменной кладки на толщину 45 см, как изображено на фиг. 28.

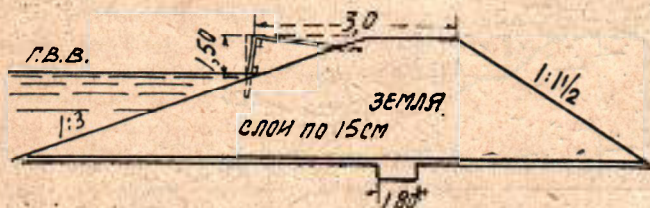
Бермы шириной 1,00 м имеют уклон в 10% в сторону от тела плотины. Уклон откоса между бермами — 1:1; задний откос к основанию делается все положе и положе, чтобы отдалить пересечение линии насыщения с задним откосом. Линия насыщения тела плотины имеет уклон не положе 1:3,6.

Пример 4. Колорадская плотина Prewitt, имеющая длину свыше 5 километров, достигает высоты 10,80 м на участке 30 м длиной при средней высоте сооружения 6 м, (фиг. 32). Ширина плотины поверху—4,80 м, сухой откос имеет уклон от 1:2 до 1:3 смоченный—1:2. Тело плотины состоит из очень мелкого песка, смешанного с небольшим количеством земляного грунта. Тот же характер имеет грунт основания плотины.

Сопряжение с основанием достигнуто с помощью замка, устроенного из песчаноглинистого грунта, уложенного тремя слоями по 60 см, для чего в канаву предварительно накачивалась вода, которую добывали из 16 колодцев, опущенных в расстоянии 300 м один от другого близ подошвы сухого откоса. Тело плотины укладывалось слоями толщиной 30 см с обильным смачиванием грунта и укаткой его рубчатым катком весом 225 кг на 10 см ширина катка.



Фиг. 32. Профиль плотины Prewitt.



Фиг. 33.

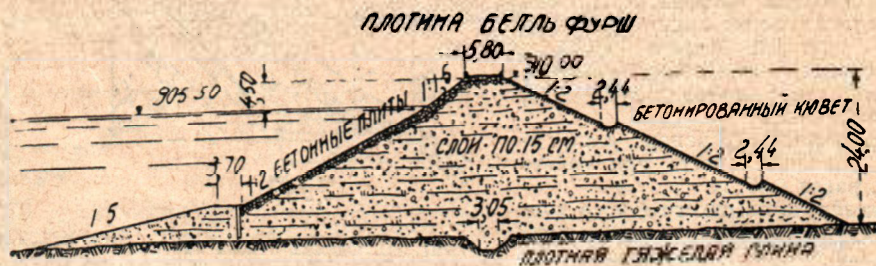
нием 15 см × 30 см, идущих вдоль швов. Низ бетонной одежды упирается в железобетонный зуб, опущенный на глубину 1,50 м. Покрытие переходит в железобетонный парапет высотой 60 см. Линия насыщения имеет уклон не более пологий, чем 1:3,7.

Пример 5. Описываемое сооружение характерно для американской фермерской практики по обводнению сельскохозяйственных угодий (Dakota, Wyoming).

Фиг. 33 изображает типичный профиль такой плотины, имеющей высоту обычно до 4,5 м—4,80 м, но не свыше 7,20 м. Сухой откос имеет полуторный уклон (1:1½), напорный—тройной уклон (1:3). Ширина сооружения поверху равна около 0,7 высоты.

Наиболее типичной для указанной практики является плотина высотой 4,50 м, длиной по гребню до 80 м при стоимости 2300 долларов.

Строятся эти плотины из естественного грунта прерий с применением скреперов. Средняя цена за 1 куб. м сооружения—20 центов. Обычно приходится защищать сооружение от действия волн (см. черт. 33).



Фиг. 34.

Пример 6. Плотина Belle Fourche (Южная Дакота) выстроена за период времени с 1906 по 1912 год. Она имеет длину около 2 километров, при чем на протяжении 30 м длины высота сооружения превышает 30 м при максимальной высоте сооружения равной 36,60 м (фиг. 34). Ширина плотины поверху равна 5,8 м.

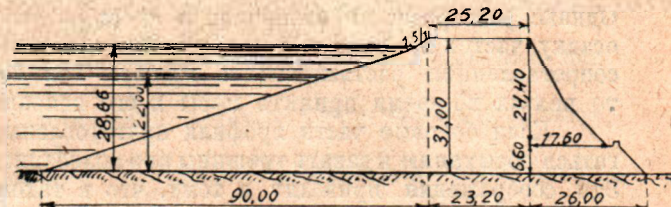
Напорный откос меняется от 1:1 до 1:3, а сухой откос от 1:1¼ до 1:2. Сооружение выстроено из тяжелой глины, имеющей вес 1 куб. м в резерве 1900 кг.

В состоянии насыщения водой грунт превращался в клейкую жидкую массу, но, обсохнув, становился очень твердым, с большим трудом взрыхляемым с поверхности. Глина оказалась почти вовсе водонепроницаемой. Грунт укадывался в насыпь слоями в 15 см толщиной и укатывался 10 тонным катком.

Напорный откос укреплен бетонными плитами толщиной 20 см, размерами в плане 2,50 м × 1,95 м. Эти плиты уложены по слою гравия толщиной 60 см и упираются внизу в бетонную стенку высотой 90 см, шириной поверху 30 см и понизу — 75 см. Стенка удерживается рядом свай длиной 4,80 м, диаметром 25 см, расположенных через 90 см одна от другой. Бермы сухого откоса снабжены бетонными лотками для отвода атмосферной воды. Гребень плотины на 4,50 м превышает горизонт воды в водохранилище.

Стоимость устройства 1 куб. м тела плотины, включая накладные расходы равна 54 цента и состоит из следующих слагаемых:

I. Эскаваторные работы	9,9	центов
II. Отвозка грунта	11,2	»
III. Насыпка рыхлых слоев в теле плотины	15,7	»
IV. Укатка	1,7	»
V. Увлажнение слоев грунта	2,4	»
VI. Проценты на капитал, амортизация, об- рудование	13,1	»
Всего	54	цента



Фиг. 35.

Примечание. Накладные расходы (10%) разбиты по статьям I—VI.

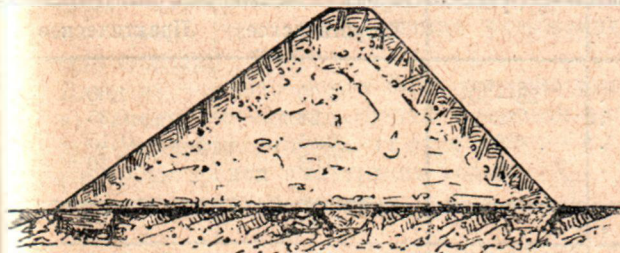
Пример 7. Мадрасская плотина Gumtal (фиг. 35) имеет высоту до 31,00 м, ширину поверху 23,20 м, водный откос мощеный с уклоном 1:3, сухой откос имеет пере- вышенный уклон от 1:1 до 1:2 и вымощен по типу фиг. 10. На высоте 6,60 м от подошвы с стороны сухого откоса устроена дренажная канавка по откосу.

Сооружение построено в доисторическую эпоху жизни индусов и является примером весьма большого числа земляных плотин в Индии, выстроенных в порядке натуральной свинности. Все эти сооружения отличаются высокой степенью компактности и одно- родности, что потребовало вложения огромного количества человеческого труда. Уклон плотины MN-1:2.

§ 5. Земляные плотины с ядром из водонепроницаемого грунта (есте- ственного или искусственной смеси), с диафрагмой из каменной кладки и проч.

В отличие от французского типа плотин однородного профиля английская практика выработала другой тип, так называемый, английский.

Профиль тела плотины английского типа имеет глинистое ядро, занимающее центральное положение и являющееся водонепроницаемой частью плотины; в ядре с обеих сторон примыкают призмы из рыхлой грохоченной земли, предо- храняющие ядро от высыхания (призма вправо от ядра) и от разжижения (призма слева от ядра). К проектному профилю приводится присыпкой с обеих сторон такого-либо неплывучего грунта с плотной утрамбовкой его. При этом откосна воду обычно получает уклон 1:3, а сухой откос — 1:2¹/₂. (фиг. 36).



Фиг. 36.

СOLIDНОСТИ сооружения. Толщина глиняного ядра, приготовленного со всей тщатель- ностью, по данным английской практики, равна по меньшей мере одной трети напора воды, отвечающего положению рассматриваемого горизонтального сечения ядра.

Далее, в каждом горизонтальном сечении рассматриваемого профиля, толщины призм из грохоченной земли ни в коем случае не должны быть меньше толщины ядра в том же сечении. Этот первоначальный тип плотины в дальнейшем пре- терпел ряд изменений, улучшивших профиль. Так, глиняное ядро solidных плотин стали готовить из смеси 20% глины и 80% песка и гравия

присыпки имеют целью придать телу плотины устой- чивость. Ядро плотины опу- скается до водонепроницаемого грунта основания, имея клино- образную форму и крутые бо- ковые уклоны 6:1. Верх ядра превышает горизонт воды на 0,50 — 0,75 м — 1,00 м по

(„набивка“, puddle), особо тщательно укладываемой в тело плотины. В некоторых случаях (скалистое основание) набивка нередко уступает место бетонной или железобетонной диафрагме.

Английская практика рассматривает этот тип земляных плотин, как наиболее дешевый, так как лишь укладка ядра требует особой тщательности работ, прочие работы на 1 куб. м грунта требуют гораздо меньших затрат.

В данном случае сохранность плотины обеспечивает, главным образом, ядро. Однако, разнородность материала и способов его укладки влечет неравномерную осадку частей профиля, что может повредить ядро, не отличающееся значительным сопротивлением растяжению и изгибу. Так как ядро недоступно для осмотра, то нельзя во-время принять меры к его исправлению.

Если боковые части профиля приготовлены наскоро, то ядро может подвергаться обсыханию и давать трещины при колебании горизонта воды в водохранилище. Эти соображения приводят к тому, что в таком виде английский профиль едва ли можно считать предпочтительным для плотин значительной высоты.

Тщательное приготовление английского профиля приемами, описанными в предыдущем параграфе, значительно улучшает его, но отнимают его главную особенность: сравнительную дешевизну. Впрочем, применение профиля в условиях недостатка глинистых и песчано-глинистых грунтов может получить оправдание и с экономической стороны.

В современной практике глиняное ядро заменяют ядром, приготовленным из „набивки (puddle)“. Такое ядро гораздо более прочно и эластично. Набивка представляет собой смесь глины, песка и гравия, увлажненную, тщательно перемешанную и уплотненную. Пропорция зависит от составляющих набивку. Не следует брать большое количество глины во избежание усадки ядра и появления в нем трещин. По той же причине нельзя допускать полного обсыхания набивки, которая должна быть всегда в пластичном состоянии. Если в работе произошел перерыв, необходимо прикрывать уложенные слои сырой землей, рогожами с поливкой их и проч. На время морозов работа прекращается с тщательным предохранением уложенной набивки от мороза.

Набивка укладывается слоями толщиной от 8 см до 30 см в зависимости от ее состава и важности сооружения и укатывается катком весом не менее 2 т. Fanning дает следующий состав набивки особо высокого качества (Flinn, Bogert and Weston. Waterworks Handbook).

МАТЕРИАЛЫ	% пустот.	Требуемое количество куб. м грунта	
		Теоретическое	Практическое
Просеянный гравий	28—30	1,00	1,00
Крупный песок	30	0,28	0,35
Песок	33	0,08	0,15
Глина	—	0,03	*0,20
Всего материалов		1,39	1,70
Всего набивки		1,00	1,30

Такая набивка обходится практически довольно дорого; бывают случаи, когда стоимость 1 куб. м набивки в деле почти доходит до стоимости 1 куб. м бетона в деле (Flinn, Bogert and Weston, Waterworks Handbook, pag. 614).

Если основываться на фактических данных о службе плотин рассматриваемого типа с набивкой, то нет возможности ставить его значительно ниже первого типа при солидной диафрагме из набивки хорошего качества и тщательно приготовленных прочих частях профиля. Однако, в таком виде профиль вряд ли получается значительно более экономичным, чем по первому типу.

Применение может быть оправдано при наличии лишь небольшого количества глинистых материалов, все же достаточных для устройства ядра, а также экономией, если она будет достигнута.

При сооружении плотины значительной высоты по рассматриваемому типу обычно придерживаются следующих положений:

1. Ядро должно устраиваться из глиняной набивки („puddle“), которая перед употреблением в дело подвергается испытанию на водонепроницаемость.
2. Укладываемые слои набивки не должны иметь толщину свыше 15 см, а в случае особо ответственных сооружений — до 8 см.
3. Уложенная набивка должна предохраняться от быстрого высыхания, для чего ее покрывают рогожами, защищая от солнца.
4. Пересохшая, потерявшая пластичность, а также чрезмерно жидко приготовленная набивка должна выбрасываться.
5. Укладка должна идти слоями с освидетельствованием техническим надзором каждого слоя.
6. Минимальная толщина ядра — 1,50 м, а понизу не менее $\frac{1}{5} \cdot h$, где h — запор плотины, и не более $\frac{h}{3}$.

7. Толщина ядра поверху, примерно, вдвое меньше толщины понизу.
8. Ядро должно быть погружено в материк на глубину не менее 0,75 — 1,25 м в зависимости от солидности сооружения и структуры материка.
9. Хорошая набивка через 4 дня по ее укладке „режется, как сыр, и не имеет никаких пор“.

При менее значительных сооружениях можно пойти на упрощение требований в зависимости от местных условий и учета их строителем. Если набивка не может быть приготовлена лучшего состава, то прибегают к утолщению ядра по усмотрению строителя.

Все остальные данные для проектирования рассматриваемого профиля сохраняются теми же, что для первого типа (§ 4), а равно для прочих (ширина поверху, укрепление откосов и пр.). Лишь в вопросе о линии насыщения имеем существенную разницу: линия падает вниз на 17 — 20% при прохождении набивки хорошего качества (потеря напора на 17 — 20%). Падение линии насыщения в пиковой части профиля (за ядром) равно около 1 : 5 (Kanthack, The principles of irrigation engineering, 1924 г.).

Здесь сказывается характерное отличие боковых призм данного профиля, имеющих более пологую линию насыщения.

Если сохранить тот же уклон для передней части профиля, то последний легко построить так, чтобы линия насыщения не пересекала сухого откоса выше его подошвы.

Ядро из набивки может быть устроено одним из следующих 3-х способов:

- α) в центре профиля плотины (основной английский тип);
- β) с верховой стороны (теоретически более правильное расположение с точки зрения фильтрации воды);
- γ) в промежутках между α и β.

С п о с о б (α).

П р е и м у щ е с т в а.

1. Более конструктивное распределение материала (вертикальная стенка).
2. Минимум материала ядра.
3. Защищенность от разжижения, пересыхания и грызунов.
4. Предохранение плотины от разрушения при затопленном гребне.

Н е д о с т а т к и.

1. Подверженность повреждениям от осадки.
2. Крайняя трудность ремонта;
3. Излишнее намочание верховой части тела плотины.

Способ β.

Преимущества.

1. Осадка равномерна с верхним откосом.
2. Ремонт прост.

Недостатки.

1. Требуется большое количество материала для ядра.
2. Ядро подвержено влиянию воды (разжижение), солнца, ветра (пересыхание при колебании горизонта воды), волн и грызунов (разрушение непосредственное).

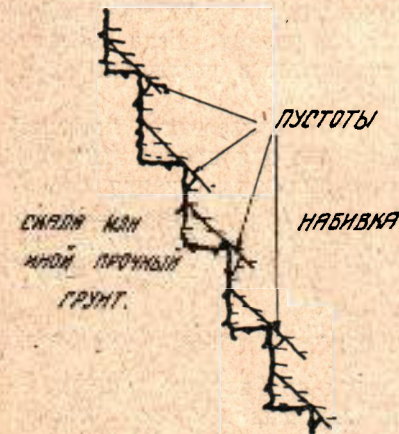
3. Передняя часть тела плотины защищена от излишнего намокания.

4. Получаем минимум фильтрации при наибольшей устойчивости тела плотины.

Там, где вопрос с грызунами обстоит остро, надо помнить, что ядро должно делаться с максимальным содержанием песка и гравия, т.е. 80% песка и гравия и 20% глины. Замок из набивки (а равно глиняный) устраивают клинообразный, избегая появления трещин, обычных при обделке вертикальными уступами (фиг. 37).

При наличии скалистого грунта основания более конструктивно перейти к бетонной диафрагме, которая соединяется со скалой в одно целое, чего нельзя сказать про ядро из набивки. Сторонники набивки и в этом случае ее сохраняют, устраивая каменную диафрагму на незначительную высоту (около 50—100 см) и сопрягая ее с набивкой, идущей отсюда вверх (см. фиг. 52). Однако, такое сопряжение вряд ли выполнимо в удовлетворительной степени; оно достаточно неконструктивно.

К бетонной диафрагме прибегают также, когда нет материалов для устройства ядра из хорошей набивки. До сего момента мы рассмотрели вопрос об устройстве ядра надлежащего качества или диафрагмы, доходящих своим низом до плотного водонепроницаемого грунта и врезающихся в материк на глубину не менее 0,75 м—1,25 м. Может случиться, что трудно опустить ядро до непроницаемого грунта. Тогда устраивают замок на глубину в среднем до $\frac{3}{4} h$, где h —напор плотины, считая от подошвы профиля до горизонта воды. При этом надо отметить, что до сих пор не зарегистрировано ни одного случая повреждения



Фиг. 37.

или разрушения плотины из-за недостаточности замка тела плотины, опущенного в водонепроницаемый грунт, при наличии хорошего дренажа.

Во всех случаях устройства плотин с ядром из непроницаемого грунта рекомендуется предусматривать дренаж тела плотины и ядра; в противном случае ядру угрожает сползание и повреждение, вследствие фильтрации воды через тело плотины и намокания этого последнего.

Выше было упомянуто, что в случае скалистого основания лучшая конструкция земляной плотины второго типа—это с применением каменной или железобетонной диафрагмы. Даже в случае первого типа целесообразно прибегать к устройству замка из каменной кладки, немного возвышающегося над естественным скалистым грунтом дна тальвега.

От бутовой диафрагмы теперь отказываются в виду ее меньшей водонепроницаемости. Большая водонепроницаемость бетонной диафрагмы влечет за собой повышение требований к ее прочности как конструкции, отчасти работающей на изгиб.

Опыт применения бетонных диафрагм указывает, что не надо делать слишком тонких диафрагм из бетона. Необходимо помнить, что напряжения в верхних частях диафрагмы ничтожны по сравнению с таковыми внизу. Поэтому нужна достаточная армировка железом. Верх диафрагмы располагается на 30—90 см выше наивысшего подпорного горизонта воды.

В выстроенных и благополучно работающих сооружениях толщина диафрагм на уровне скалистого основания лежит в пределах от $\frac{1}{8}$ до $\frac{1}{6}$ высоты их.

Wegmann проектирует диафрагму при напоре 28,80 м толщиной поверху 1,80 м (на высоте 30 м над грунтом), понизу 4,50 м и 5,40 м на уровне 10 м ниже поверхности грунта. Обычно же считается, что поверху достаточно иметь 45—90 см с крутыми уклонами 20 : 1, 10 : 1 вниз. Надлежащая армировка уменьшает толщину диафрагмы. Однако, не следует ее чрезмерно уменьшать по соображениям фильтрации через нее воды. Диафрагма погружается в скалистое основание на глубину, зависящую от качества грунта и напора. В среднем надо принять 2—3 метра. Диафрагма должна проходить до обоих берегов и врезаться в них во избежание обхода воды с боков.

Надо отметить 2 очень важных преимущества каменных диафрагм:

1) наличие их предохраняет плотину от разрушения при затоплении гребня ее;

2) получается хорошее сопряжение глухого участка плотины с водопропускными, чем умеряются или вовсе отпадают расходы на пропуск воды в берегах; при этом водопропускные отверстия могут быть связаны нацело в одну конструкцию с глухим участком плотины.

В случае трещиноватого основания прибегают к его цементации (нагнетание жидкого цементного раствора, состоящего из 1 части цемента и 5—7 частей воды).

Обделывая скалу, надо избегать взрывных работ во избежание появления новых трещин. В крайнем случае надлежит пользоваться черным порохом, облегчая его работу соответствующей закладкой шпуров (см. Н. И. Анисимов. Производство работ по устройству плотин на реках. Издание 1927 года).

Состав бетона диафрагмы берется около $1 : 2\frac{1}{2} : 4\frac{1}{2}$ —5. Железо-бетонные диафрагмы, нашедшие применение в практике, оправдали свое назначение. Горизонтальное сечение диафрагмы имеет вид прямоугольника или волнистое сечение. Последнее имеет целью получения большего момента сопротивления диафрагмы.

В настоящее время имеются проекты полых железобетонных диафрагм, точно заделываемых в скалистое основание. Преимущество их состоит в большом сопротивлении изгибу, а также в том, что при такой конструкции оказывается возможным направлять профильтровавшуюся воду, отводя ее в нижний бьеф по каналам и имея за ней наблюдение. В некоторых случаях исключительны специальные условия работы сооружения.



Фиг. 38.

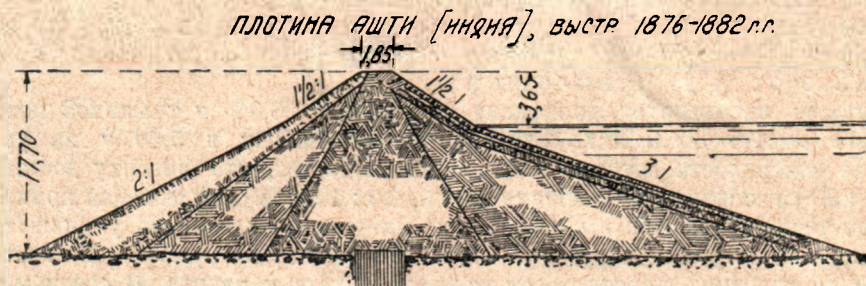
Пример 1. Плотина Stockport (фиг. 38) имеет максимальную высоту 36,30 м, гряду поверху—4,27 м, понизу—180 м, длину—366 м. Напорный откос имеет уклон 1 : 3, сухой откос 1 : 2,5 вниз и 1 : 2 вверх. Сооружение устроено с ядром по английскому типу во всем согласно изложенным правилам.

Пример 2. Плотина Ashti (Индия) имеет высоту 17,70 м, при длине 3810 м и гряде поверху 1,85 м (фиг. 39). Гребень плотины на 3,65 м выше горизонта самой высокой воды. Напорный откос вымошен камнем на толщину 30 см по слою гравия.

Ядро устроено следующим образом. Траншея вырыта до материкового грунта на длину 3 м и заполнена смесью из двух частей песка и трех частей черной земли (продукт разрушения траншей) на высоту до 30 см над поверхностью грунта. Ядро в теле плотины

расположено над замком и устроено из того же глинистого грунта с тщательным подбором его. С боков уложен песчано-глинистый грунт.

В 1883 г. после продолжительных ливней произошло повреждение тела плотины. Причина повреждения установлена, как результат растворимости грунта основания в воде, превращающей грунт в полужидкую массу. При этом тело плотины село на 4,80 м.



Фиг. 39.

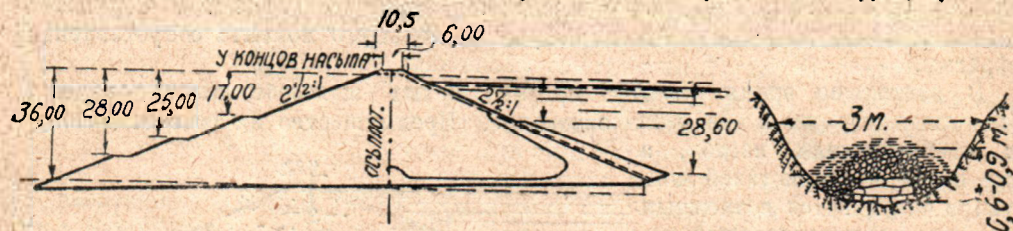
Пример 3. Калифорнская плотина Pilarictos имеет максимальную высоту над поверхностью грунта 28,50 м, ширину поверху—7,50 м, длину—192 м. Сухой откос имеет уклон 1 : 2¹/₂, а напорный—1 : 3 в нижней части и 1 : 2¹/₂ в верхней.

Плотина имеет центральное ядро из набивки, которое проникает в естественный грунт на глубину 12 м, погружаясь в скалу. Для лучшего сопряжения со скалой на ней устроена бетонная стенка шириной 90 см и высотой—1,60 м, погруженная в набивку (см. фиг. 40). Ширина ядра внизу равна 9 м и поверху—3 м при напоре 27 м. Верх ядра выше подпорного горизонта на 60 см.

Пример 4. Калифорнская плотина Tabeaud, выстроенная за период 1900—1902 г., имеет следующие размеры: длина по гребню плотины—190,80 м, высота плотины у сухого откоса—36,90 м, у напорного—30,00 м, в центре профиля—36,00 м, превышение гребня над горизонтом воды—2,40 м, ширина плотины по гребню—6,00 м, внизу—186 м, объем тела плотины—283000 куб. м.

Фиг. 40 изображает профиль плотины Tabeaud. Оба откоса имеют уклон 1 : 2¹/₂, по с напорной стороны нижняя часть откоса прикрыта каменной наброской, уложенной на слой набивки, так что откос имеет уклон в этом месте 1 : 3. Сухой откос имеет три бермы по 4.50 м шириной.

Согласно проекту, плотина должна иметь ядро из набивки толщиной 2,40 м поверху. После возведения ядра на высоту 7,2 м работа была остановлена и в дальнейшем ядро было заменено одеждой напорного откоса из набивки (выполненная часть ядра осталась в сооружении). К этому решению пришли по той причине, что грунт, применен-



Фиг. 40. Профиль плотины Tabeaud.

Фиг. 41.

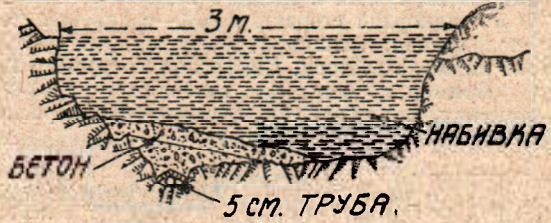
ный для устройства тела плотины, оказался весьма водонепроницаемым: глинисто-песчаный красный грунт, вполне пригодный для устройства плотины однородного профиля.

Покрытие нижней части напорного откоса набивкой сделано для большей уверенности в прочности плотины. Основанием тела плотины служит твердая глина, а частью шиферная скала. В верхней стороне при постройке были обнаружены ключи. Для удаления ключевой воды и преграждения течения ее по основанию был устроен дренаж скалистого основания.

С этой целью в скалистой породе была прорезана траншея шириной 1.50—3 м при переменной глубине, зависящей от характера коренной породы. По дну траншеи была сделана дренажная канава, заполненная камнями, тщательно подобранными и уложенными на место с надлежащей осмотрительностью во избежание неправильной осадки под действием собственного веса плотины (фиг. 41). Щели между камнями были заполнены битым камнем. Сверху все было покрыто слоем щебня толщиной 45 см. Поверх щебня и крупного песка была устроена глиняная набивка.

Главная дрена во время постройки имела протяжение от оси плотины до подошвы верховой стороны. Она была прорезана в скале на глубине 1,50—1,80 м ниже общего уровня обнаженной поверхности. Железная труба $d = 5$ см была уложена по дну канавы и забетонирована сверху (фиг. 42).

Кварцевая жила мощностью от 30 см до 60 см пересекала место расположения плотины, примерно, на 45 м выше оси плотины. В этом месте были сделаны две разветвляющиеся дрены, каждая из которых входила в колодец. Эти воды отводились к камере близ подошвы верховой стороны дамбы. Боковые дрены, а также часть центральной дрены от места их соединения до указанной камеры покрыты перевернутым угловым железом (см. фиг. 42). По железу уложен бетон, набивка и земля. Вода течет по верху трубы, пока не дойдет до камеры, где входит в трубу $d = 5$ см и по ней проходит к низовой древе. Часть основания между осью дамбы и кварцевой жилой на расстоянии 48 м, оказалась без трещин и ключей. Здесь 5 см труба была забетонирована прямо, без применения углового железа.



Фиг. 42.

Первые 18 м тела плотины, считая по высоте над грунтом, уложены были слоями не толще 15 см в рыхлом состоянии, и вышележащие—не толще 20 см.

Фактически толщина слоев в сооружении оказалась по месяцам:

апрель . . .	10 см	июль . . .	11,5 см	октябрь . . .	17,5 см
май . . .	8,5 „	август . . .	12,5 „	ноябрь . . .	20,0 „
июнь . . .	10 „	сентябрь . . .	15,0 „	декабрь . . .	20,0 „

Для набивки брался материал с содержанием глины в 70% и песка с гравием 30% при чем зерна гравия не превышали своим диаметром 5 см. Уплотнение грунта в теле плотины достигало 16% по сравнению с местным материалом, взятым из шурфа. Вес 1 куб. м грунта в шурфе—1740 кг, в плотине—2070 кг. Грунт укатывался 2 катками весом 5 и 8 т. Характерно отметить, что в контракте на выполнение работ было поставлено условие, по которому 75 куб. м грунта, доставленного в тело плотины, должно было укатываться в течение 1 часа.

Пример 5. Фиг. 9 изображает профиль итальянской плотины Lagastrello, имеющей напор 21,00 м. Плотина устроена из глинистых материалов. Основание—валунное. Впереди профиля устроен бетонный зуб сечением 2 м \times 5 м, играющий роль противофильтрационного устройства. Далее имеем стенку высотой 13,50 м из кладки на растворе. От самого низкого уровня подпорного горизонта к бетонному зубу спускается присыпка из маловодопроницаемого грунта. Подводный откос плотины укреплен каменной одеждой толщиной 30 см по слою щебня толщиной 70 см.

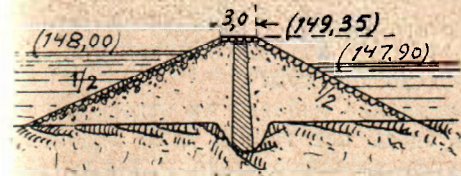
Это укрепление гибкое и подвижное, с успехом противостоит действию волн, достигающих значительной силы. Осадка плотины не вызывает повреждения каменной одежды. Починка напорного откоса, если бы в том возникла надобность, может иметь место при падении подпорного горизонта (см фиг. 9).

Тело плотины сделано из глинистого грунта, почти вовсе водонепроницаемого. Однако, нашли нужным устроить ядро из набивки шириной понижу 8 м. Сухой откос покрыт растительным грунтом, по которому посажена трава. Низ сухого откоса упирается в призму их сухой кладки, являющуюся одновременно фильтром.

Во время производства работ, когда тело плотины было возведено не до верха, произошел исключительный по силе паводок (18—21/ХІІ 1909), вызванный обильными осадками и таянием снега. Вода наполнила водохранилище. Произошел прорыв тела плотины до основания, но на небольшой ширине. Через 7 часов вода ушла из водохранилища.

Плотина работает отлично без какой-либо заметной фильтрации, хотя грунт основания и берегов содержит валуны, а, следовательно, до известной степени является водопроницаемым. Земляные работы обошлись в 4,55 франк, за 1 куб. м тела плотины, включая расходы на восстановление размывтой части. За вычетом посленних расходов имеем 3,45 фр. за 1 куб. м тела плотины.

Пример 6. Плотина Solingen (Германия), выстроена с 1900 г. по 1901 г. Она имеет зриволинейное очертание в плане радиусом 50 м, при длине по гребню 122,50 м, ширине поверху 3 м и уклонах откосов: сухого 1:2 и напорного 1:2½. Высота плотины над

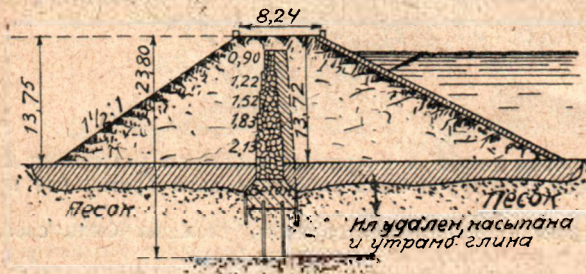


Фиг. 43.

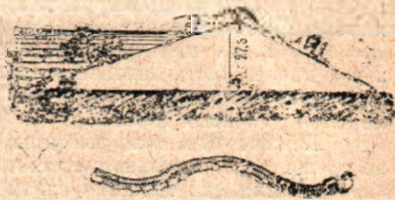
скалистым основанием—6,50 м. Оба откоса хорошо прикрыты каменной одеждой: напорный откос—мощением, сухой—наброской. Плотина имеет бетонную диафрагму средней толщиной 1,5 м, опирающуюся в скалу, куда заделана диафрагма (фиг. 43).

Пример 7. Плотины Oakley (С.-А. С. Ш.), построена в 1913 году. Высота плотины до 44,20 м при ширине поверху 5,00 м, понизу—225 м в остальном гребню—320 м. Откосы имеют уклоны: напорный—1:3 и сухой—1:2. Тело плотины состоит из однообразной смеси песка, глины и мелкого камня. Откосы покрыты каменной наброской на толщину 1,00 м с напорной стороны и 0,60—с низовой стороны. Диафрагма бетонная, центрально-расположенная, толщиной внизу 1,00 м и 0,30 м на остальном протяжении, где она состоит из железобетона. Диафрагма погружена на 8 м ниже естественного грунта.

Пример 8. Фиг. 44 изображает профиль плотины Diamond интересной в том отношении, что здесь каменная диафрагма расположена на свайном основании с приме-



Фиг. 44.



Фиг. 45.

нением двух рядов шпунтовых свай. Высота сооружения над грунтом—13,75 м, ширина поверху—м, напорный откос имеет уклон 1:2, вымощен; сухой откос имеет уклон 1:1½. Стремление применить каменную диафрагму привело к логически правильному решению.

Пример 9. Профиль плотины в Порторико изображен на фиг. 45. Здесь применена железобетонная диафрагма толщиной 15 см, опущенная в скалу. Сечение диафрагмы волнообразное в целях получения большего момента сопротивления.

Пример 10. На фиг. 21 изображен профиль земляной плотины по Strange из полупроницаемых глинистых материалов с правильным устройством дренажа, препятствующего выносу из тела плотины частиц грунта, а также намоканию и оползанию передней части профиля (Strange. Indian Storage Reservoirs). Нижняя часть тела плотины пересечена дренами из сухой кладки, подводящими воду к коллекторам, идущим в свою очередь к главной дрене, уложенной вне тела плотины ($d = 30$ см).

Необходимо обратить внимание на удачное расположение коллекторов, отвечающее рельефу местности. Все дрены работают как фильтры, чтобы не выносить из тела плотины частиц грунта. Все дрены могут быть устроены без применения дренажных труб: из камня и щебня. Нет нужды увлекаться числом дрен, пересекающих тело плотины. Их надо сделать немного, но тщательно и в соответствии с работой коллекторов.

§ 6. Земляные плотины с водонепроницаемой одеждой напорного откоса.

Выше было отмечено, что напорный откос плотины иногда устраивают маловодопроницаемым. Однако, ни во французских плотинах, ни в плотинах с покрытием напорного откоса набивкой (с мощением поверху) эта часть не является основой всего профиля.

Совершенно очевидно, что во французских плотинах роль солидного укрепления откоса скорее рассчитана против оползания откоса (глинистые грунты), имеющего крутой уклон 1:1½, чем на полную его водонепроницаемость. Эту последнюю обеспечивает в достаточной мере тело плотины.

Точно так же и в других случаях: повреждение набивки на откосе или тонкого бетонного покрытия (кстати упомянуть, здесь нет налицо даже водонепроницаемости укрепления) не создает угрозы существованию плотины, так как тело ее своей конструкцией предусматривает работу профиля на фильтрацию и без покрытия напорного откоса.

Но имеется тип земляной плотины, в котором характер укрепления напорного откоса является главнейшей чертой профиля, играющей исключительную роль в работе тела плотины как при действии волн, льда, так и фильтрации,

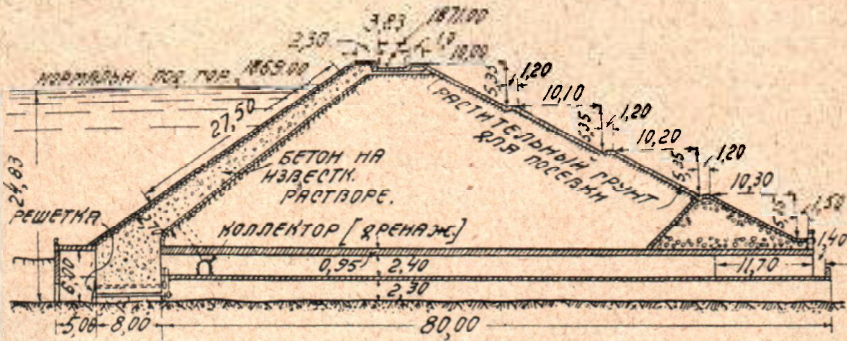
вследствие чего внимание проектирующего и осуществляющего проект всецело сосредоточивается на устройстве водонепроницаемого напорного откоса достаточной прочности.

При этом к телу плотины предъявляется лишь два требования:

1. Оно должно быть несжимаемым (применение песка и гравия)—этого требует исправная работа покрытия по напорному откосу.
2. Должно гарантировать устойчивость сооружения в целом (расчет на сдвиг).

При таких обстоятельствах нет нужды устраивать сильный профиль, отвечающий вероятному уклону линии насыщения без учета влияния водонепроницаемого откоса.

В нормальных условиях имеется в виду применение этого типа плотины при наличии скалистого грунта.



Фиг. 46.

Однако, нет причин отказываться от данного типа при других плотных грунтах. В прочих случаях выгоды применения не очевидны.

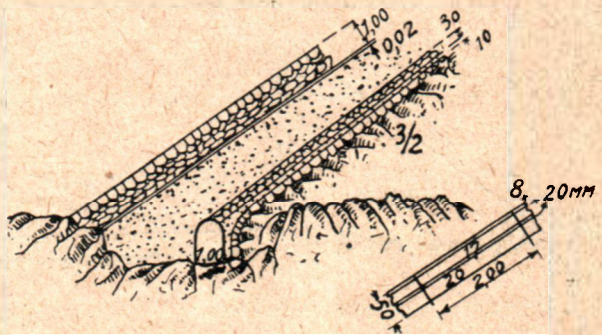
К данному профилю французские инженеры переходят при высоте сооружения до 20 м, как более экономичному в этом случае, чем профиль первого типа.

При высоте выше 20 м и до 35 м, по мнению французских инженеров, еще выгодно удержаться на том же решении, но с некоторыми вариациями.

Далее, более экономична плотина из каменной наброски, если имеются для нее материалы.

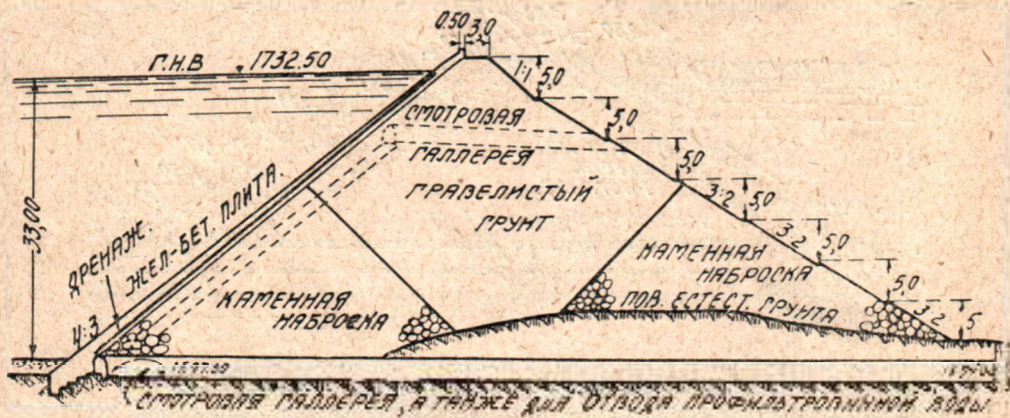
Примером описываемого типа является профиль плотины Orédon, построенной в удаленной гористой местности (Пиренеи) для регулирования стока из озера Orédon, куда крайне затруднительно доставить в большом количестве привозные материалы, необходимые для постройки каменной плотины, уместной при данных грунтовых условиях. Грунт в основании—гранит.

Плотина Orédon, как это видно из фиг. 46—47, потребовала небольшого количества привозных материалов (цемент, железо), позволив ограничиться в остальном имеющимся под рукой естественным грунтом. Плотина держит напор в 25,32 м при высоте ее над скалистым основанием 28,12 м.



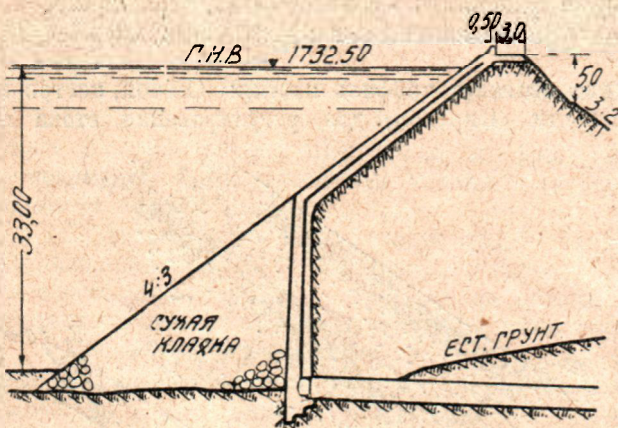
Фиг. 47.

Напорный откос устроен следующим образом. К земляной части тела плотины примыкает каменная мостовая, имеющая по откосу уклон $1:1\frac{1}{2}$; далее идет слой бетона толщиной 0,20 м на гидравлической извести; за ним идет мощение более мелким камнем на толщину 0,30 м (щебнем); по этой последней мостовой уложен бетон слоем толщиной 1,60 м понижу и 1,20 м—поверху. Бетон покрыт слоем гудрона толщиной 0,02 м. По слою гудрона уложена мостовая в 3 ряда на толщину 1,00 м, из них верхний ряд из подобранных крупных камней в целях защиты сооружения от волн и льда. Мостовая из щебня служит дренажем верхового откоса. Тело плотины данного профиля должно быть весьма мало сжимаемым, т.-е. устроенным из смеси песка, гравия и гальки. Поэтому при постройке плотины Orédon гравелисто-галечный грунт предварительно промывался током воды в 15 л/сек., с помощью которой грунт смешивался и уплотнялся, а сжимаемые примеси удалялись.



Фиг. 48.

За время службы сооружения с 1884 г. с течением времени обнаружилась фильтрация, имевшая тенденцию к непрерывному увеличению. Это произошло вследствие неисправной работы слоя гудрона, который оказался хорошим лишь первые годы своей службы, а в дальнейшем, под действием фильтрующей воды, стирался и отставал от бетона, теряя в своей водонепроницаемости.

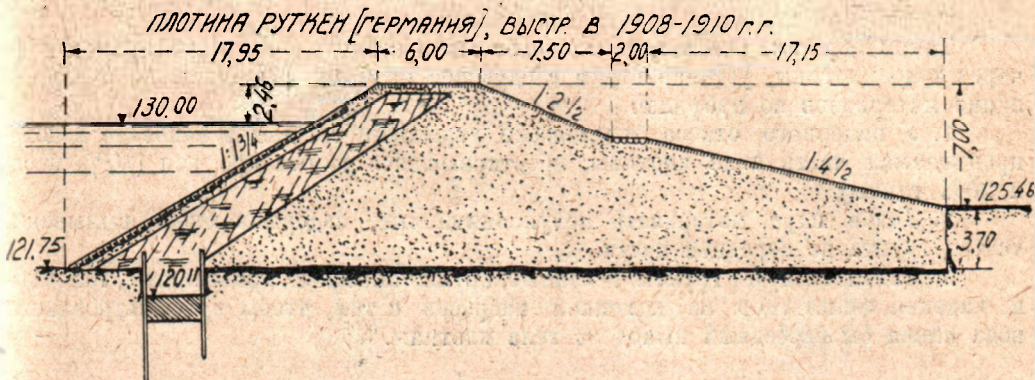


Фиг. 49.

В 1910 году взамен гудрона было устроено железобетонное покрытие толщиной 0,50, снабженное двумя рядами прутьев $d = 20$ мм, отстоящих между собой на 17 см; при этом верхний ряд прутьев отстоит от поверхности покрытия на 8 см, а нижний от нижней поверхности на 20 см. Прутья идут по направлению откоса сверху вниз. Плиты имеют размеры 2 м по высоте.

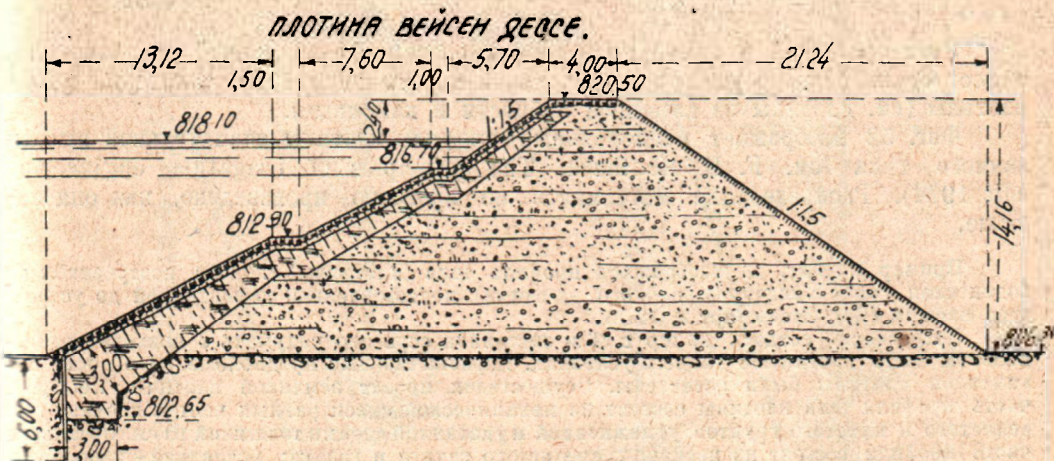
При больших высотах тела плотины предложены видоизменения. Инж. Eudoux (Annales des ponts et chaussés. 1918 t. IV) рекомендует следующий тип плотины (фиг. 48) при напоре 33 м.

Здесь тело плотины составляют 2 призмы из каменной наброски, (мелкий камень), заключающие между собой песчано-гравелистую массу грунта. Последняя поступает в насыпь при действии непрерывного тока воды, обеспечивающего надлежащее распределение материала и заполнение всего тела плотины до плотной массы (см. Hydraulic-fill dams). Напорный откос покрыт железобетонной плитой.



Фиг. 50.

Фиг. 49 изображает проект плотины с напором 33 м водовысоженного типа с расположением наброски перед железобетонного водонепроницаемого покрытия. Каменная наброска с низовой стороны остается, являясь упором для земляной массы и фильтром. Здесь предусмотрен более длинный путь для профильтрованной воды, попавшей в тело плотины, чем в предыдущем случае, где лишь в средней части тела плотины вода встречает некоторое препятствие, а по краям имеет лишь наброску. В результате в первом типе землю из середины будет выносить в заднюю каменную наброску.



Фиг. 51.

Однако, 2 последних чертежа одинаково близки и к плотинам из каменной наброски и к плотинам намывным, а также к рассматриваемому типу и к типу смешанной плотины.

В заключение приведем чертежи (Фиг. 50—51) плотин Руткен и Вейсен-Дессе, снабженных глинистой водонепроницаемой одеждой с напорного откоса.

§ 7. Земляные плотины из сортированных материалов.

Из рассмотрения предыдущих типов плотин видно, что сооружения средней высоты (12—35 м) обычно снабжаются в нижней части сухого откоса призой из каменной наброски, являющейся фильтром, а иногда, по своим размерам выполняющей роль также упора. Это придает устойчивость откосам сооружения.

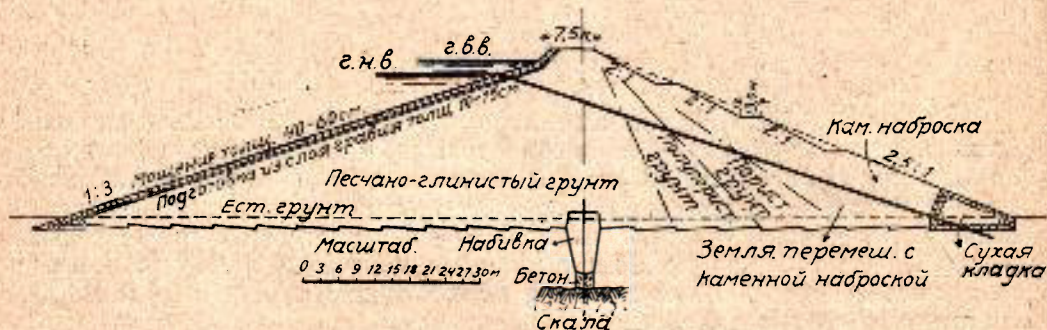
Напорная сторона, наоборот, требует максимальной водонепроницаемости, т.-е. применения наиболее мелких материалов.

Таким образом, рассматривая вопрос лишь с точки зрения фильтрации воды через тело плотины, устанавливаем следующее наиболее рациональное распределение материалов по профилю:

1. У напорного откоса, надлежаще укрепленного, лежит наиболее водонепроницаемая часть тела плотины, простирающаяся до оси профиля (80% песка и 20% глины).

2. Далее идут материалы полупроницаемые, задерживающие вымывание частиц грунта из передней части.

3. Затем следуют грунты песчаные, крупно-песчаные, гравелистые, галечные и, наконец, фальт-упор из каменной наброски с тем, чтобы профильтрованная вода имела бы свободный выход из тела плотины.



Фиг. 52. Рациональный профиль плотины значительной высоты (тип. § 7).

Этот последний принцип полностью проведен в современной практике плотиностроения для сооружений значительной высоты независимо от материала тела плотины (см. плотины из каменной наброски и каменные).

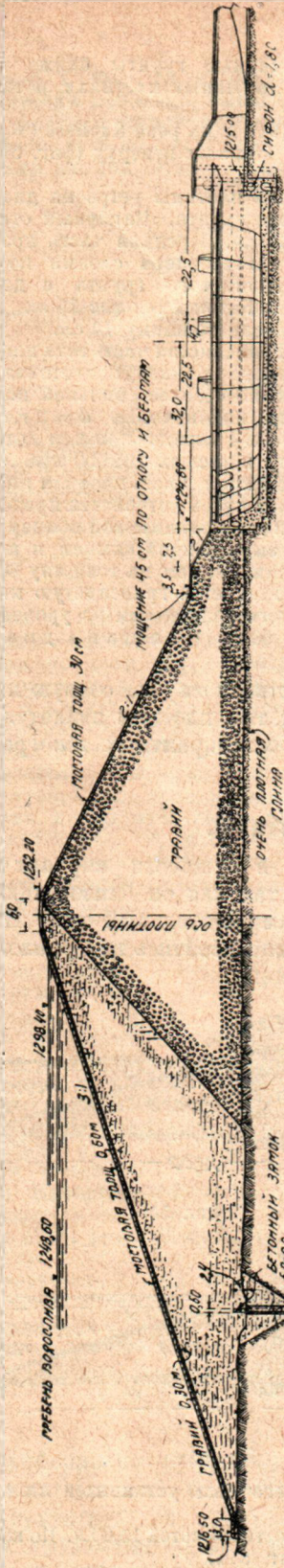
Фиг. 52 изображает рациональный профиль плотины значительной высоты данного типа (см. F. E. Kanthack, The principles of irrigation engineering edit 1924). Распределение материалов по профилю произведено, как описано выше.

Пример 1. Фиг. 53 изображает профиль тела плотины Lahontan, построенной на водоносной скале (песчаник плохого качества), подготовленной цементацией до устройства насыпи (Eng. News. apr 3, 1913).

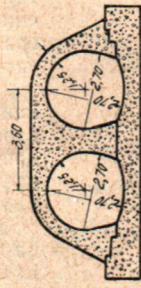
Потребность создать напор в 36 м заставила серьезно подумать о наиболее рациональном типе плотины в данных условиях. Первоначальные предположения о постройке каменной плотины были оставлены. Осуществлен проект земляной плотины. Передняя часть профиля тела плотины состоит из механической смеси равных частей песчано-гравелистого и илистого грунтов, увлажненной и укатанной слоями толщиной 10 см. Остальная часть профиля состоит из песчано-гравелистого грунта и гальки; последняя—у подошвы сухого откоса (фильтр).

Напорный откос покрыт мостовой толщиной 60 см на слое гравия толщиной 30 см и имеет уклон 1:3; сухой откос—1:2. Для предотвращения фильтрации по подошве тела плотины устроен в передней части замок, состоящий из ряда скважин глубиной 18 м, зацементированных после нагнетания раствора.

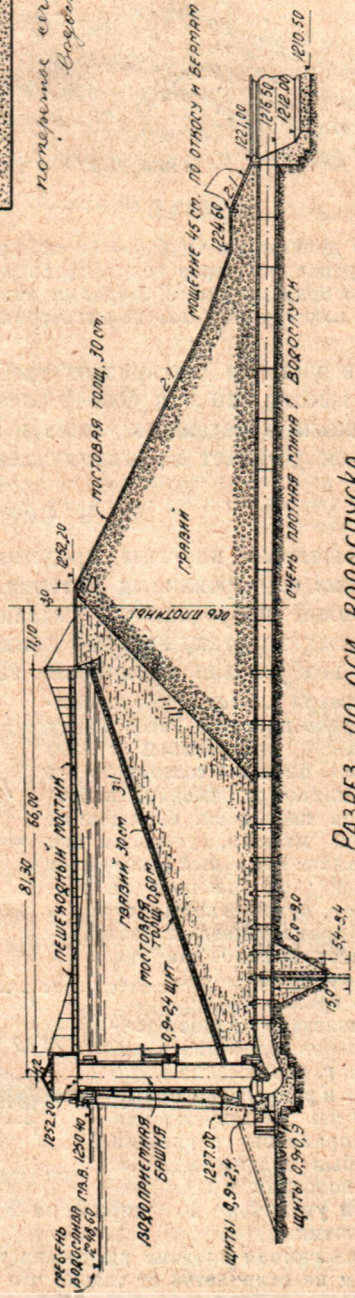
Указанный выше общий принцип расположения материалов по профилю тела плотины проводится с некоторым отступлением. Этого требует устойчивость напорного откоса при наличии глинистой водонепроницаемой части. В таком случае, во избежание оползания глинистого грунта, у напорного откоса располагают гравелисто-галечные грунты или даже каменную наброску, заменяющую при



ПРОФИЛЬ ПЛОТИНЫ



ПОСЕРЕДНОЕ СРЕЗНОЕ ВОДОУСЛУКА



РАЗРЕЗ ПО ОСИ ВОДОУСЛУКА

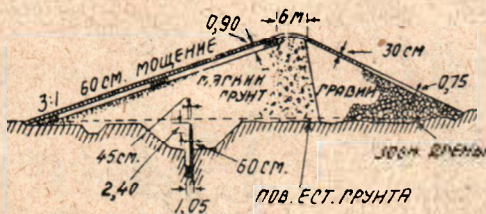
Фиг. 51.

этом мостовую, располагая глинистые водонепроницаемые грунты ближе к середине профиля и по подошве (см. распределение грунтов в намывных плотинах, и там же плотину Calaveras).

Пример 2. Плотина Kachess Lake выстроена в 1913 г. на реке Kachess (Washington). Сооружение имеет 19,50 м высоты, 420 м длины и 6 м ширины поверху (фиг. 54). Откосы имеют уклоны: верховой—1:3 и низовой—1:2.

Для предотвращения фильтрации по подошве тела плотины устроена диафрагма на глубину 6 м, доведенная до поверхности естественного грунта. Напорный откос покрыт гравием 60 см, доведенная до поверхности естественного грунта. Передняя часть профиля плотины приготовлена слоями по 20 см песчано-глинистого грунта с добавлением гравия. Каток имел вес 15 т. Укатанные слои имели толщину 15 см.

Плотина Кашес.



Фиг. 54.

линий из дренажных труб $d = 30$ см, прикрытых мелким камнем на толщину 60 см. Вода, профильтровавшаяся через водонепроницаемую часть, попадает в гравелистую массу, легко отдающую воду дренам. Диафрагма внизу сделана много толще, чем на уровне дна тальвега, так как трудно было вырыть траншею шириной 60 см (толщина диафрагмы 60 см).

При наличии материалов требуемого качества в случае сооружения значительной высоты (20 м и более) рассматриваемый тип плотины является наиболее совершенным и надежным; лишь в случае особо благоприятных топографических условий он уступает намывному типу.

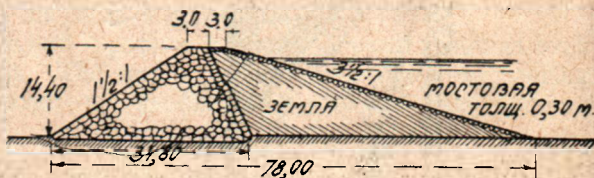
§ 8. Смешанные плотины.

Смешанные плотины представляют собой в сущности вариант земляной плотины из сортированных материалов. Однако, так как он близок также к типу из каменной наброски, то выделим его в самостоятельный тип. Недостаток в земляных грунтах, наличие камня и стремление обойтись материалом местной добычи—вот условия применения этой конструкции.

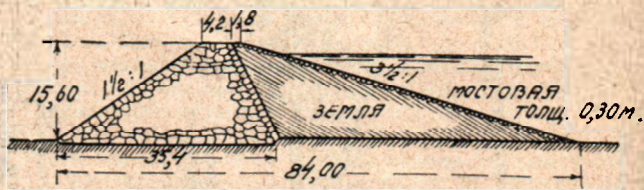
Пример 1. Фиг. 55 изображает профиль плотины Pecos Valley (New Mexico), выстроенной в 1890 году. Тело плотины состоит из 2-х призм: земляной и каменной наброски. Часть последней, обращенная к земляной насыпи, устроена, как сухая кладка. Напорный откос имеет уклон $1:3\frac{1}{2}$; он вымощен на толщину 30 см; сухой откос имеет уклон $1:1\frac{1}{2}$. Ширина плотины поверху—6 м при высоте до 14,40 м, ширина сооружения внизу—109,80 м, длина по гребню 340,5 м.

Вследствие недостаточных размеров водослива в августе 1893 г. сооружение было затоплено и разрушено на протяжении 90 пог. м. Повреждения были исправлены и гребень плотины был поднят на 1,50 м. Прежний водослив в 60 м шириной был увеличен по ширине на 20%, а гребень его был установлен на 4,50 м ниже гребня плотины.

Аналогичная плотина выстроена там же, по близости, высотой 15,60 м. По конструкции она ничем не отличается от только что описанной (фиг. 55а).

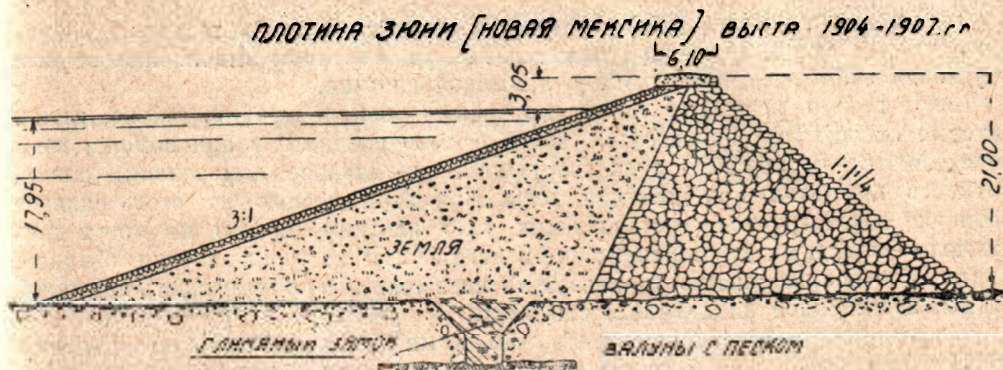


Фиг. 55.



Фиг. 55а.

Пример 2. Фиг. 56 изображает профиль плотины Zuni (New Mexico), имеющей длину по гребню 216 м при высоте до 21,00 м. Профиль состоит из 2-х разнородных частей: земляной, приготовленной намывным способом, и из каменной наброски, состоящей из камней весом от 2 до 6 т и даже до 8—10 т, уложенных вручну с заполнением пустот более мелким камнем (сухая кладка без перевязки швов).



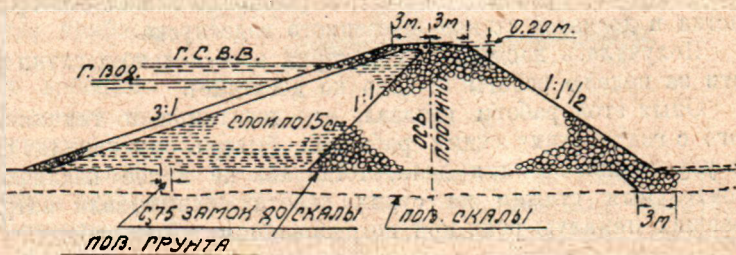
Фиг. 56.

Замок из глиняной набивки прорезает валунный слой основания и доходит до синей глины, куда и врезается. Напорный откос имеет уклон $1:3\frac{1}{2}$ и покрыт мостовой на толщину 45 см по слою гравия толщиной в 30 см. Ширина плотины по гребню равна 6 м. Вода для подачи в плотину жидкой земляной массы притекала в количестве 80 литров в секунду к монитору с наконечником. Разжиженный монитором грунт стекал по желобам в тело плотины. Состав грунта—73% весьма мелкого песка и 27% глины.

Водослив устроен в скалистом берегу. Ширина водослива—30 м, расчетная толщина переливающегося слоя—3 м. Сооружение закончено постройкой в 1907 году.

6 сентября 1909 года плотина частично разрушилась вследствие обхода воды сбоку водослива и под ним выше залегающей синей глины по аллювиальному слою, прикрытому вулканической лавой. Каменная наброска устроена с применением транспортных средств, а не намывным способом.

Пример 3. Фиг. 57 изображает профиль плотины Clear Lake проект 1912 года) высотой над естественным грунтом 10,00 м при напоре 8,40 м и ширине по гребню 6 м. Тело плотины также состоит из 2-х тризм: земляной насыпи, уложенной слоями 15 см толщиной и укатанной, и каменной наброски. Напорный откос покрыт каменной одеждой на толщину 60 см и имеет уклон $1:3$; сухой откос— $1:1\frac{1}{2}$. Земляная часть тела плотины сопрягается со скалистым основанием диафрагмой толщиной 75 см.



Фиг. 57. Профиль плотины Клир Лейк.

Поверхность грунта по проекту должна быть взрыта для лучшего сопряжения с ней насыпи. Каменная наброска в нижней части сухого откоса упирается в скалу, что создает устойчивость всего сухого откоса. Гребень имеет уклон от середины на обе стороны равный $1:1\frac{1}{2}$ для стока атмосферных осадков.

§ 9. Намывные плотины (Hydraulic-fill dams).

а) Общие соображения.

Калифорнские рудокопы, широко применяя в своей деятельности перемещение земляных масс с помощью воды при промывке золота, подали тем самым мысль—прибегнуть к этому приему при постройке земляных плотин, когда доставка грунта в насыпь вагонетками, лошадьми и др. приемами обходится несравненно дороже.

Такой прием предпочтителен при следующих условиях:

1. Необходимо наличие воды, которую можно подать к карьеру грунта без чрезмерных затруднений (нормально — самотеком).
2. Разжиженный грунт должен иметь возможность попасть из карьера в тело плотины самотеком.
3. Удаленность места работ от путей сообщения, затруднительность оперировать рабочей силой. Последний пункт даже при неполном выполнении первых 2-х условий заставляет прибегнуть к намывной плотине.

Искусственно размытые водой материалы (земля, гравий, галька, глина, скалистые склоны гор) переносятся водой в тело плотины и при помощи воды распределяются по профилю тела сооружения, по заранее намеченному плану, уплотняясь при этом при действии воды. При этом происходит столь сильное уплотнение смеси грунтов, составляющих тело плотины, какого не могут дать ни тяжелые катки, ни другие меры, применяемые при постройке плотин обычным способом. Это обстоятельство указывает на исключительную надежность намывной плотины, построенной надлежащим способом.

В настоящее время можно считать, что намывная плотина при благоприятных условиях (наличие карьеров хороших грунтов на достаточной высоте над телом плотины и возможность недорогого подвода воды к карьерам) может быть построена высотой 100 м и более, не внушая опасений при ее эксплуатации.

Уместно напомнить, что в дореволюционное время в России нередко применялись рефулёрные работы для создания насыпных территорий, а также для зарефулирования фундаментов крупных сооружений до низа подола.

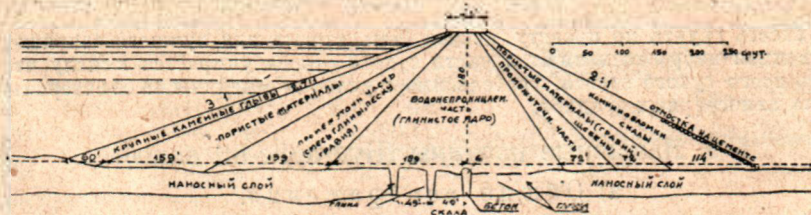
Так, в 1915 году в Кронштадте при постройке бетонных складов боевых припасов, фундаменты складов, возведенные на естественном гравелистом грунте приморской полосы, были затем зарефулированы вместе с зарефулированием всей прибрежной территории на высоту 3 м и более. Разжиженный грунт (20% песку мелкого и средней крупности и 80% воды) подавался рефулёрной трубой $d = 60$ см от сварядов, работавших на взморье. Излишняя вода отводилась тремя трубами $d = 20$ см, расположенными на границе рефулируемого участка в досчатой стенке временного водоспуска.

Получилась насыпная территория в несколько десятин весьма большой плотности за неделю работы (в день по десятине).

Опыт этой работы показал, что десятники и техники, знакомые хотя немного с гидротехническими работами, быстро отыскивали практические приемы для улучшения ведения дела, тогда как не менее квалифицированные лица со строительным стажем на сухих работах испытывали затруднения в мелочах, игравших немалую роль при потребованном темпе работы.

б) Профиль плотины.

Рациональный профиль намывной плотины показан на фиг. 58, относящемся к плотине Несаха (Мексика). Средняя часть профиля — водонепроницаемое ядро,



Фиг. 58.

состоящее из глинистых материалов; по обеим сторонам ядра расположены призмы из полупроницаемой смеси гальки, гравия, песка и глины; затем идут призмы из гравия с галькой, покрытые с наружных сторон отсыпью из крупного камня,

которая с напорной стороны преимущественно играет роль укрепления откоса, а к сухому откосу—преимущественно роль фильтра и отчасти упора. При таком распределении материалов вода, просачиваясь через наброску из мелкого камня с напорной стороны, попадает в полупроницаемый грунт и лишь в небольшом количестве в среднюю часть, не разжижая ее.

Попавшая в среднюю часть вода в дальнейшем испытывает все меньше и меньше препятствий, по мере задержания в теле плотины вымываемых частиц грунта, вытекая со стороны сухого откоса в чистом виде, без выносов грунта из сооружения (см. тип плотины с ядром в середине, а также из сортированных материалов). Отсюда видна роль полупористых и пористых грунтов тела плотины.

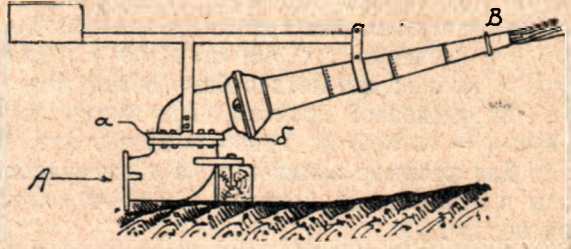
При невозможности получить намывом каменные материалы их иногда подвозят лошадьми, вагонетками и др. способами. Пример—плотина Zuni (см. выше).

в) Добыча материала.

Карьеры необходимых материалов выбираются с таким расчетом, чтобы была возможна подача намытых грунтов в сооружение под действием силы тяжести.

В рудокопной практике разжижение грунта в карьере происходит путем сбрасывания грунта в лотки с текущей водой, откуда он течет в виде жидкой массы. При этом срабатываются лишь поверхностные слои грунта. Однако, такой прием при массовых работах уступает другому, когда вода подводится к карьере и вытекает из наконечника под большим напором (30—120 м и даже до 200 м). Напор достигается или работой насосов, или благодаря наличию высоко расположенных водных источников.

Фиг. 59 изображает „монитор“, служащий для направления струи, вытекающей из наконечника. Вода входит в раструб *A* из подводящей трубы и вылетает из наконечника *B* с большой скоростью, отвечающей напору (до 100 м/сек и более). Внутри прибора близ наконечника *B* имеются остроугольные струенаправляющие приспособления, мешающие струе разбиваться о воздух и разбрызгиваться.



Фиг. 59.

Струя из наконечника вылетает с большой разрушительной силой, легко разрушает горные породы и подбрасывает глыбы скал, словно камешки. Монитор поворачивается как в горизонтальной плоскости, так и в вертикальной, для чего служат шарнирные соединения *a* и *b*, снабженные шариковыми подшипниками. Диаметр наконечника в практике лежит в пределах от $d=2,5$ см до $d=12,5$ см.

Ниже приводим таблицу, дающую количество воды в куб. м/мин, потребное для работы мониторов с наконечниками $d=5-12,5$ см при напоре от 30 м до 120 м.

Напор в м	Наконечник диаметром в см				
	5	6,25	7,5	10	12,5
30	3,33	5,25	7,80	13,68	21,0
45	4,20	6,52	9,46	16,80	26,3
60	4,70	7,56	10,92	19,32	30,0
75	5,46	8,40	12,20	21,60	33,60
90	5,88	9,24	13,45	23,70	37,00
105	6,30	10,10	14,24	25,60	39,90
120	6,72	10,72	15,45	27,30	42,00

Для инженера важно знать, сколько куб. метров воды q приходится затратить в тех или иных условиях для получения одного куб. метра размытого материала в деле. Наиболее полные сведения по этому вопросу можно найти в докладе Mr A. J. Bowie, „Hydraulic Mining in California“, 1877 г. Inst of Mining Engineers.

Величина q зависит от рода грунта, уклона желобов, количества расхода воды и напора в наконечнике.

Количество воды играет относительно большую роль, чем напор. Глина требует больше воды, более высокого напора и больших уклонов желобов, чем землистый и илистый грунт. Количество и размер гальки и камня заметно влияют на величину q .

Мягкая глина требует q не менее 10 куб. м при уклоне желобов $i = 7-9\%$ при расходе воды в желобе 4,5 куб. м/мин, каковой расход надо считать минимальным при работах по перемещению водой грунта, идущего в плотину.

При размыве гравелистых пород много воды уходит в толщу гравия. Конечно, многое зависит от подстилающих слоев, обуславливающих утечку воды. Она равна от 2% до 10% и выше. Первая цифра дана для песка и плотно слежавшегося гравия, а вторая и выше—для галечных подстилающих слоев. Для песчано-гравелистых грунтов величина q в практике постройки плотин колеблется в пределах от 13 до 40 куб. м, хотя встречаются и отклонения от этих данных.

В рудокопной практике (малые уклоны и малые расходы в лотках) для гравия q колеблется в пределах от 15 до 75 куб. м. Можно считать, что при высоте карьера 12 м над плотиной и напоре в мониторе 25 м требуется $q = 35$ куб. м воды для гравия. При уклоне каналов 5,5%, ширине их 1,80 м и глубине 1,35 м для гравия $q = 21-26$ куб. м. При уклоне лотков от 8% до 10% и сечении их 60 см \times 30 см для песчано-гравелистых материалов $q = 6,8$ куб. м; дно лотков было обито железом.

В рудокопной практике при высоте карьеров 54 м и уклонов желобов 3,4%, $q = 16$ куб. м; напор воды невелик, лотки проложены малым уклоном.

Для размыва землистого, а также илистого грунтов достаточно иметь напор воды в наконечнике монитора в 25—40 м, для мягкой глины—40—50 м (обычная норма).

Практическим минимумом (см. выше) при хорошей работе является подача к карьере размываемого грунта 7 куб. метров воды в минуту. При этом берем 2 наконечника, перемещая в среднем за 8-часовой рабочий день от 270 до 420 куб. м грунта.

Обслуживающий персонал составляет при этом в среднем 9 человек, а именно: механик—1, слесарей на трубопроводе—2, их помощник—1, рабочих—3, рабочих у насоса—1, наблюдающий—1.

Целый ряд практических указаний будет приведен при рассмотрении примеров.

г) Транспортирование добытого грунта.

Транспортирование добытого грунта происходит лотками, каналами и трубами (деревянными и металлическими). Свободный приток, т.-е. применение лотков и каналов предпочтительней, так как при этом исключается возможность такого засорения, которое может произойти в трубах.

Там, где дерево недорого, лотки всегда предпочтительней: на большой срок они не нужны, а единовременные затраты и эксплуатация их дешевле. Эксплуатация каналов, вообще говоря, обходится довольно дорого: приходится держать порядочный штат рабочих, постоянно наблюдающих за состоянием откосов и дна каналов и ремонтирующих их. Стоимость устройства канала в скалистом грунте велика. Каналы предпочтительней лишь в том случае, если дерево дорого или если канал предполагается устроить в мало размываемом грунте со сроком службы сооружения свыше 10 лет. При этом длина их достигает 15 км и более.

Однако, при постройке плотин этого последнего не может быть; такие случаи встречаются лишь при промывке золота. Уклоны каналов 1,5% и выше и зависят всецело от переносимого ими грунта и рода грунта, в котором роется канал. Пересеченная местность препятствует устройству каналов.

Каналы небольшой длины, устраиваемые в карьерах для отвода намывных грунтов от подошвы карьеров, имеют уклон довольно значительный: 8—10% и более (см. ниже). Лотки устраиваются деревянные, деревянные с металлическим дном (железным или стальным) и железные.

При промывке золота (Калифорнии, Аляска), широко применяют деревянные лотки, иногда небольшого уклона: 2% и выше, в среднем 4%.

Однако, надо помнить, что при промывке золота избегают больших скоростей в лотке во избежание бесплодных результатов работы. Этим объясняется большое значение величины $q = 20—75$ куб. м и даже более в практике промывки золота. Необходимо помнить, что каждый лишний % уклона желобов весьма заметно отражается на уменьшении величины q . Недостаток уклона лотка приходится компенсировать размерами сечения лотка и увеличением расхода воды в лотке для получения нужной пропускной способности лотка, несущего разжиженный грунт.

Надо считать, что уклоны лотков в 3—4% очень редко дают действительную выгоду применения намывного способа постройки плотин; больше того, при невозможности иметь уклоны лотков 6% и более вряд ли получим значительную экономию от применения намывного способа: потребное количество воды сильно возрастает.

Если местные условия позволяют, необходимо брать уклон лотков не менее 7%. Для гравия крайне желательно иметь уклоны лотков от 8% до 10%, в зависимости от крупности и характера зерен (круглые или острогранные) гравия (см. Earth work and its cost, Gillette). Исключительно острогранный гравий иногда заставляет желать уклона свыше 10% для продуктивной работы (стремление снизить значение величины q). Однако, при этом происходит исключительно быстрое истирание дна лотка (см. ниже). Уклон лотка должен быть выдержан по возможности равномерным. Незначительное изменение уклона вызывает отложение грунта в лотке, в особенности песчано-глинистого. Если местность требует изменения уклона, надо прибегать к перепадам.

При сравнительно малых уклонах берут широкие и неглубокие лотки. Перемещение крупных материалов (галька, камни) производится узкими и глубокими лотками. В этом случае глубина воды в лотке должна быть равна ширине лотка.

Песок требует больших уклонов и малых глубин.

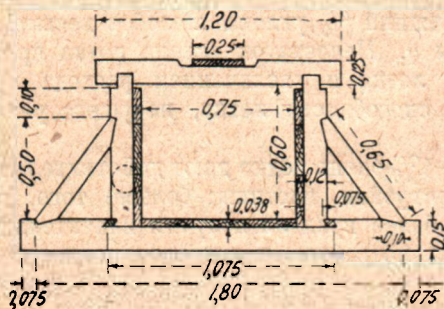
Необходимо отдать предпочтение прямоугольному сечению лотка, избегая лотков полукруглой формы или эллиптической: дно лотков такой формы быстро и неравномерно истирается, подвергаясь, как показал опыт, чрезмерному трению в средней своей части. Плоское дно лотка прямоугольной формы истирается равномерно и за больший срок. При расположении лотка в плане надо избегать криволинейных участков на поворотах: чрезмерное трение жидкости о боковую стенку лотка вызывает заторы и необходимость непрерывного ухода, чаще безрезультатного.

Устройство поворотов размещением лотков под углом друг к другу в 150° (30° между направлениями движения воды) дает вполне хорошие результаты. Лотки снабжаются отверстиями для выпуска жидкости; отверстия располагаются по местным условиям, обычно через каждые 400 м и более.

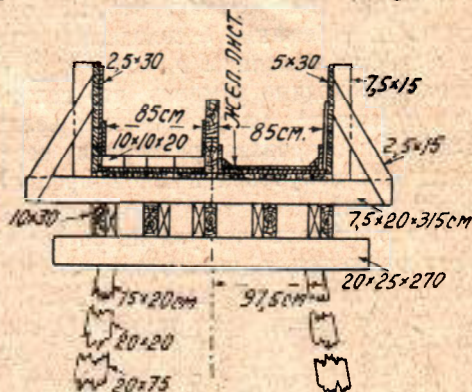
Фиг. 60 изображает сечение деревянного лотка (Engineering and Contracting, Apr. 17, 1912) простейшей конструкции, приготовленного на горных работах в Южной Америке местными плотниками (Колумбия). Конструкция ясна из чертежа. Лотки обыкновенно делаются короткими—3—3,60 м длиной—и соединяются между собой для удобства сборки и разборки. Устанавливаются они на грунте,

подставках и козлах, в зависимости от рельефа местности. Быстрый износ дна деревянного лотка, несущего жидкий грунт к телу плотины при значительном уклоне лотка, заставляет прибегать к съемному покрытию дна деревянного лотка сосновыми пашками с зазором в 5 см, которые при износе заменяются новыми. Размеры пашек—15 см × 30 см × 15 см, 20 см × 20 см × 25 см и другие. Срок службы пашек около 135000 куб. м гравия при уклоне 6% (35—40 дней), при транспортировании глины—750000 куб. м.

Деревянное дно лотка при исключительно неблагоприятных обстоятельствах для его службы (уклон 10% и выше, острогранный гравий)—за 2 дня изнашивается на 2,5 см, пропустив 1 куб. м гравия на 6,8 куб. м воды. (Engin. News Record, Dec, 20, 1913, карьер Puget Sound, Tacota, Wash).

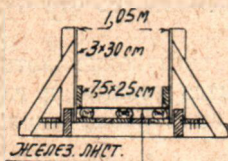


Фиг. 60.



Фиг. 61.

Для увеличения срока службы деревянных лотков дно их покрывают железом толщиной 20—30 мм и более (фиг. 61). При этом пропускная способность лотка увеличивается; можно взять меньшие уклоны. При длительном транспортировании гравия и гальки при массовых работах (промывка золота, земляные плотины большого объема) оказывается более выгодным (срок службы железного дна—750000—900000 куб. м гравия) применить покрытие дна стальными полосами толщиной $\frac{1}{2}'' = 1,25$ см (содержание углерода 0,9%), которые изнашиваются гораздо медленнее (фиг. 62).



Фиг. 62.

Эта сталь применена была впервые Mc Kee Creek Mining Co в 1909 г. Размеры полос: 3,60 м длины; 0,95 м ширины и 1,25 см толщины (приспособлены к размерам лотков). Полосы укладывались с зазором в 5 см между собой при разности горизонтов поверхности двух соприкасающихся плит в 1,25 см (перепад в 1,25 см).

Замена деревянного дна лотка стальным позволила уменьшить уклон лотка с $3\frac{1}{2}\%$ до $2,8\%$, а при сохранении прежнего уклона—увеличить пропускную способность лотка на 40%. По лотку легко проходили галечник и камни размерами до 50 см (большее измерение) и выше. После пропуска по лотку гравия с галькой и камнями в количестве 51000 куб. м сталь стерлась с поверхности на $\frac{1}{16}$ своей толщины; после пропуска 107500 куб. м гравия износ быстро увеличился, появились дыры; сталь с поверхности стиралась гораздо медленней, чем в середине. Нужна сталь с равномерным износом своей толщины, которая еще не применялась на описываемых работах (промывка золота и постройка плотин).

В тех же целях применяются металлические лотки, склепанные из 2-х уголков, одного листа по дну и 2-х по бокам.

Пересеченная местность заставляет нерелко прибегать к устройству труб в целях перехода отдельных затруднительных мест. Иногда местность настолько

пересечена, что заставляет применять почти одни трубы, которые устраиваются диаметром от 20 см до 90 см, длиной звеньев от 5,10 м до 5,70 м. Надо избегать поворотов труб с небольшими радиусами закруглений.

Предпочтительно перемещать по трубам мягкие грунты: глину, песок. Износ труб зависит от рода грунта и допущенной скорости движения в трубах. Так как большая скорость увеличивает переносщую способность воды (уменьшает q), то желательна большая скорость. С другой стороны, наименьший износ труб отвечает минимальной скорости, при которой грунт находится в трубе во взвешенном состоянии. При глинистых грунтах экономическая скорость 3,60 м/сек при d труб 30—35 см и 8% грунта в воде.

Сопротивление движению в трубах (металлических и деревянных) больше, чем в лотках, износ труб более быстрый. Однако, по трубам перемещают лишь мягкие грунты и некрупные гальки: глину, песок, гравий и т. д. Повороты малых радиусов недопустимы.

Какой бы способ для перемещения грунта ни был избран, разжиженный грунт от карьера стекает по каналу в приемник, откуда и направляется в лоток или трубу.

д) Укладка материалов в тело плотины.

Сначала намывным или обычным способом устраивают 2 дамбочки d (фиг. 63) высотой 3—5 м, состоящие из грунтов проницаемых и устойчивых (галька, камень). Жидкий грунт подходит к месту работ по лоткам или под напором по трубам, проложенным вдоль дамбочек d .

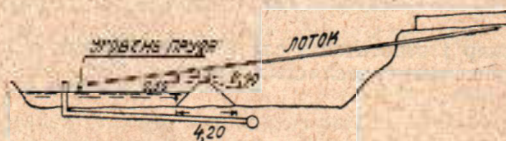
Вытекающий из лотков или труб грунт осаждается; тяжелый—немедленно, до выходе, частицы же глины, как наиболее легкие, увлекаются водой к середине тела плотины и медленно осаждаются. В середине тела плотины образуется гряд, воду из которого надо спускать с большой осторожностью, чтобы не удалить вместе с водой взвешенных частиц грунта (фиг. 64 и 65). В этом случае водонепроницаемое ядро плотины получаем в средней части профиля (см. профиль плотины Несеха).



Фиг. 63.



Фиг. 64.



Фиг. 65.

Иногда размывый материал подается лишь к низовому откосу, где выпадают наиболее крупные части—камень, галька, еще дальше—гравий, затем песок и глиной, при чем у напорного откоса откладываются самые мелкие частицы. Здесь наиболее водонепроницаемая часть идет от напорного откоса до центра профиля; может получиться профиль со средоточием непроницаемой части лишь у напорного откоса, с заполнением средней части профиля полупроницаемой массой грунтов.

Такой профиль теоретически с точки зрения фильтрации является наиболее правильным. Однако, во избежание оползания напорного откоса содержание глины в непроницаемой части не должно быть больше 15—20% при небольшой высоте плотины и от 8% до 12% при значительной высоте (это относится лишь к намывному типу).

При расположении ядра в центре профиля надо помнить, что центральное ядро, будучи непроницаемым, задержит много воды и по мере увеличения высоты плотины верхние слои насыпи сдавят эту воду, заключенную в непроницаемой

оболочке. В результате плотина может дать трещину в основании, что и произошло с плотиной Calaveras (см. ниже).

Таким образом, большой % глины может повлечь за собой катастрофу. Не следует спускаться ниже 8% содержания глины при намывном способе, так как иначе получим тело плотины недостаточной непроницаемости.

Здесь изложены лишь принципы работы по распределению грунта. Практические детали будут освещены на примерах.

Стоимость 1 куб. метра тела намывной плотины зависит от местных условий и колеблется в имевших место условиях в широких пределах: от 6 центов за 1 куб. м до 50 центов за 1 куб. м.

Простой перевод центов на рубли не дает представления о возможной стоимости 1 куб. м тела плотины в наших условиях, так как приведенные стоимости включают амортизацию оборудования (наши цены на него другие), стоимость рабочей силы (у нас она другая) и т. д. Поэтому в разобранных ниже примерах приведен полный подсчет стоимости 1 куб. м насыпи, дающий возможность подойти ближе к действительности в иных условиях оплаты труда и проч. При этом необходимо обратить особое внимание на топографические условия при постройке плотины, на условия доставки воды к карьерам, на принятое оборудование и пр. и пр.

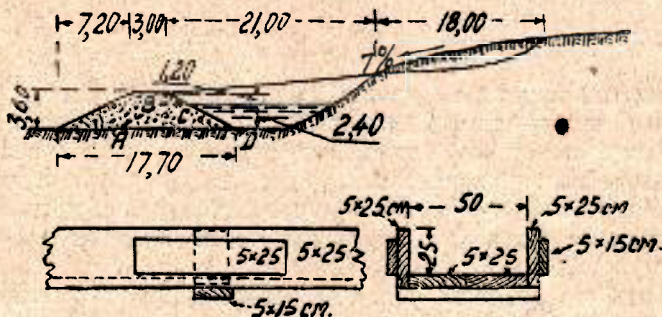
е) Применение.

Применение намывных плотин в СССР возможно в Крыму, на Кавказе, в Средней Азии и Сибири в области крупного строительства (гидро-электрические станции, крупные ирригационные работы). Что касается применения намывных плотин в подходящих условиях в сельско-хозяйственной гидротехнике, то надо признать, что географически область применения должна быть расширена, со включением территории РСФСР, где также могут встретиться благоприятные условия для постройки плотин типа Hydraulic-fill.

Для подкрепления этого взгляда ниже приведен пример постройки небольшого сооружения в условиях наших сел (Южный Мичиган, пример 1).

ж) Примеры.

Пример 1 относится к случаю обвалования мельничного канала (Южный Мичиган, 1914 год) песчано-гравелистым грунтом (фиг. 66). См. Engineering News Record, Feb. 14, 1918.



Фиг. 66.

Насыпь ABCD подлежала устройству намывным способом. Оборудование состояло из парового насоса $d = 3'' = 7,5$ см, 150-ти пог. м старых шлангов $d = 6,25$ см и наконечников, взятых из местного деревенского пожарного депо.

Чтобы не останавливать работы из-за переложки лотка, решено было сделать 2 лотка. Конструкция их видна из чертежа.

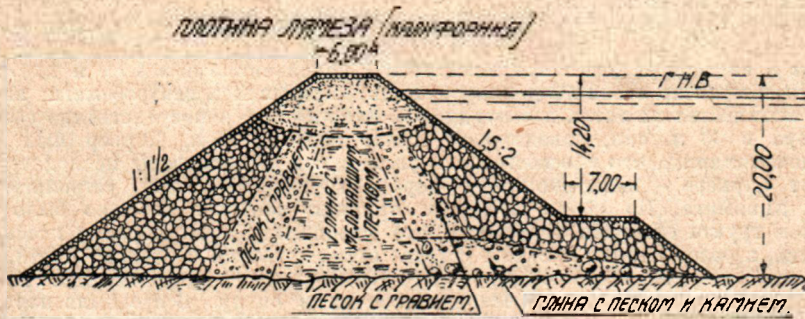
Уклон лотков 70%. Количество поданного грунта равно 492 куб. м. Работа продолжалась 8½ дней по 10 часов в день.

1 куб. м грунта в насыпи обошелся в 31 цент, что видно из прилагаемого расчета.

1. Лотки 46,8 пог. м за вычетом суммы, вырученной от продажи отработавших лотков	30,00	долларов
2. Насос		из пожарн. депо
3. Шланги и наконечники	"	"
4. Работа трактора 10 л. сил с механиком за 6 дней по 5 долларов . .	30,00	долларов
5. Рабочих при установке и отвозке оборудования, 5 человек по 2 дня, считая рабочий день по 2 доллара .	20,00	"
6. Рабочие при намыве грунта 5 человек в течение 5½ дней, считая 1 рабочий день 2 доллара	55,00	"
7. Уголь 1 т	6,25	"
8. Надзор	15,00	"
Всего	156,25	долларов

или на 1 куб. м $\frac{15625}{492} = 31$ цент.

Если бы насыпь была в 4 раза больше (2000 куб. м), стоимость 1 куб. м в деле была бы 21 цент, так как добавились бы лишь рабочие при намыве, уголь и расходы на машину.



Фиг. 67.

На этом примере видим, что перевод доллара в рубли из расчета 1 доллар = 2 руб. лишь затемнил бы дело: допустив меньшую ошибку, здесь можно принять 1 доллар за 1 рубль и стоимость 1 куб. м насыпи в наших условиях не свыше 35—40 копеек, что представляет значительный интерес, так как при объеме насыпи до 2000 куб. м имеем вместо 40—50 коп. лишь около 25 коп. за 1 куб. м.

Пример 2 относится к постройке плотины Tyler (Texas).

Эта плотина была выстроена в 1894 г. Высота ее до 9,60 м, длина 172,50 м и объем 1300 куб. м. Вода доставлялась 6" = 15 см паровым насосом Worthington с городской насосной станции в количестве 3405 куб. м в день. Сначала вырыта была в основании сооружения траншея шириной 1,20 м на глубину от 1,00 м до 1,20 м, которая была заполнена намывным способом глинистым грунтом.

Далее у подошвы откосов проектируемого сооружения были устроены насыпи из травя, которые возводились по мере роста плотины и служили фильтром для намывной части. Монитор имел наконечник $d = 3,75$ см, трубы к нему — $d = 6,25$ см при давлении в мониторе 60 м. Струя была направлена, конечно, вниз карьера, расположенного по откосу, с вешем уклон в 30%.

Разжиженный грунт доставлялся к плотине металлической трубой $d = 33$ см, проложенной от карьера к плотине поперек оси ее. Когда была готова часть плотины, ближайшая к карьере, труба была перенесена на козла для подачи грунта на другую сторону тальвега.

Грунт был различного состава: от 18% глины (82% — песку) до 30% песку (70% — глины). Воды подано всего в карьер 90000 куб. м, что дает 5 куб. м воды на 1 куб. м грунта в деле ($q = 5$ куб. м).

Полная стоимость устройства сооружения равна 1140 долларов, что на 1 куб. м дает 1½ центов Исключительная низкая стоимость.

Пример 3. Калифорнская плотина La Mesa (фиг. 67) была построена без применения монитора. Большая часть материалов была разрыхлена плутами и доставлена скре-

перями к каналам длиной 660 м с текущей в них водой. Главный канал имел уклон к плотине в 6%, отдельные второстепенные каналы достигали уклона до 25%.

К плотине материалы доставлялись деревянной трубой $d = 60$ см. Общая длина трубы — 600 м при цене за 1 пог. м по 2,7 доллара. Она состояла из отрезков по 3,60 пог. м длины. Деревянные трубы изнашиваются гораздо быстрее металлических труб и лотков, применение которых предпочтительней.

В течение первых 30 дней работы по 24 часа каждый день доставлено было в плотину ежедневно по 525 куб. м грунта. На 1 куб. м грунта пришлось по 30 куб. м воды. На работе было занято рабочих от 27 до 45 человек. Главная часть расходов на 1 куб. м тела плотины ложится на добычу материалов (28500 куб. м грунта).

Профиль плотины смешанный: по краям каменная наброска, в середине — земляное заполнение, которое и приготовлено намывным путем. Вследствие незначительности профиля земляного ядра стоимость 1 куб. м его возросла в 3—4 раза против нормальной.

Пример 4. Плотина San Leandro (Калифорния), построенная за 1874—75 г.г., содержит 400000 куб. м грунта, из коих 12000 куб. м уложено намывным способом по цене $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{5}$ от таковой, получающейся при применении вагонеток и скреперов. Вода доставлялась за 6 км каналом, откуда грунт принимался в лоток, обитый листовым железом и уложенный с уклоном от 4 до 6%.

Пример 5. Смешанная плотина (каменная наброска и намывная земляная часть) Гавай (Сандвичевы острова) имеет высоту 29,40 м, ширину понизу 174 м и по гребню 7,50 м.

Грунт взрыхлялся плугами и бросался в канал, доставлявший грунт к плотине. За 1 куб. м разрыхленного и доставленного в канал грунта платили 10,7 цент., стоимость доставки и укладки грунта в тело плотины составляла 4 цент. Всего на 1 куб. м имеем 14,7 цент. Всего было вырыто 105000 куб. м грунта, из коих на 40% работа произведена вручную, кирками и лопатами.

Пример 6 относится к устройству маленькой плотины в Калифорнии в целях сбережения воды в водохранилище объемом 10000 куб. м (Eng. and Contract, Jan 1909).

Грунт в карьере разрыхлялся монитором с наконечниками в 5 см и 6,25 см — по потребности. Этот монитор стоил 70 долларов. Вода доставлялась центробежным насосом $d = 10$ см в количестве 32 литра в секунду, работавшим от непосредственно соединенного с ним мотора в 30 л. сил, доводившего напор воды до 28 м. Карьер был избран на склоне водохранилища, что способствовало увеличению объема воды последнего.

Грунт карьера — выветрившийся порфирит, потребовавший устройства шпуров и взрывов динамита. По обоим сторонам профиля плотины уложено было по лотку с истечением грунта от краев профиля к его середине. Таким образом песок и гравий смешивались, а более мелкие частицы (глина) откладывались в средней части.

Насыпь содержит всего 4700 куб. м грунта. Работа продолжалась 80 дней по 15½ часов в день с участием 5—7 человек рабочих в смену. Всего было израсходовано 117000 куб. м воды, что дает на 1 куб. м насыпи 24,9 куб. м воды. Объем грунта в 1 куб. м жидкости в лотке равен 5%, т.е. 0,05 куб. м, 1 киловатт час энергии установки давал 9,45 куб. м воды в карьере.

На взрывные работы было израсходовано 1440 кг динамиту.

Надсмотрщик получал в день 3 доллара, рабочие — 2,2 доллара.

За 1 годовую лошадиную силу платили 60 долларов.

1 кг 40%-ого динамита стоил 28,6 цента.

Стоимость 1 куб. м насыпи равна 45,6 цент, исключая общие расходы и амортизацию оборудования, и состоит из следующих слагаемых:

надсмотрщик	4,13 цента
рабочая сила	18,93 „
подводы	0,93 „
снабжение энергией	5,60 „
динамит	7,33 „
случайные расходы	2,67 „

Всего . . . 45,59 = 45,6 цента.

Пример 7. Постройка плотины Piute высотой 28,50 м продолжалась 4 строительных сезона и была закончена в 1914 году (Eng. Record, July 17, 1915 г.).

Разжиженный грунт подавался по лоткам, установленным на козлах (фиг. 68) с уклоном 4%. Дно и боковые стенки лотков были покрыты стальными листами толщиной 6 мм. Лотки состояли из отдельных звеньев по 5,20 м длиной. Когда плотина была возведена на высоту первых козел, были устроены вторые козла меньшей высоты.

Практика показала, что, исходя из затраты материала и времени на их установку и разборку, выгоднее всего брать высоту козел в 3—3,6 м, убирая их и вновь устанавливая по мере повышения насыпи. Процесс намывания начался работой в низовой части плотины, куда поступал наиболее крупный материал. Верхние 1,50 м плотины (по высоте) были сделаны насухо, обычным способом.

Расход воды, подаваемой к карьеру, колебался в пределах от 0,12 до 0,18 куб. м/сек. в зависимости от высоты подачи воды. Наконечник монитора имел $d = 10$ см.

Наилучшие результаты получились при расположении приемника разжиженного грунта в расстоянии от 15 до 45 м от монитора.

При меньших расстояниях трудно было регулировать количество смываемого грунта, поступающего в приемник, таким образом, чтобы использовать воду при рациональной величине d , с одной стороны, а, с другой — чтобы при этом не засорить лотков.

При больших расстояниях не используются надлежаще результаты работы монитора и эффект получается неудовлетворительный. Для более успешной работы к трубе, подающей воду в карьер, присоединяют позади монитора ответвление $d = 8,75$ см с наконечником от пожарного рукава и направляют наконечник по длине лотка, чем обеспечивается более продуктивная работа последнего и не создаются заторы у приемника. При этом без труда идут в дело камни весом 20—30 кг.

Интересно отметить, что сначала решено было устраивать повороты лотка в плане при помощи плавких кривых. Однако, опыт показал, что на кривых образуются заторы вследствие увеличения трения о боковую стенку лотка на кривой.

Замечено также, что когда крупный материал ударяется о вертикальную стенку лотка, поставленную под углом (наискось) к направлению движения, более крупные камни отскакивают от стенки и вновь возвращаются, проделав несколько толчков о стенку с уменьшающейся силой и скоростью, пока в конце концов не получают свое измененное направление движения с постепенным увеличением при этом скорости от начала толчков, до установившегося движения без них.

Когда повороты лотков осуществлялись без применения кривых, с применением прямых участков лотка по 4,20 м длиной каждый, поставленных под углом один к другому, тогда отмеченные заторы почти вовсе прекращались при размерах углов 130° (30° между обоими направлениями).

Поверхность карьера была покрыта таким толстым слоем валунов и глыб, что пришлось предварительно удалить их на подводах. Позже глыбы и валуны были уложены зрнучую у сухого откоса плотины, создав таким образом хорошую защиту откоса, фильтр и упор для тела плотины.

Принимая полную амортизацию оборудования за 4 года работы в 100% от стоимости его, получим расход на 1 куб. м насыпи 28,8 цент, а при 50% амортизации — 25 центов.

Стоимость оборудования 11300 долларов
Количество намывного грунта 200000 куб. м.

Часть плотины, приготовленная обычным способом, обошлась в 66 центов за 1 куб. м.

Покрытие каменной одеждой (мощение) напорного откоса — 2,54 доллара за 1 куб. м $\times 3405$ куб. м, сухого откоса (2383 куб. м) — по 97,2 цента за 1 куб. м. Полная стоимость плотины и относящихся к ней сооружений — 322311 долларов. Средняя стоимость 1 куб. м тела плотины (333000 куб. м) при 50% амортизации оборудования равна 41,2 центов.

Пример 8. Мичиганская плотина Grand Rapids—Muskegon Power Co была построена в 1907 году.

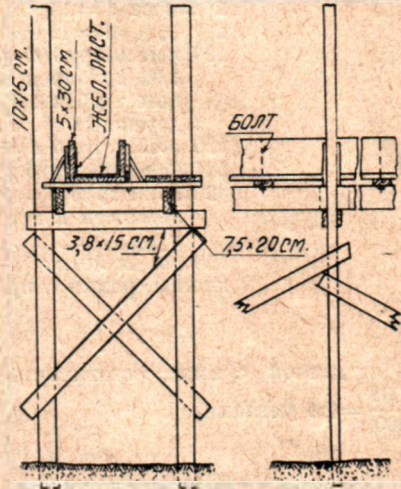
Она потребовала $78000 + 15000 = 93000$ куб. м грунта, доставленного намывным способом. Вода для намыва 15000 куб. м грунта доставлялась из реки насосом $d = 7,5$ см, приводимым в движение мотором в 30 л. сил, и притекала по рукавам и трубам $d = 7,5$ см к наконечнику $d = 32$ м.м.

Смытый материал поступал в железный лоток сечением 50 см \times $12,5$ см ($a \times b$) при уклоне 15% (лишь для ближайшей насыпи, объемом 15000 куб. м; для главной массы работ уклоны лотков и насосы другие, см. ниже).

Установка насоса и прокладка труб потребовала 2-х дневной работы 2-х человек.

В пять дней 10-ти часовой работы в сутки, 4 рабочих и 1 надсмотрщик уложили 250 куб. м грунта при стоимости рабочей силы 42 доллара, т.е. по 1,9 цента за 1 куб. м насыпи.

Насосы не были приспособлены для тяжелой непрерывной работы, требующейся при смытье, вследствие чего остановки заняли 50% времени. Насосы имели по „паспорту“ производительность 5 куб. м в минуту каждый.



Фиг. 88.

Наконечники применялись $d = 32$ мм и $d = 37,5$ мм. Напор в наконечнике достигал 40 и 50 м. Грунт песчаный с содержанием глины, местами очень плотный. Указанного напора иногда нехватало для смывания плотного грунта.

Средняя высота смываемого карьера над установкой монитора—9 м. Максимальное расстояние, на которое материал перемещался по лоткам, равно 240 м. Лотки были уложены с уклоном от 5 до 9%. При уклоне менее 6—7% приходилось ставить человека через каждые 15 м по длине лотка, для устранения заторов.

I. Стоимость оборудования и материалов.

2 насоса $d = 15$ см (новые)	840	долларов
2 „ $d = 15$ см подержанные	750	„
129 пог. м труб $d = 25$ см по цене 1,98 долларов за 1 пог. м новых труб и 1,49 долларов—подержанных	193,5	„
120 пог. м труб $d = 20$ см (новых)	436,45	„
124,20 пог. м труб 15 см (новых)	272,00	„
36 пог. м труб $d = 10$ см и принадлежности к насосам, мониторы и пр.	800,00	„
150 пог. м лотка 75 см ширины	250	„
шкивы, ремни и пр.	200	„

Всего . . . 3741,95 долларов

50% от данной суммы составляет 1870,98 долларов, что ложится на 1 куб. м насыпи $\frac{187098}{78000} = 2,4$ центами.

II. Работа и снабжение.

Рабочая сила	3774,61	долларов
Подводы (перевозка камней, лотков, козел и проч.)	248,56	„
Мелкие расходы	18,00	„
Обтирка, смазка, ремонт	118,83	„

Всего . . . 4160,00 долларов

На 1 куб. м насыпи $\frac{416000}{78000} = 5,3$ центов.

III. Энергия.

Киловаттчасов по записям на станции в расстоянии 27 км	138008
Потери в линии и трансформаторах и пр.	46008
Потреблено моторами при насосах	92000 квч по 1 центу за 1 квч
	920 долларов

Всего . . . 920

а на 1 куб. м тела плотины $\frac{92000}{78000} = 1,18$ цента.

Итак, стоимость 1 куб. м тела плотины (намывная часть) равна:

амортизация оборудования (50%)	2,40	цент.
рабочая сила, обтирка, смазка ремонт	5,30	„
энергия по 1 центу за 1 квч	1,20	„

Всего . . . 8,9 = кругло 9 центов.

Пример 9. При постройке плотины Lyons (Мичиган) карьер на крутом склоне состоял из слоя песку и гравия, под которым лежал слой глины в 21 м толщиной (подшва и вышележащая часть на высоту 21 м).

Для укладки лотков, транспортирующих грунт в тело плотины, потребовались большие издержки на козла. Это обстоятельство, а также зимние работы (начало работы лотков—ноябрь 1906 г.) внесли удорожание.

Стоимость намывных работ на 1 куб. м тела плотины равна 43,2 цента и складывается из расходов:

на рабочую силу и уголь . 36,4 цента и на
амортизацию и проч. 6,8 цента,

что видно из прилагаемого ниже расчета.

I. Расходы на рабочую силу и уголь.

Установка оборудования, устройство помещения для станции	531,38	долларов
Рабочие при силовой станции	577,20	»
То же на насосной станции	486,60	»
Устройство лотков, козел, рабочие при намыве	3117,50	»
650 т угля (по 1000 кг)	1687,50	»

6400,18 долларов.

II. Намывные устройства.

2 новых насоса $d = 15$ см;	
1 насос $d = 12,5$ см подер- жанный	1300,00 долларов
Лотки, трубы и пр.	1200,00 »
Расх. на всякие поделки	500,00 »

3000,00 долларов

Выручено от продажи . . 1800,00 »

Остается . . 1200,00 долларов

При 17750 куб. м намывного грунта по статье I имеем 36,4 цента, а по статье II — 6,8 цента, а всего 43,2 цента.

Пример 10. Плотина Calaveras имеет высоту 73 м, длину по гребню 390 м, ширину понижу — до 390 м (фиг. 69).



Фиг. 69.

Напорный откос ее по проекту имеет уклон 1:3 и сухой откос 1:2½. Объем тела плотины 2313525 куб. м. В средней части профиля устроена была траншея шириной 7,50 м и глубиной 2,40 м, доходящая до скалистого основания. Там, где скалистый грунт залегал ниже, траншея соответственно углублялась.

Работа начата была в 1913 г. и предположена была окончанием в 1918 г. Из карьеров, назначенных к разработке, лишь из одного можно было подать грунт в плотину самотеком. Расстояние подачи грунта колебалось от 300 м до 1350 м. Грунт был подан в дело в жидком виде центробежными 3-х ступенчатыми насосами, работавшими от 500 сильных двигателей при 600 оборотов в минуту.

Каждый насос давал воды до 0,23 куб. м/сек., доставляя воду по железным трубам $d = 30$ см.

Наконечники имели диаметр от 67,5 мм до 100 мм при напоре 47 м.

Размытый грунт проходил через решетку, устроенную из вертикально поставленных труб $d = 5$ см, установленных в 10 см одна от другой. Куски камней, не пропущенные решеткой, поступали в дробилку, рядом поставленную. Разжиженный грунт забирался насосами $d = 30$ см специальной конструкции с двигателем 300 л. сил и перемещался по трубам $d = 35$ см. Эти насосы развивали давление до 24 м, что, впрочем, зависело от рода грунта. Глинистый грунт давал наименьшее трение и наименьший расход энергии.

Глинистый сланец требовал включения в линию вспомогательного насоса с мотором той же мощности. 2 карьера, расположенные на одном и том же расстоянии и высоте по отношению к плотине, имели состав грунта:

1-й содержал 65% глины и 35% глинистого сланца.

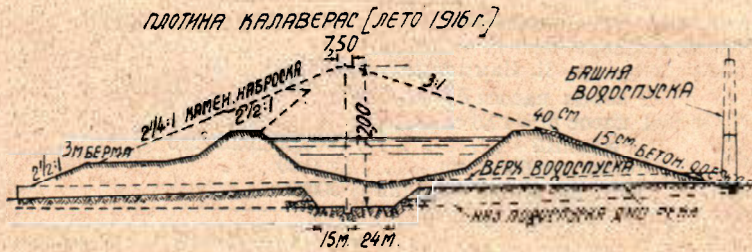
При работе в первом карьере достаточен был один насос.

2-й содержал 65% глинистого сланца и 35% глины.

При работе во втором карьере потребовался второй насос той же мощности, включенный в ту же линию.

Срок службы труб и насосов всецело зависит от рода грунта и допущенной скорости движения грязи по трубам.

Большая скорость обеспечивает больший % грунта в жидкости. Оказывается, минимальная скорость, которая обеспечивает взвешенное состояние частиц переносимого грунта, является наиболее экономичной. В описываемой установке экономическая скорость = 3,60 м/сек.

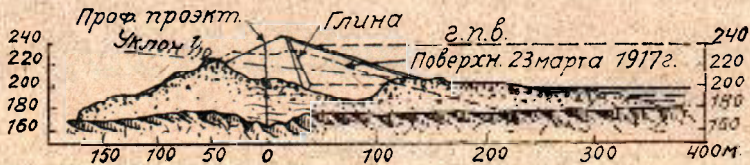


Фиг. 70.

В среднем вода переносила 8% взвешенных частиц (по объему). Особенному износу подвержена нижняя треть окружности круглого сечения трубы (в особенности верно для гравия и пр.). Поэтому трубы дважды переворачивают в течение срока их службы, чтобы использовать их полностью, когда все три трети окружности сечения окажутся одинаково изношенными.

Для лопаток насосов применяются 3 рода материала: чугун, стальное литье и марганцевая сталь. Колеса марганцевой стали стоили в шесть раз дороже чугунных, но с учетом эксплуатации обходятся лишь в 2 раза дороже. Замечено, что колеса из марганцевой стали неравномерно изнашиваются, порождая вибрацию насоса. Количество жидкого грунта, которое может пропустить через себя насос за весь срок своей службы, зависит от характера грунта. Оно колеблется в пределах от 22500 куб. м песка и гравия до 150000 куб. м глины. Насосы описанной производительности.

При подаче жидкого грунта в тело плотины Calaveras в середине образовался пруд, поддерживаемый повышением краев плотины по профилю (фиг. 70 и 71).



Фиг. 71.

Доставленный жидкий грунт вытекал с боков профиля к середине; при этом наиболее мелкие частицы грунта увлекались водой к середине пруда. Каменная наброска, галька и гравий ссыпались из вагонеток на сухой откос плотины, служивший фильтром. Фильтровавшая вода содержала глины от 0,1% до 2%. При повышении тела плотины на каждые 3 м брались образцы грунта из тела плотины с глубины до 18 м с помощью трубы $d = 3,75$ см с деревянной пробкой внизу, вынимаемой железным прутком, опускаемым в трубу. На большую глубину не удавалось опустить трубу 4 рабочими.

На указанной глубине ниже горизонта воды пруда (18 м) состав тела плотины держался постоянным во все время работ: 75% глины и 25% воды (по весу). Для поднятия горизонта воды в пруде по мере хода работ повышали дамбочки из пористых материалов по краям профиля.

Отвод воды из пруда по мере надобности происходил в пунктах, наиболее удаленных от места истечения жидкости из труб. Там устраивалась траншея (напорный откос) шириной 1,20 м с вертикальными досчатыми боковыми стенками, служившая водосливом.

На каждой установке работало в смену 15 человек. При этом штате и расстоянии подачи грунта в 900 м производительность достигала 2700 куб. м грунта в день (2 смены).

Это достаточно характеризует преимущества намывного способа в глухих и отдаленных местах.

Непосредственные расходы на 1 куб. м перенесенного водою грунта составляют 33 цента. Сюда не входят % на капитал, накладные и общие расходы, надзор, постройка временных сооружений, содержание дорог и проч.

Для постройки плотины применялся грунт, содержащий от 20% глины и 80% песка и гравия до 50% глины и 50% гравия и песка. В разжиженном состоянии он стекал по открытому каналу с уклоном от 5% до 7% и изливался в сточный колодец с бетонированной внутренней поверхностью.

Размеры колодца в плане 2,4 м × 2,4 м. Перед входом в колодец установлена была сетка, задерживавшая камни $d = 10$ см. В колодец попадала смесь с содержанием 20% грунта и 80% воды, а к телу плотины подавалась смесь при среднем содержании грунта 15% и воды 85%. Частичное разрушение тела плотины в 1918 г. и явления, начиная с 1917 г., показали, что в тело плотины уложено глины слишком много. Последние доделки были произведены в 1925 году после имевших место оползаний.

Пример 11. Плотина Concully (Washington) имеет размеры:

высота—до 19,80 м; длина по гребню—303 м; ширина—6 м; ширина водослива—54 м; уклоны откосов: переднего—1:2½ до 1:3 внизу, сухого—1:2. Объем тела плотины—263600 куб. м.

В дело пошли следующие материалы:

1) чистый песчано-глинистый грунт со два тальвега выше плотины; 2) песок и гравий с расстояния 600 м—1500 м; 3) продукты выветривавшегося гранита.

Последний материал был признан особенно подходящим для возведения тела плотины в соответствии с намеченным способом производства работ. По принципиальным соображениям решено было поместить водонепроницаемую часть тела плотины ближе к напорному откосу, чтобы иметь позади этого ядра возможно более солидную призму пористых материалов (фиг. 72). Поэтому водонепроницаемая часть на профиле огривичена 2 наклонными плоскостями, падающими в сторону водохранилища.

У сухого откоса была предусмотрена дренажная канава, заполненная камнем, а выше—щебнем. Работа началась летом 1907 года. В этом году было сделано:

- 1) Построен питательный лоток для повода воды к карьру длиной 4,50 км, большей частью по крутым склонам гор.
- 2) То же лоток для подачи жидкого грунта—частью по горным склонам, частью на козлах.
- 3) Забито 250 пог. м шпунтового ряда на глубину 9,90 м из свай сечением 15 см × 30 см.
- 4) Пробит тоннель 120 пог. м длины сечением 2,40 м × 2,70 м, частью облицован.
- 5) Произведены были частичные работы по выемке грунта для устройства водослива.

В течение 1908 г. было намыто и доставлено в тело плотины 75000 куб. м грунта из карьеров, закончена выемка под водослив. В конце сезона были установлены козла второго яруса.

В течение сезона 1909 г. намыто и доставлено в тело плотины 140000 куб. м грунта; установлены постоянные щиты в тоннеле. За сезон 1909 г. закончены работы по гидравлическому заполнению остального объема тела плотины—48.000 куб. м с помощью лозел второго и третьего яруса (точнее, подъема, установки). Плотина была закончена постройкой в августе 1910 года. Питательный лоток (к карьру) имел расход до 0,5 куб. м/сек. В конце лета 1908 г. решено было увеличить расход лотка до 0,75 куб. м/сек.

На месте головы лотка было устроено небольшое водохранилище, позволявшее в межень работать каждый день одну или две смены.

Из лотка вода поступала в трубу $d = 35$ см (одна труба на карьер) и расходовалась частично мониторами, выпускавшими от 0,045 до 0,165 куб. м/сек при диаметре наконечника в 5 и 8,3 см (по потребности).

Вода доставлялась с напором от 39 м до 50 м для работ первого яруса и от 34 м до 42 м для работ второго и третьего яруса.

В карьере жидкий грунт стекал по желобу уклона 8% (короткий желоб).

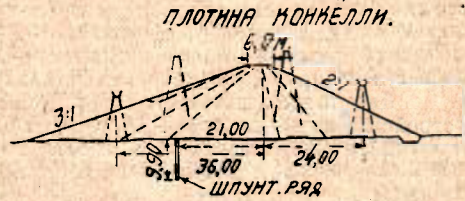
В карьерный лоток била струя воды с расходом 0,06—0,08 куб. м/сек. подведенная под давлением при диаметре трубы 10 см.

Эта струя устраняла заторы в карьерном лотке.

Тоже делалось и в главном отводящем лотке, воспринимавшем жидкий грунт из карьерного лотка.

Сначала была применена решетка на границе этих лотков. Потом она была снята при увеличенном расходе воды в лотке.

Главный отводящий лоток был уложен на уровне подошвы карьера до оси плотины, а затем установлен на высоких козлах и спускался к телу плотины, где по краям профиля укладывались второстепенные лотки, подававшие жидкий грунт с боков к середине профиля.



Фиг. 72.

Когда насыпь была возведена до уровня второстепенных лотков, козла главного лотка поднимались на 8,70 м, а козла новых второстепенных лотков устанавливались уже на более близком между собой расстоянии (профиль тела плотины кверху суживается). При окончании работ по намыву расработал лишь один лоток, установленный по оси плотины.

Главный лоток с разжиженным грунтом был устроен деревянный с боковыми стенками, слегка наклоненными на стороны, и криволинейным дном, покрытым железом, изогнутым по радиусу 30 см. Ширина лотка поверху—84 см, высота боковых стенок лотка 68 см.

Скорость жидкости в лотке колебалась от 4,2 до 5,4 м/сек.

Когда лоток пропустил до 8252 куб. м грунта, было замечено, что в дне образовались дырки по длине лотка на полосе шириной 15 см. Боковые края железного листа оказались гораздо менее изношенными.

Тогда дно лотка переделали и сделали его плоским шириной 40 см с покрытием железом.

В конце 1-го сезона, когда решено было увеличить расход воды в питательном лотке от 0,5 куб. м/сек. до 1,75 куб. м/сек., грязевой лоток был переделан на прямоугольное сечение, шириной по дну 75 см, с покрытием дна железом толщиной 6 мм с большим содержанием углерода.

Стенки лотка высотой 67 см были покрыты железом на 15 см по высоте, считая от дна.

Такой лоток пропустил 190000 куб. м грунта, показав сильный износ лишь в конце работы и то в швах соединения полос железа. Лотки третьего яруса имели уклон меньше 3%. Крупный материал подавался к краям насыпи, а мелкий—к середине, где образовался пруд.

Пруд держался глубиной от 30 см до 45 см, излишняя вода отводилась лотком, помещенным в том и другом конце плотины. Всякий раз расработал лоток, наиболее удаленный от места истечения из лотков жидкого грунта.

В середину пруда попадал очень мелкий песок и ил; песок и гравий ложились с боков от этого ядра, галька и камни образовали крайние участки насыпи. Когда возводились нижние слои тела плотины, то пруд имел большую ширину, так что не трудно было следить за распределением материала. Однако, по мере возведения сооружения пруд делался уже, откосы сооружения—ближе друг к другу; в середину стал попадать крупный песок с обеих сторон, так что верхнюю часть тела плотины пришлось возвести с ядром из грунтов, специально подобранных.

Дно долины покрыто слоем песчано-глинистого грунта, вполне пригодного для устройства ядра плотины. Этот грунт доставлялся вагонетками на известную высоту и оттуда намывным способом стекал по трубе $d = 20$ см с уклоном 7% в тело плотины, где были устроены досчатые перегородки, обозначавшие границы ядра верхней части тела плотины.

Часть насыпи со стороны сухого откоса потребовала ручной работы по укладке камней дополнительно к работе, произведенной водой. Плотина насыпана на 30 см выше проектной высоты гребня, т.е. на 1,5%, Принимая во внимание наличие большого количества песка и гравия в теле плотины и способ производства работ, такой запас надо признать достаточным.

Всего смыто по обмеру в карьерах—262075 куб. м грунта, потеряно с отработавшей водой 15 000 куб. м, уложено в тело плотины 247 075 куб. м.

Объем тела плотины по обмеру—254925 куб. м, т.е. на 3,2% больше объема того же грунта в карьере.

Один куб. м тела плотины обошелся в 61 цент.

Пример 12. Плотина Bear Creek Dam (Vancouver Island) была закончена строительством в мае месяце 1912 (Engineering and Contracting, May 21, 1913).

Ее размеры:

объем тела плотины	111300 куб. м.
длина плотины по гребню	305 м
максимальная высота	17 м (от низа замка—23 м)
ширина поверху	4,5 м
напорный откос	1:3
сухой откос	1:2½
горизонт самых высоких вод	
ниже гребня плотины на	1,50 м

Водослив имеет пропускную способность 150 куб. м/сек, гребень плотины выше гребня водослива на 4,5 м.

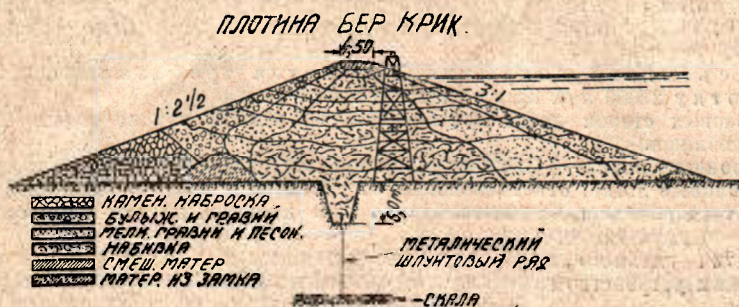
Профиль плотины по проекту (фиг. 73) предусматривал устройство замка, что требовало устройства траншей, шириной по дну 1,80 м при средней глубине 6 м с крутыми откосами 1:¼.

У концов плотины траншея была дорыта до скалистого грунта, а в средней части выемка оказалась слишком глубокой, вследствие чего пришлось забить до скалистого

грунта шпунтовый ряд из металлических свай с замыкателем (см. Н. И. Анисимов, Производство работ по устройству плотин на реках). Первый слой грунта толщиной 1,50—1,80 м был снят вручную и отвезен тачками. Остальная часть была снята с помощью парового деррика, а также гидравлического подъемника, работающего по известному принципу эжектора.

Представление о работе этого вида подъемника дает фиг. 74, где изображены схемы, поясняющие работу гидравлического подъемника (hydraulic gravel elevator, Engineering News, Jan. 16, 1896).

Напор воды берется до 60 м для подъема материалов этим способом.



Фиг. 73.

Добытый вручную и гидравлическим подъемником грунт образовал вал высотой 1,50 м, предназначенный для поддержания пруда при намыве грунта.

Непосредственные расходы (производственные) на 1 куб. м грунта, вынутого при работе парового деррика, равны 1,30 дол.

Главный карьер был расположен на северном склоне тальвега в 120 м от северного конца оси плотины. Запасы пригодного грунта оказались избыточными. Грунт — материковый, состоящий из смеси песка, гравия и валунов, перемешанных с глиной, покрывающей скалу на толщину от 2,40 м до 5,40 м.

Для выемки этот грунт был слишком тяжел: он требовал применения пороха.

При намыве он потребовал больших уклонов лотков и ручных манипуляций с валунами.

Однако, по выполнении намывных работ получила плотина, исключительно надежная в отношении устойчивости, в целом — частях, и водонепроницаемости.

Для намывных работ на южном конце плотины использован был маленький карьер на южном склоне долины.

Главный карьер возвышался над дном долины на 45—75 м, или на 28,50—58,50 м над гребнем плотины.

Вода доставлялась из речки, текущей по северному склону долины, для чего речка была подперта временной ряжевой плотинкой высотой 1,90 м, образовав водохранилище объемом 43000 куб. м, что обеспечивало работу в межень

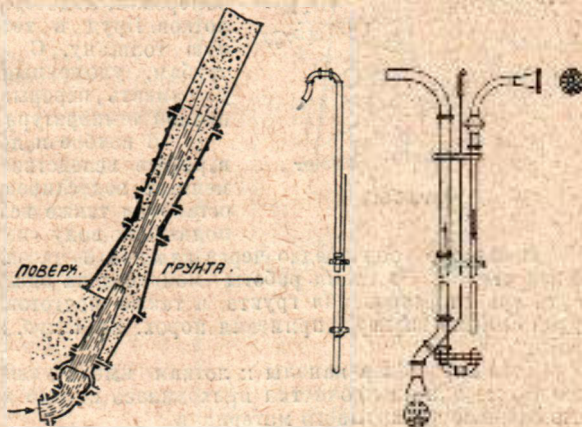
на 5—7 суток при использовании расхода реки, величина которого резко колебалась.

Вода забиралась из реки в 0,75 км от плотины деревянной трубой $d=25$ см. Эта труба шла к карьере и давала 0,20 куб. м/сек.

Не доходя карьера, вода поступала в напорный бассейн. Расстояние от напорного бассейна до карьера в 120 м длиной вода проходила железной трубой $d=20$ см, имевшей щит, которым можно было преграждать доступ воды из напорного бассейна в трубу. Последняя подходила прямо к мониторам.

Статический напор в наконечнике колебался от 37,50 м до 67,50 м при расходе от 0,09 до 0,18 куб. м/сек. Диаметр наконечника был равен 7,5 см и 10 см — по потребности.

Южные карьеры грунта обслуживались насосной станцией, устроенной ниже плотины, где речка несла расход достаточный для станции. На станции стояли два трехступенчатых центробежных насоса производительностью 4,5 куб. м/мин. = 0,075 куб. м/сек.



Фиг. 74.

Насосы приводились в движение паровыми машинами, оборудованными четырьмя котлами по 50 л. сил. Котлы топили дровами, лес рубили рядом.

Для освещения работ служила динамо 100 ампер, 125 вольт, стоявшая на станции.

Главный лоток, служивший для подачи в плотину жидкого грунта из карьера, проходил по всей длине плотины параллельно ее оси в 2,4 м в сторону напорного откоса от напорного крайнего гребня плотины (фиг. 75). Такое расположение лотка вызвано наличием замка в теле плотины, лежащего частью под гребнем сооружения.

Однако обычно стремятся устроить лоток в пределах ширины гребня, чтобы переливание жидкости из лотка не повреждало только что уложенных откосов.

Главный лоток работал по мере возведения тела плотины на трех уровнях, как показано на рис. 75. Дно лотка в виду износа покрывалось съемными брусками дерева толщиной 10 см (сосна).

Смена съемного покрытия дна лотка требовалась после пропуса по лотку 20000 куб. м. грунта из карьера.

Износ боковых стенок лотка был невелик, во всяком случае смена этих частей лотка не понадобилась.

Уклон главного лотка—6%; меньший уклон для данных грунтов не годился.

Второстепенные лотки, ответвлявшиеся от главного и направлявшиеся параллельно ему у откосов тела плотины, предназначались для доставки грунта к откосам плотины. Они устраивались двух типов.

Первый тип главного лотка с тем же уклоном в 6%. Второй—облегченный тип с телескопическим устройством соединенный отдельных секций лотков; здесь уклон имел 7—8% вследствие большого сопротивления лотка в стыках. Верхние части тела плотины возводились с применением лишь одного главного лотка, в виду небольшой ширины тела плотины у гребня.

Процесс намыва начался 1 сентября 1911 года и продолжался при работе круглые сутки (две смены по 12 часов) до 15 апреля 1912 г.

Остановки имели место из-за погоды и недостатка воды, так что процесс намыва продолжался с учетом перерывов лишь 67% всего времени.

Пробовали работать при температуре -15°C , когда снег лежал на земле слоем в 0,90 метра. Края лотков обмерзали, льдообразование мешало правильной работе лотков. Пруд в теле плотины промерзал на значительную толщину. С этим боролись пропусанием пара по трубам, уложенным по контуру пруда. Приходилось устраивать перерывы для очищения пруда от льда при низкой температуре воздуха.

В ноябре и декабре произошли большие перерывы в работе вследствие затруднений при эксплуатации временных водосливов, устроенных в теле плотины. Были остановки также вследствие повреждений в устройствах, подающих воду самотеком к карьере.

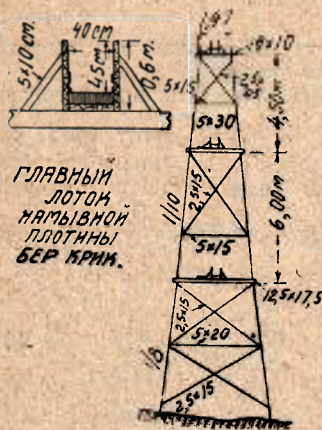
В карьере поочередно через каждые 6 часов работали 2 монитора по одному на каждой стороне. Во время работы монитора на одной стороне рабочие убрали валуны с пути транспортирования грунта, а также готовили шпур для взрыва грунта на другой стороне карьера, применяя порох. На 1 куб. м добытого грунта выходило 0,15 кг пороха.

Хотя карьерные каналы к лоткам имели уклон до 15—20% и дно их было скалистое, все же для их прочистки приходилось иногда направлять струю из наконечника по пути смываемого крупного материала.

По доставке грунта в плотину он распределялся следующим образом.

Камень, галька и крупный гравий падали у лотка, более мелкие материалы выпадали из струи воды по мере падения величины скорости вытекшей воды. Таким образом, в средней части осаждались и под действием воды уплотнялись частицы глины и ила. Доставленный грунт от лотка в сторону пруда имел уклон в 5% до уреза воды в пруде, ниже горизонта воды уклон грунта достигал 1:1. Дно пруда в средней части было практически горизонтально. Лотки доставляли также крупный материал, до 20 см в диаметре. Грунт дна пруда на глубину до 10 см от дна был жидким, но на глубине 60 см он оказывался всякий раз уплотнившимся. Глубина воды в пруде поддерживалась от 0,90 м до 1,80 м в зависимости от ширины непроницаемого ядра тела плотины.

С начала работ была устроена в пруду вертикальная деревянная труба с закрывающимися отверстиями, соединенная с горизонтальной деревянной трубой, отводящей воду к наружному откосу. Горизонт воды в пруде регулировался открытием и закрытием упомянутых отверстий. Надо отметить, что жидкий грунт оказывает большое давление на деревянные трубы, которые во многих случаях разрушались.



Фиг. 75.

Цифровые данные, характеризующие работу намывным способом.

	Доставка грунта.	
	Самотеком.	Насосами.
Число 24-часовых рабочих дней 214, из них	145	69
Время, фактически занятое намывом грунта, в часах	2 347	1 084
% полезного времени	67	64
Среднее количество воды в куб. м/сек	0,16	0,09
Количество уложенного в плотину материала в куб. м	69 375	24 000
Отношение количества куб. м израсходованной воды к количеству намытого грунта в куб. м (q)	18,85	13,70

	Количество.	Цена.	Сумма.
Штат, занятый в карьере.			
Дневная смена:			
Надсмотрщик	1	5,75 дол.	5,75 дол.
Бурильщиков 6 по 11 ¹ / ₂ час. по	6	30 цент.	20,70 "
Рабочих 5 по 11 ¹ / ₂ час. по	5	30 цент./час.	17,25 "
На мониторе	1	4 дол.	4,00 "
На паровом насосе штат (перемещение камней струей воды)			16,75 "
Ночная смена:			
На мониторе	1	4 дол.	4 дол.
Рабочих 4 в карьере на удалении глыб 11 ¹ / ₂ час. по	4	30 цент./час.	13,80 дол.
Штат на плотине.			
Дневная смена:			
Рабочих на главном лотке по 11 ¹ / ₂ часов	3	30 цент./час.	10,35 "
На второстепенных лотках по 11 ¹ / ₂ час.	2	30 цент./час.	6,90 "
На устройстве откосов плотины по 10 час.	8	27,5 ц./час.	22,00 "
Ночная смена:			
Рабочих на главном лотке по 11 ¹ / ₂ часов	3	30 цент./час.	10,35 "
На второстепенных лотках	2	30 цент./час.	6,90 "
Надсмотрщик	1	5,75	5,75 "
Итого			145 долларов.
На порох (112,5 кг на 750 куб. м породы)			30 долларов.
Всего			175 долларов.

На 1 куб. м грунта имеем $\frac{17500}{750} = 23$ цента. Подсчет приведен для периода удачной работы.

Все расходы за 7 месяцев работы, включая, кроме указанных, все затраты на рабочую силу, топливо и проч., надзор, накладные расходы и пр., дают сумму 54277 долларов на 94 690 куб. м грунта, а на 1 куб. м грунта 57 центов.

Всего уложено в тело плотины:

Скалистый грунт из выемки под водослив	6215 куб. м.
Грунт из траншей для замка	4175 куб. м.
Подано из карьеров по лоткам (обмер в карьерах, без приятия во внимание пустот)	97020 куб. м.
Всего	107510 куб. м.
Объем насыпи по обмеру	111800 куб. м.

$$\frac{111800 - 107510}{107510} \cdot 100 = 3,6\%$$

Принимая во внимание, что небольшая часть грунта удаляется вместе с отработанной водой, получим немного более высокий % увеличения объема грунта в теле плотины против занимаемого им в карьере. Однако, учитывая характер грунта в карьере и составляющие его, должны признать, что сооружение получилось плотности бетона.

Глава вторая. Плотины из каменной наброски.

§ 1. Общие соображения.

Если в профиле плотины Orédon (см. главу 1, § 6) заменить песчано-гравелистую массу наброской из крупных камней с заполнением пустот мелкими камнями, получающимися при разработке карьеров, то получим надежный профиль плотины из каменной наброски с водонепроницаемым напорным откосом, непосредственно к которому камень всегда укладывается вручную для надлежащего упора и соединения непроницаемого покрытия.

Однако, исторически этот тип выработался в ином порядке (Америка, Калифорния).

В первоначальном типе водонепроницаемая часть профиля помещалась также по напорному откосу и состояла из тщательно пригнанного двухрядного досчатого покрытия. Вскоре стали заменять дерево асфальтом, укладываемым на толщину 5 см и более. Это покрытие, как более эластичное, оказалось несколько более удовлетворительным при обычной осадке тела плотины, но все же недостаточно совершенным.

Затем перешли к устройству водонепроницаемой диафрагмы, помещаемой в середине профиля. Диафрагма применялась каменная или железная (до 1895 г.). Наконец перешли вновь к устройству водонепроницаемого напорного откоса, устраивая, его достаточно прочной конструкции (1916—1927 г.г.), придя к заключению о нецелесообразности устройства диафрагмы, не допускающей ее осмотра.

Родина плотин этого типа — местности, удаленные от путей сообщения, от крупно населенных пунктов (Калифорния); при постройке надо было исходить из минимума привозных материалов и оборудования, довольствуясь местной рабочей силой без всякой квалификации.

В этих условиях рассматриваемый тип оказался экономичным, когда близ сооружения, по крутым склонам преграждаемого тальвега, расположенным выше гребня плотины, имеются карьеры камня для возведения сооружения на плотном, хотя бы и сжимаемом основании. В особо благоприятных случаях взрываемый камень падает прямо в тело плотины (плотина Могена ¹⁾).

Местности, подтвержденные землетрясениям, не исключают применения этого типа: наоборот, он здесь будет работать удачнее других конструкций.

К этому заключению пришли и в Европе. Так, известный итальянский инженер Luiggi считает, что рационально спроектированная плотина из каменной наброски совершенно неуязвима даже в случае землетрясения, необходимо только в этом случае сухой откос плотины сделать несколько более пологим, чем обычно, а именно: 1: 1¹/₂ — 1: 1³/₄, что отвечает уклонам вулкана Стромболи.

¹⁾ При постройке плотины Могена (Сан-Диего, Калифорния) одним взрывом было спущено вниз с крутых склонов 180000 тонн скалы.

Вода, просочившаяся через и под замком, не оказывает того опасного взвешивающего давления, с которым считаются при постройке каменной плотины. Здесь важно лишь, чтобы дальнейшее движение воды не подмывало основания и не расстраивало наброски. Последняя в нижних частях и в особенности к сухому откосу устраивается из более крупных камней, более тщательно уложенных, с заполнением пустот мелким камнем.

Если нельзя рассчитывать на водонепроницаемость основания, в которое погружен замок, при обеспеченной устойчивости сооружения (несжимаемый и неразмываемый грунт, но фильтрующий), необходимо устроить последовательно ряд замков более слабого профиля от напорного откоса к сухому и выложить нижние ряды наброски на растворе. При этом в известных условиях можно достигнуть хороших результатов в отношении сбережения воды. Обычно же здесь надо идти на большую потерю воды, сбереженной в водохранилище. Сильная фильтрация в основании вынуждает также устраивать внизу сухого откоса обратный фильтр во избежание вымывания частиц грунта основания (последовательность укладки материалов фильтра: гравий, крупный гравий, галька или щебень, камень, крупный камень, глыбы — к сухому откосу).

В настоящее время сооружается плотина Dix (Kentucky, С.-А. С. Ш.), высотой 82,50 м современного типа (каменная наброска, сухая кладка к напорному откосу, водонепроницаемое диафрагма по напорному откосу).

§ 3. Работа тела плотины.

При наличии водонепроницаемого напорного откоса давление воды передается на всю массу каменной наброски, сопротивляющуюся сдвигу под действием горизонтальной силы давления воды.

Каменная наброска под действием своего веса и вертикальной слагающей давления воды уплотняется, слегка садится, сжимает основание и устанавливается окончательно, не испытывая никаких повреждений.

Профильтовавшая через напорный откос и основание вода проходит в пустотах между камнями и медленно вытекает у сухого откоса, не причиняя по пути своего движения никакого вреда сооружению.

Последняя не может разрушиться внезапно по причинам, обычным для прочих типов плотин и зависящим от свойств материала тела плотины.

И американские, и европейские инженеры считают необходимым (Wilson Irrigation Engineering, 1914, Luiggi. Barrages de réservoirs récemment construit en Italie, 1914) укладывать вручную часть наброски, примыкающую к напорному откосу, на толщину 1—5 м и более, в зависимости от высоты плотины (см. профиль Strawberry, 1917 г.). Таким же образом устраивается часть наброски, примыкающая к сухому откосу, с утолщением ее по профилю к подошве сооружения.

Однако, плотина Lower Otago, устроенная еще по старинному профилю (железная диафрагма в середине профиля, 1895—1897 г.г.), вся составлена была из камней, сброшенных в тело сооружения из вагонеток вовсе без разравнивания камня и применения где-либо ручной работы с камнями и без засыпки пустот мелочью. Высота плотины 40 м. Сооружение, главным образом, по этой причине и разрушилось, имея довольно скромный профиль (см. ниже).

В современной практике постройки плотин данного типа применяются следующие вариации в составе тела плотины:

1. Каменная наброска из крупных камней без применения ручной работы по разравниванию и укладке, но с заполнением пустот россыпью мелкого камня и карьерной мелочи (I тип).
2. То же, но с разравниванием вручную рваного камня (II тип).
3. То же, но с укладкой камней вручную (сухая кладка, III тип).
4. Сухая кладка из грубоокolотых камней с перевязкой швов (сухая кладка из грубого прикола, IV тип).

При постройке плотины Lower Otay применялся тип I, но без заполнения пустот мелочью; после разрушения этой плотины такой прием больше не применяется (с 1916 г.).

Тип I в практике русских гидротехнических работ отвечает более всего каменной наброске в подводных частях речных дамб, загрузке ряжей или каменной наброске набережных, молов и волноломов.

Тип III отвечает сухой кладке выполняемых с водоотливом направляющих дамб, устраиваемых у судоходных шлюзов, а также кладке рисбермы при грунте, плохо пробиваемых кольями для плетней.

Тип II по затрате рабочей силы является средним между I и III; здесь отсутствует укладка камня.

Тип IV отвечает сухой кладке поверхностей (облицовка) тех же направляющих дамб из грубого прикола с перевязкой швов.

Обращаясь к практике постройки указанных выше русских сооружений и почерпая данные из личного опыта по устройству наброски и сухой кладки в количестве свыше 30 000 куб. метров, устанавливаем следующие данные для определения стоимости одного куб. метра наброски и сухой кладки по типам I—IV, считая, что камень из карьера подвезен к сооружению по его длине и употребление в дело вызывает доставку камня в тело плотины на расстояние не свыше 80 м.

	Примечание
I. Рабочих-сдельщиков — 0,6, считая 8-часовой рабочий день; без заполнения мелочью — 0,4 — Lower Otay	Для перехода к оплате, поденную плату надо умножить на 1,35. Камень плитняковой породы средней способности к окалыванию.
II. Рабочих-сдельщиков 0,6	
Мостовщиков " " " " " " 0,25	
III. Рабочих-сдельщиков 0,6	
Мостовщиков " " " " " " 0,40	
IV. Каменотесов-сдельщиков 1,8	
Рабочих " " " " " " 0,4	
Мостовщиков " " " " " " 0,3	

Приняв поденную оплату рабочего в 1 р. 40 к., мостовщика — 1 р. 75 к. и каменотеса 2 р. 20 к., взяв для сдельной работы коэффициент 1,35 (по опыту данных работ), получим:

по типу I	$0,6 \times 1,35 \times 1 \text{ р. } 40 \text{ к.} = 1 \text{ р. } 13 \text{ к.}$ (без заполнения мелочью — 0,75 р.)
" " II	$1 \text{ р. } 13 \text{ к.} + 0,25 \times 1,35 \times 1 \text{ р. } 75 \text{ к.} = 1 \text{ р. } 72 \text{ к.}$
" " III	$1 \text{ р. } 72 \text{ к.} + 0,15 \times 1,35 \times 1 \text{ р. } 75 \text{ к.} = 2 \text{ р. } 07 \text{ к.}$
" " IV	$(1,8 \times 2,20 + 0,3 \times 1,75 + 0,4 \times 1,35) \times 1 \text{ р. } 35 \text{ к.} = 6 \text{ р. } 78 \text{ к.}$

Прибавляя к каждому итогу стоимость камня у сооружения (добыча и доставка), напр., 2 р. за 1 куб. м, получим:

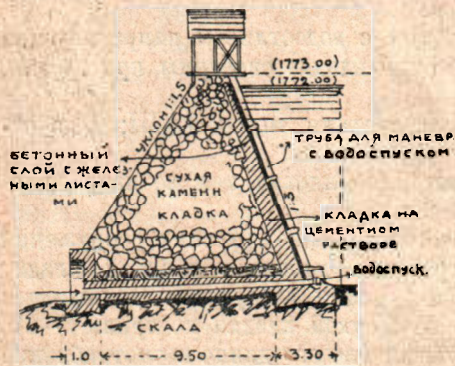
по типу I	3 р. 13 к. за 1 куб. м в деле	} лишь одни производственные расходы, перечисленные выше.
" " II	3 " 72 " " 1 " " " "	
" " III	4 " 07 " " 1 " " " "	
" " IV	8 " 78 " " 1 " " " "	

Отсюда видим, что стоимость сухой кладки с перевязкой швов весьма высока. Поэтому такая кладка, если изредка и применяется, то лишь в благоприятных условиях (хорошо окалываемый камень плитняковой породы, сокращающий расходы на каменотесов) и чаще не по всему профилю сооружения (см. пример устройства всего тела плотины из сухой кладки с перевязкой швов, фиг. 76—77).

Опираясь приведенными цифрами, легче отдать себе отчет в рациональном профиле проектируемого сооружения в данных условиях.

Геометрические размеры и соотношение частей профиля зависят от высоты сооружения и состава тела плотины (типы I—IV). При простой наброске уклон откоса отвечает углу естественного откоса наброски (близко к 1:1^{1/2}, но положе, чем 1:1).

Средние данные: сухой откос с уклоном 1:1½, напорный откос имеет уклон в зависимости от его обделки и высоты сооружения, обычно того же порядка; превышение гребня плотины над горизонтом воды от 1,50 м до 3,00 м также в зависимости от высоты плотины. Водослив устраивается отдельно в берегу, как и в случае земляной плотины (см. Водосливы и водоспуски плотин).



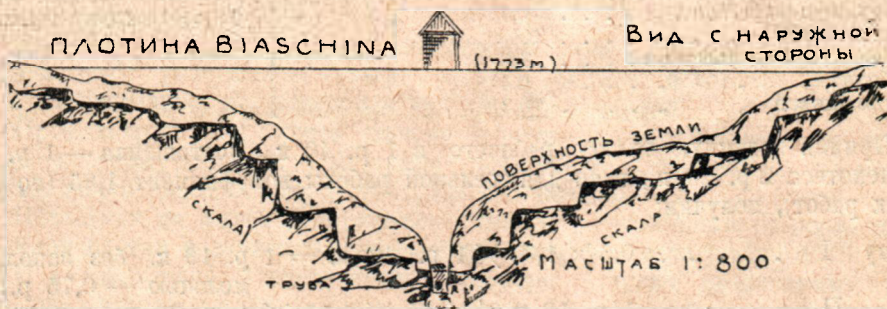
Фиг. 76.

куб. м такой кладки слишком высока; правда, профиль плотины при этом получается более легкий.

Ни один тип плотины не дал такого большого процента разрушений и повреждений, как плотина из каменной наброски; но надо признать, что эти

Камень для заполнения тела сооружения берется крупный, прочный, способный выдерживать давление, приходящееся на него, освобожденный от земляных слоев, его покрывающих. Неисполнение последнего требования влечет за собой неравномерную осадку сооружения и расстройство кладки (наброски). Отсутствие заполнения пустот мелочью влечет за собой те же последствия. Тип IV кладки полностью обеспечивает равномерную осадку, следующим идет тип III, затем тип II и I.

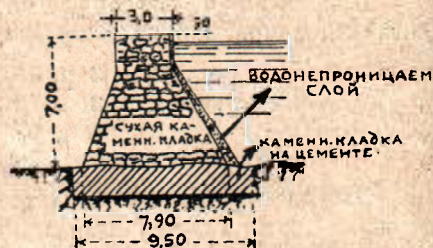
Надо признать, что перевязка камней — радикальное средство от неравномерной осадки сооружения. Однако, стоимость одного



Фиг. 77.

разрушения имели место большей частью или из-за недостаточной пропускной способности водослива, или из-за небрежности приготовления тела плотины (Lower Olay), или из-за размываемости основания.

Однако, когда тип плотины выработался (к 1917 г.), с той поры о разрушениях не слышно. Все же это заставило многих настроиться. Итальянцы начали строить плотины данного типа с 1906 г., прибегая к кладке типа IV, устраивая основание из кладки на растворе и облегчая профиль (см. фиг. 78). Позднее перешли к более смелому типу в отношении состава тела плотины; так, плотина Devero имеет переднюю половину профиля типа II, а заднюю типа I, но с укладкой в задней половине слоев сухой кладки, толщиной до 50 см, с перевязкой швов, располагая слой сухой кладки через 3 м по высоте. Такой способ значительно улучшает условия работы тела плотины, способствуя правильному распределению давления в горизонтальных сечениях тела плотины.



Фиг. 78.

Калифорнские инженеры, являющиеся лучшими строителями плотин данного типа, на опыте проверившие различные приемы работ и состава тела плотины, уже десять лет тому назад установили минимум технических требований к составу тела плотины: они попережнему готовят его по типу I, но переднюю часть, прилегающую к напорному откосу, обязательно по типу III, а иногда даже по типу IV.

Так как калифорнские инженеры нашли этот минимум требований практическим путем, убедившись, что уклонения от типа I в сторону снижения требований (отмена заполнения пустот мелким камнем) карается природой, а отсутствие тщательно уложенной призмы у напорного откоса крайне вредно отражается на сохранности водонепроницаемого покрытия, то к выводам калифорнских инженеров, производивших свои опыты в гигантском масштабе, пока недостижимом для нас, мы должны отнестись с особым вниманием.

Данные итальянской практики надо свести к типу Devero, где сказался более спокойный учет службы калифорнских плотин, которые нередко строились при отсутствии данных для определения максимальных расходов, подлежащих пропуску через водосливы сооружения.

Сравнивая тип Strawberry, выстроенный в Калифорнии в 1917 г. (после разрушения плотины Lower Otay), с типом Devero, крупной разницы в составе тела плотины не находим; прослойки из сухой кладки в плотине Devero дают улучшение типа против Strawberry.

Роль сухой кладки известна и в Калифорнии, но там считают, что можно обойтись без нее, обратив внимание на вогнутость напорного откоса, что способствует большей его устойчивости, и на криволинейное расположение плотины в плане, что создает лучшие условия работы тела сооружения и способствует закрытию трещин в водонепроницаемой одежде напорного откоса.

Если обозначить горизонтальную силу, сдвигающую сооружение, через E , а силу, сопротивляющуюся сдвигу, через $\mu \cdot Q$, то для 12 плотин данного типа получим таблицу, в которой отмечены разрушившиеся плотины:

№ по порядку	Название сооружения	$\frac{1}{k}$
1	Lower Otay с откосами 1:1	1:1,85 ¹⁾
2	Lover Otay с откосами 1:1 ¹ / ₂	1:2,60
3	Escondido	1:3,25
4	Castlewood	1:2,10
5	East Canon Greek	1:4,0
6	Pecos River	1:3,35 ²⁾
7	Walnut Grove	1:2,60 ³⁾
8	Morena	1:4,90
9	Stanislau River	1:3,20
10	Bishop Greek	1:3,70
11	South Fork Stanislau River	1:5,00
12	Prince River	1:6,4

¹⁾ $k = \frac{\mu Q}{E}$, где Q — вертикальная сила, а μ — коэффициент трения наброски по грунту; разрушилась по указанным выше причинам.

²⁾ Разрушилась из-за недостаточной пропускной способности водослива.

³⁾ Разрушилась из-за недостаточной пропускной способности водослива и небрежно устроенной каменной наброски с ослаблением требований типа I.

Эта таблица при знакомстве с профилями сооружений №№ 1—12 дает грубо приближенные руководящие указания при составлении проекта нового сооружения.

§ 4. Меры для достижения водонепроницаемости тела плотины.

До настоящего времени плотины из каменной наброски строятся, главным образом, лишь в трех странах: С.-А. С. Ш., Италии и Южной Африке.

Во всех этих странах в настоящее время водонепроницаемое покрытие устраивают на напорном откосе (Strawberry, 1917 г., Калифорния, Devero — Италия, Prins River Dam — Южная Африка), прибегая к железобетонной конструкции или смешанной (см. Devero).

При этом вся масса каменной наброски сопротивляется горизонтальной сдвигающей силе от давления воды.

Покрытие должно быть в известной мере эластичным. Небольшая осадка каменной наброски и некоторая деформация профиля не должны оказывать разрушающего влияния на покрытие, но могут давать предостережение в виде появления трещин. В этом опять видим преимущество рассматриваемого расположения непроницаемой части: центральная диафрагма, хотя и не подвергается значительным колебаниям температуры, но недоступна для осмотра. К тому же она может быть повреждена во время погружения камня в тело плотины, а также при осадке тела сооружения. В случае появления сильной фильтрации, ремонт центральной диафрагмы потребовал бы огромных расходов. Расположение металлической диафрагмы по напорному откосу вызывает в ней опасные напряжения при колебаниях температуры. Погружение железных листов в бетон вряд ли достигает цели в виду слабой связи гладких железных листов с бетоном (Waterworks Handbook. Flinn, Bogert and Weston, ed. 1927).

Водонепроницаемое покрытие заделывается внизу в бетонный замок, врезающийся своим низом в водонепроницаемый грунт (скала, плотная глина). Этот замок играет громадную роль противифльтрационного устройства и упора одежды.

В Калифорнии в настоящее время наиболее излюбленными надо считать следующий способ укрепления напорного откоса в целях придания ему водонепроницаемости.

Способ состоит в покрытии откоса железобетонными плитами, толщиной от 7,5 см до 5 см и 3,7 см (снизу вверх); плиты укладываются по бетонным ребрам сечением 15×15 см, уложенным в расстоянии 1,60 м одно от другого по линии наибольшего уклона; ребра погружаются на 10 см в наброску и опираются нижними концами в выступ в замке; плиты укладываются в 2 ряда с перекрытием швов; пустое пространство между плитами и наброской заполняется бетоном, а швы заливаются асфальтом. При этом расход воды на просачивание равен около 5 литров в секунду (ср. каменные плотины) для плотин, указанных ниже размеров. Применяются и вариации этого способа (см. Strawberry).

В 1922 году были объявлены результаты конкурса во Франции на составление проекта плотины L'Oned Kébir в Тунисе (около 36 метров высотой), с обязательством составителя проекта построить плотину в 2 года и отремонтировать ее за свой счет в течение 10 лет по окончании работ; затем должна последовать приемка сооружения (через 10 лет).

Представлено было 34 проекта, из них 17 — из каменной наброски, уложенной вручную или по типу I (Le Génie Civil, June 17, 1922). Почти все конкуренты предусмотрели водонепроницаемую часть на напорном откосе, устроив ее из железобетонных плит, покрытых асфальтом, а сваружи прикрытых слоем извести от 30 см до 70 см толщиной, в целях предохранения плит от ударов плавающих тел.

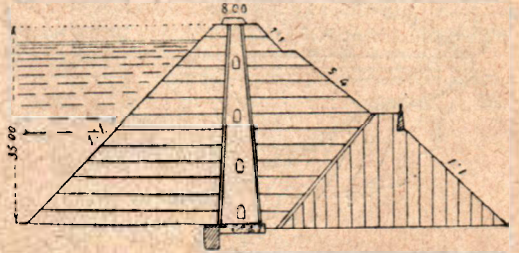
Жюри отметило, что французские инженеры в курсе современной техники постройки плотин, и остановилось на проекте Марсельского общества по произ-

водству строительных работ, как наиболее дешевом, потребовав, однако, некоторых изменений в проекте.

По этому проекту пустотелая железобетонная диафрагма круглого сечения помещена в центре профиля и заделана в скалу на глубину $\frac{1}{4}$ метр., с опусканием на ту же глубину арматуры $d = 2,5$ см (см. фиг. 79). Наличие контрольных галлерей и отвода фильтрационной воды по особой галлеее дает возможность управлять фильтрационной водой. Прочность этой диафрагмы зависит от величины давления воды на переднюю часть диафрагмы и от способности последней сопротивляться максимальным возможным горизонтальным силам, особенно в плоскости заделки в скалу. Однако, поскольку Марсельское общество приняло на себя обязательство окончательно сдать сооружение в эксплуатацию через 10 лет, производя это время ремонт за свой счет, можно было пойти на этот проект, связанный с расходом меньших сумм.

Ближайшие годы покажут, насколько удачен выбор жюри. Во всяком случае, здесь диафрагма допускает ее осмотр в любое время. Жюри с сожалением отметило, что конкуренты

„упустили из виду в проектах тщательную перевязку камней“—важнейшее условие для прекращения неравномерной осадки сооружения. Однако, если бы конкуренты предусмотрели перевязку камней, то стоимость сооружения значительно возрасла бы (см. выше).



Фиг. 79.

§ 5. Осадка тела плотины из каменной наброски.

Плотины из каменной наброски подвержены значительной осадке.

Величина осадки зависит от степени тщательности производства работ, следовательно, от типа плотины, от характера материала и, в особо значительной степени — от количества земли и посторонних веществ, попадающих в тело плотины с камнем, в больших массах сваливаемых в тело сооружения (ср. плотину Lower Otay).

В обычных условиях при хорошей работе осадка не превышает 3—5%; однако, можно достигнуть и меньшей осадки.

Однако, в случаях, когда почти все тело сооружения состоит из наваленного со склонов ущелья камня с примесью земли и проч., осадка может оказаться весьма значительной (см. William Creadger and Joel D. Justin, Hydro-Electric Handbook, ed. 1927).

§ 6. Примеры плотин из каменной наброски.

Пример 1. Плотина Walnut Grove является примером прежних конструкций плотин из каменной наброски.

В феврале 1890 года она была разрушена сильным паводком, вследствие недостаточной пропускной способности водослива и небрежности укладки камня в тело сооружения: камень сбрасывался из вагонеток без каких-либо дальнейших операций.

Плотина устроена на прочной скале и лишь в небольшой своей части на слое земли и гравия толщиной от 1,50 м до 3,60 м. Последнее является слабым местом конструкции. Откосы имеют более крутой уклон, чем угол естественного откоса наброски; поэтому у откосов камень уложен по типу III с прослойкой по типу IV. Сооружение имело 126 м длины по гребню; 41,40 м ширины по низу, 3 м ширины по гребню и максимальную высоту над грунтом 33 м.

Стенки из сухой кладки у откосов имеют толщины 4,20 м понизу и 1,20 м поверху, с заполнением между ними по типу I, но без засыпки пустот мелочью. По напорному откосу уложены брусья $d = 20-25$ см в расстоянии 1,20 м один от другого; по ним два ряда досок сечением 7,5 см \times 20 см; между досками — просмоленный картон. Наружный ряд досок был проконопачен, швы обмазаны парафином.

Пример 2. Плотина Lower Otay (Калифорния) была закончена постройкой в 1897 году (фиг. 80—85). Место плотины допускало устройство каменного сооружения

на растворе, но во время постройки, когда фундамент в средней части был уже выведен на высоту 12 м, при ширине 19,50 м, решено было, по экономическим соображениям, выстроить плотину из каменной наброски. По проекту, сооружение имело ширину по гребню 6 м, высоту над грунтом 40,50 м, а над подошвой основания 45 м, с откосами 1 : 1. При выполнении работ откосы оказались чуть более пологими, чем того потребовал угол

естественного откоса наброски, но круче, чем 1 : 1¹/₂. Металлическая диафрагма из листов железа, толщиной 9 мм (внизу) прикреплена к упомянутой кладке с помощью одноватра и заершенного болта.

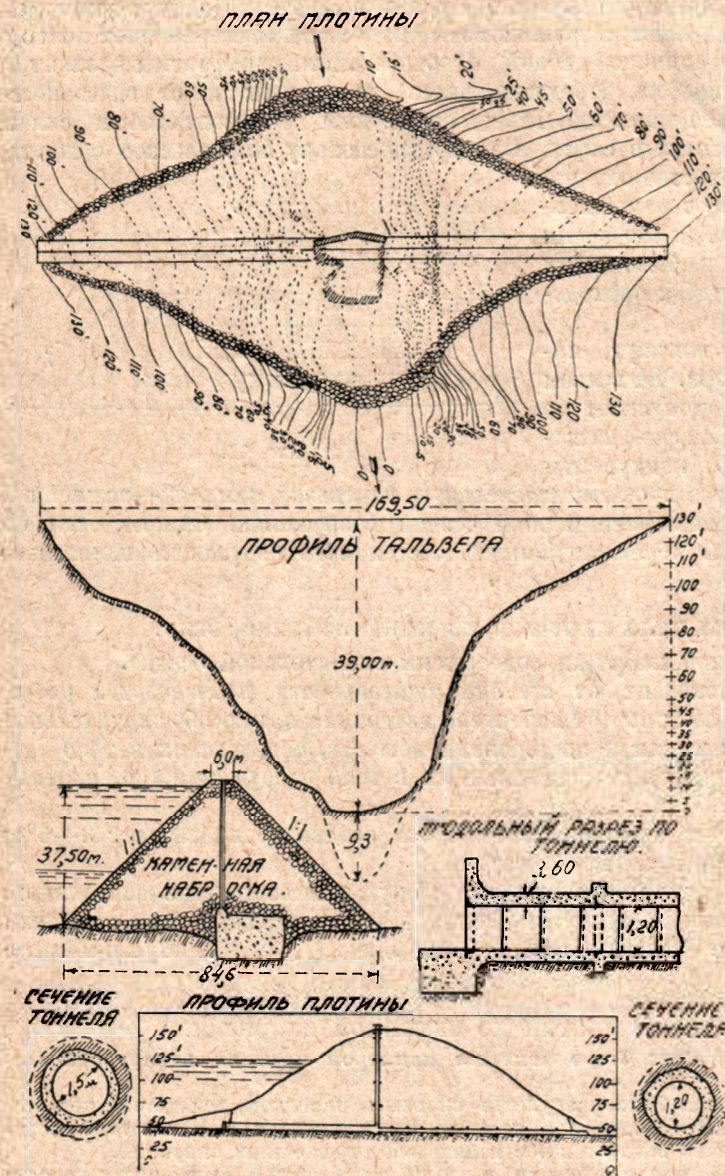
В нижней части диафрагма покрыта со обеих сторон бетоном на толщину от 1,80 м с каждой стороны до 0,30 м (см. фиг. 85); выше — лишь на толщину 0,30 м с каждой стороны. В верхней части диафрагма имела толщину лишь 6 мм. Склепана она из железных листов размерами от 5,25 м × 1,50 м при диаметре заклепок $d=16$ мм (нижняя часть) до 6 м × 2,40 м.

С напорной стороны железо покрыто было за несколько раз горячим асфальтом от нижнего конца диафрагмы до верхнего.

Особенность конструкции тела плотины Lower Otaу заключается в том, что наброска произведена путем сыпки неочищенного от земли камня в тело сооружения без всякого применения дополнительной поразравниванию, укладке или заполнению пустот мелочью.

Водослив устроен в берегу с гребнем на 3 м ниже гребня плотины.

Подпорный горизонт воды водохранилища за время эксплуатации



Фиг. 80—84.

сооружения держался значительно ниже проектного с 1897 г. по 1909 год (37,50 м). В июне 1909 г. он уже достигал отметки над дном водохранилища 32,85 м, а в мае 1910 года отметки 35,85 м.

В результате произошло насыщение водой земляных примесей, попавших в насыпь с камнем из карьера, и оседание тела плотины с напорной стороны. Пришлось добавить наброски для восстановления отметки гребня сооружения. В течение всего времени эксплуатации наблюдалась фильтрация воды через тело плотины, усиливавшаяся по мере повышения горизонта воды в водохранилище. Расположение диафрагмы в теле плотины не давало возможности найти место фильтрации воды.

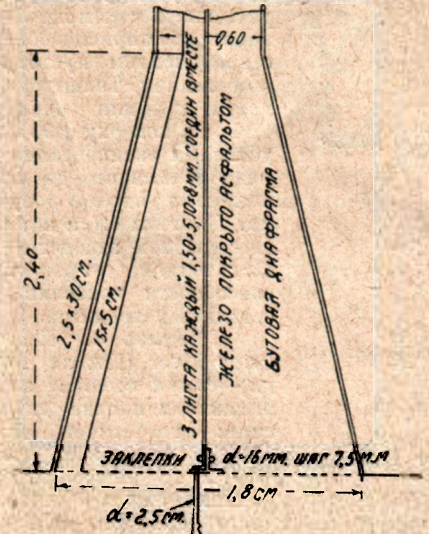
27 января 1916 года после 15-дневного дождя горизонт воды в водохранилище сразу поднялся на 10,80 м до отметки 39,20 при отметке гребня плотины 39,00. Вода стала переливаться через гребень слоем от 10 до 15 см.

Первые следы повреждения появились в центральной части гребня и почти в то же самое время показалась в значительном количестве вода, вытекающая из сухого откоса. Очевидец утверждает, что водой была вымыта большая глыба из средней части тела плотины, считая по высоте и в плане.

Нет никаких указаний на то, что сооружение сдвинуто водой в горизонтальном направлении или на то, что сооружение до его затопления обнаружило сильную течь в виде струи.

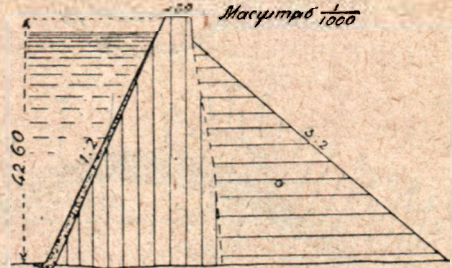
Отдельные части диафрагмы нашли в 15 км ниже сооружения; в местах соединения листов они оказались в полном порядке.

При постройке допущена небрежность, которая в 1909 и 1910 г. г. получила свою



ДЕТАЛЬ ОСНОВАНИЯ ДИАФРАГМЫ ПЛОТИНЫ ОТЭЙ.

Фиг. 85.



Фиг. 86. Плотина Риаиф.

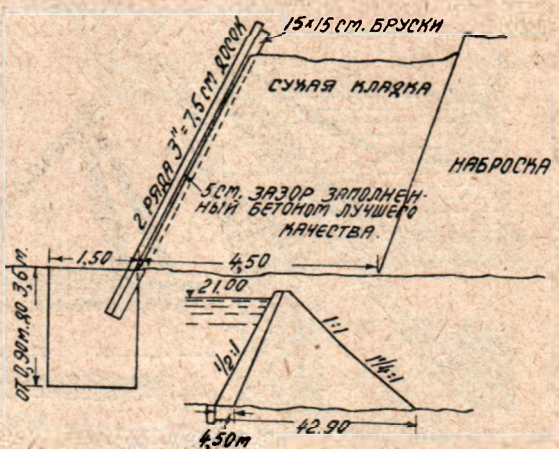
оценку (см. выше). В 1916 г. еще большая часть наброски пришла в подвижное состояние вследствие разжижения земляных примесей задней части профиля, до которой вода добралась лишь после затопления гребня.

При неустойчивом состоянии накиданных камней, занявших случайное положение, вымывание земляного заполнения задней части профиля, до того времени защищенной диафрагмой, сыграло свою роль и вызвало дружное разрушение плотины. Этому помогло механическое действие воды, переливающейся сверху через диафрагму, а также слабая устойчивость профиля плотины.

Пример 3. Плотина Alfred имеет высоту 11,70 м, длину по гребню 298,50 м, напорный откос 1:1, сухой 1:3. Нижняя часть тела плотины сложена на растворе (три нижних ряда), остальная часть сложена вручную из битого камня. Напорный откос на толщину 0,60 м покрыт бетонным составом 1:2:4. Гребень плотины сделан также из бетона 1:2:4 на толщину до 1,20 м. Сооружение сделано за 105 дней с момента приступа к работе; каменные работы выполнены за 90 дней.

Пример 4. Плотина Relierf имеет высоту до 42,50 м при уклонах: напорном—2:1 (половинный уклон) и полуторном (1:1½)—сухим откосе (фиг. 86) Заштрихованная вертикальными штрихами часть профиля составлена из глыб, уложенных при помощи механических приспособлений, с заполнением пустот мелким камнем. Нижняя часть плотины на толщину 0,60 м сложена на цементном растворе.

Пример 5. Плотина Escondido (см. фиг. 87—90) устроена на гранитном основании; гранит уже тронут выветриванием и распадается местами на глыбы. Замок в передней части профиля имеет глубину от 0,90 м до 3,60 м при ширине 1,50 м; сложен из кладки на цементном растворе. Напорный откос покрыт двумя рядами сосновых досок толщиной



ПЛОТИНА ЭСКОНДИДО.

Фиг. 87.

по 7,50 см на глубине от 15 м до 22,80 м ниже уровня воды и 5 см толщиной на глубине от 7,50 до 15 м. Сверху до глубины 7,50 м доски имеют толщину 3,8 см.

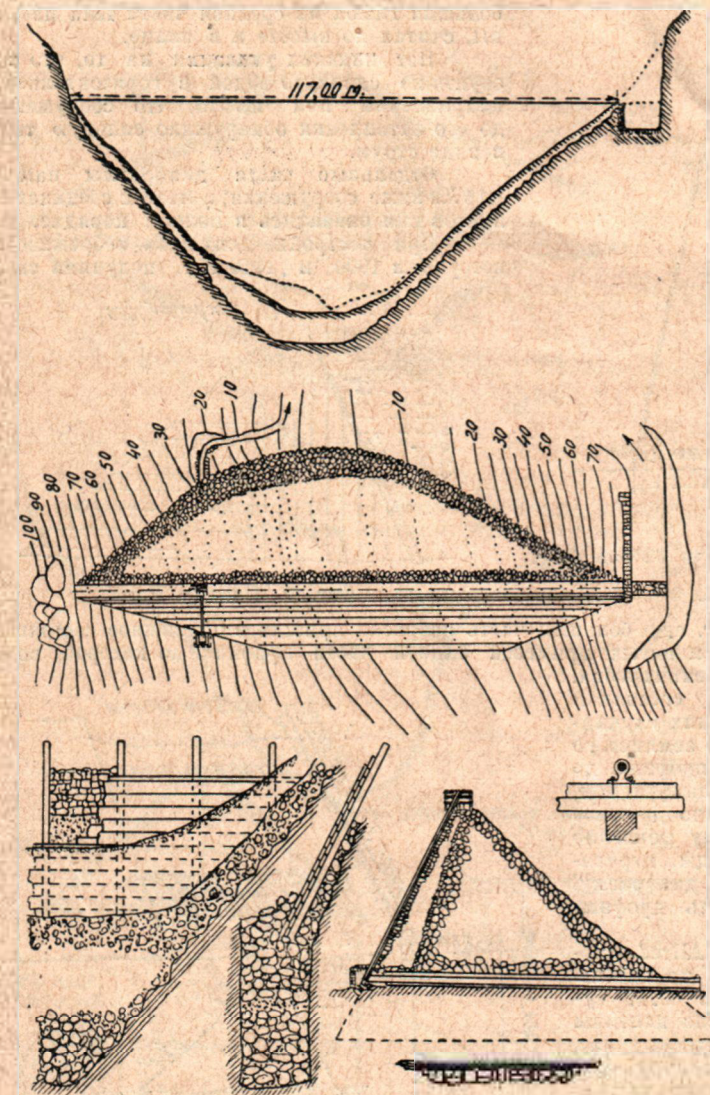
Доски прибиты к балкам сечением 12,5 см × 15 см, расположенным на расстоянии 1,60 м и выступающим из наброски на 5 см. После устройства досчатого покрытия пуста, обусловленная 5 см зазора, заполнена была бетоном. Заштрихованная часть представляет

собой кладку из глыб, уложенных с помощью механических приспособлений с заполнением пустот мелким камнем. Толщина этой части профиля понизу — 1,50 м, а поверху 1,50 м. По условиям эксплуатации замена временного досчатого покрытия вполне допустима. Плотина была затоплена с гребнем вследствие недостаточной пропускной способности водослива, но осталась невредима.

Пример 6. Плотина Prins River (Южная Африка)—самая высокая из африканских плотин данного типа: она имеет высоту 28,50 м над дном реки и 33,60 м над подошвой фундамента замка в верховой части профиля (см. фиг. 91—93).

Инж. Ф. Т. Patterson, ответственный за составление проекта, считает, что профиль плотины Могена (см. ниже) является лучшим решением вопроса, нежели профиль, принятый им для плотины Prins River.

Этот последний составлен из каменной наброски типа I, уложенный на основании, состоящем из смеси песка, гравия и валунов, ниже которых лежит кварцит. В него погружен бетонный замок, играющий роль противодиффузионного устройства и упора для одежды напорного откоса. Последний покрыт железобетонными плитами толщиной от 75 см (внизу) до 23 см (вверху). Плита уложена по слою сухой кладки типа III. Сухой откос покрыт крупными камнями погруженными в проволоч-

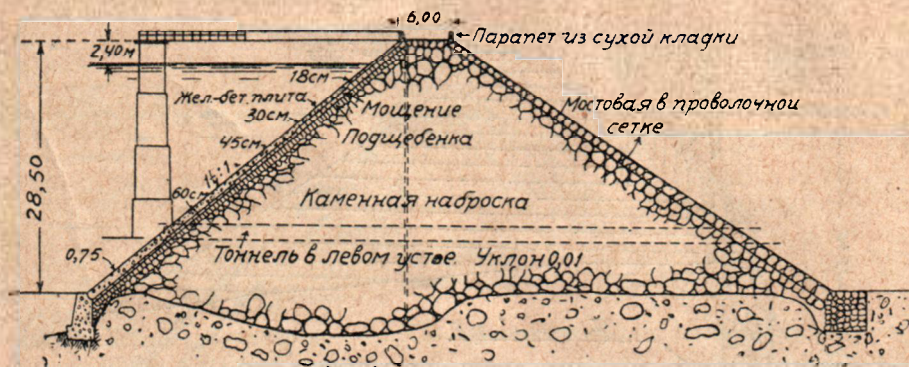


Фиг. 88—90.

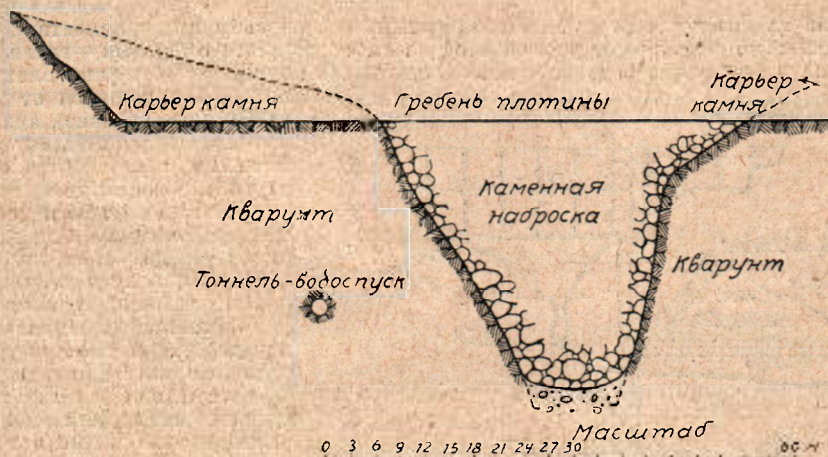
ную сетку и опирающимися в стенку из сухой кладки, сечением 4,50 м × 4,50 м, оплетенную проволокой. Стенка служит упором и фильтром. У переднего верхового ребра гребня плотины по профилю проходит вертикальная наблюдательная трубка для измерения фильтрации. Трубка опущена в аллювиальное основание плотины.

Пример 7. Плотина Могена (фиг. 94—97)), Сан-Диего, Калифорния, имеет размеры, указанные в таблице § 1 настоящей главы. Она устроена из гранитных камней исключительной прочности. Заштрихованная часть профиля уложена с помощью механических приспособлений с засыпкой пустот мелочью в ручную (тип. III). Это делается во избежание появления трещин в водонепроницаемом покрытии напорного откоса, сделанном из железо-бетонных плит, уложенных по кладке. Остальная часть сложена из каменной наброски из камней весом до 4 т, падавших с высоты 5 метров. Величина камней берется в зависимости от наличия транспортных средств. Швы соединения распо-

ложены через 14,40 м. В скалистом основании под плотиной устроен водоспуск в виде тоннеля. Водослив расположен на правом берегу. Конструкция затворов водослива изображена на фиг. 225.



Фиг. 91. Плотина Принс Ровер (профиль).

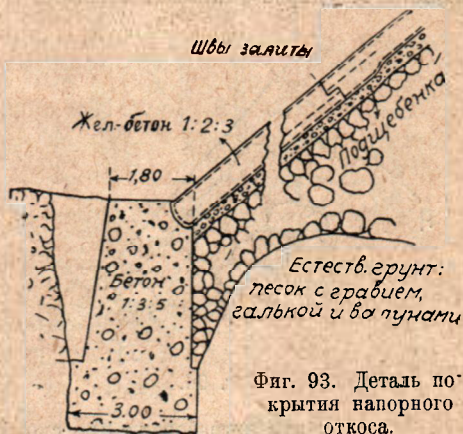


Фиг. 92.

Нижняя часть плотины на толщину 1,80 м возведена из кладки на растворе. Сухой откос обложен бермой шириной 6,30 м. Это сооружение является одним из лучших образцов плотин из каменной наброски.

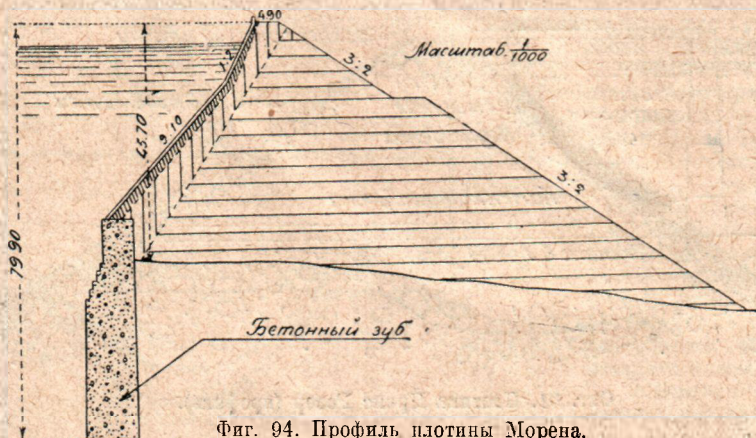
Пример 8. Плотина Strawberry является лучшим образцом Калифорнской плотины из каменной наброски (Stanislaw River)

Она имеет высоту 42,70 м над дном реки 33,20 м над поверхностью непроницаемого скалистого основания при подпоре 50,80 м и вышени гребня плотины над подпорным горизонтом в 2,40 м. Ширина поверху равна 4,50 м, внизу—105 м, а длина по гребню 186,60 м. В плане сооружение очерчено радиусом 170 м, что повышает устойчивость сооружения. В технических целях устроен вогнутый напорный откос, который более всего устойчив в случае вогнутой формы, обеспечивая более сохранное состояние непроницаемой одежды откоса и способствуя закрытию образующихся в одежде трещин (фиг. 98—100).



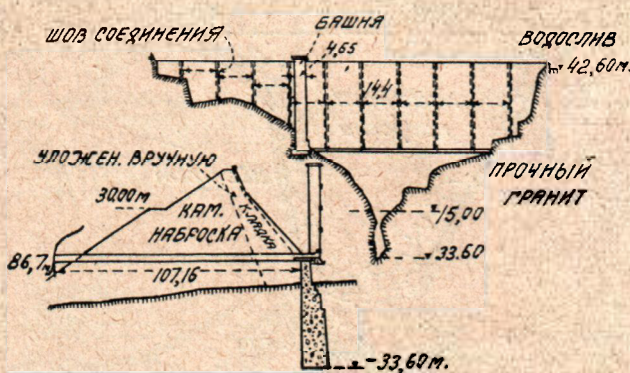
Фиг. 93. Деталь покрытия напорного откоса.

Тело плотины сложено из каменной наброски с помощью канатных линий, при чем в середину сыпался более мелкий камень, а по краям крупный. Часть тела плотины к напорному откосу выложена по типу III на толщину 4,80 м внизу и 1,80 м—вверху.



Фиг. 94. Профиль плотины Морена.

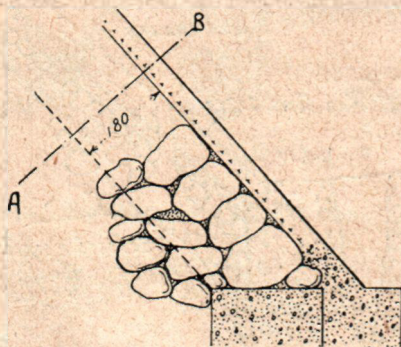
Сухая кладка покрыта слоем бетона толщиной 8 см состава: 1 ч. цемента, 2 ч. песка и 3 ч. гравия; по этому слою уложен слой из смеси асфальта с бетоном,—главная часть конструкции в отношении водонепроницаемости; далее идут железобетонные плиты шириной 18 м и толщиной от 22 см до 37 см (сверху вниз), армированные прутьями $d=18$ см, расположенными через 22 см один от другого. Своими концами плиты опираются на постели (четверть железобетонных балок толщиной от 40 см до 91 см, вложенных в сухую кладку и уложенных по линии наибольшего ската.



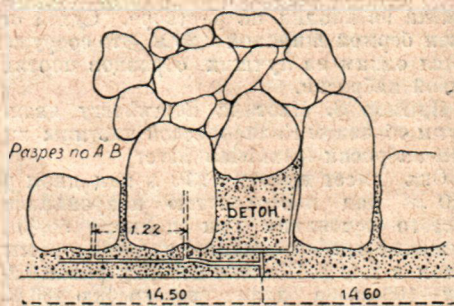
Фиг. 95. Плотина Морена.

Изменение ширины плиты под действием температуры принято 1 см (ширина плиты 18,00 м). В соответствии с этим температурным швом дали надлежащие размеры, залив швы гидроном и проконопатив их снаружи пазлей. Шов наружу уширяется, а к полке балки суживается.

Плиты снаружи прикрыты слоем извести от 35 до 70 см толщиной для предохранения одежды от ударов плавающих тел.



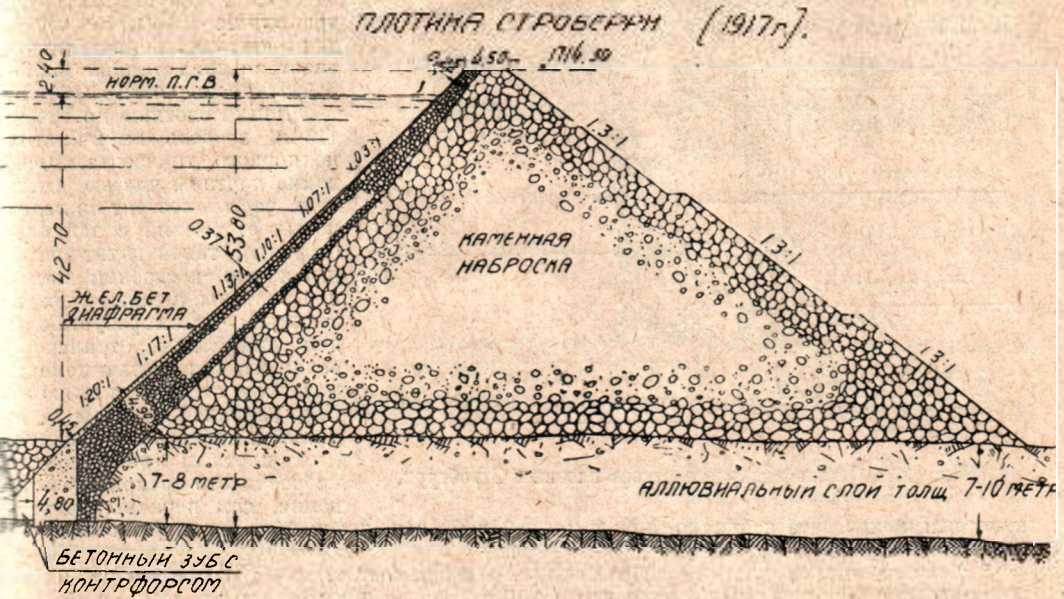
Фиг. 96.



Фиг. 97.

Сооружение потребовало для своего устройства 300 000 куб. м камня, доставленного с расстояния не свыше 250 м (7 карьеров) при подаче в дело в день (10 часов работы) до 800 куб. м камня, а в месяц от 21 000 куб. м. до 26 000 куб. м.

Покрытие напорного откоса сделано было после осадки всего тела плотины. Камень подавался канатными линиями ($\frac{3}{4}$ наброски) и лишь $\frac{1}{4}$ всей наброски (камни весом свыше 3 т) доставлена по железной дороге. Плотина Strawberry была построена (1917 г.) через год после разрушения плотины Otay.



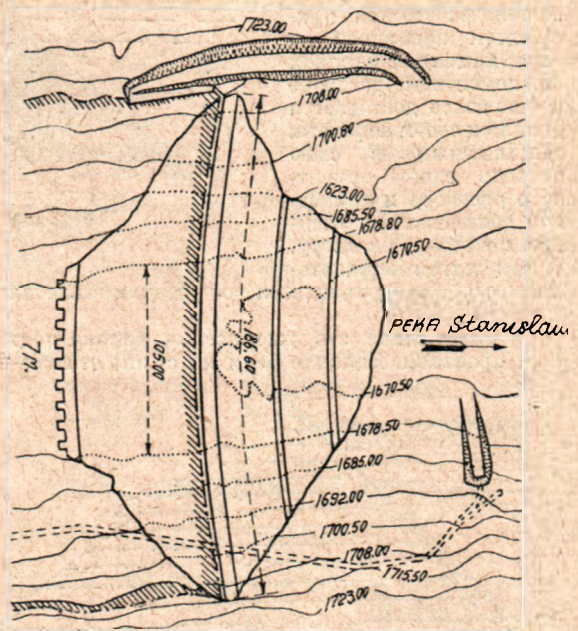
Фиг. 98.

Пример 9. Плотина Alpone построена в 1906 году в Италии на высоте 2000 метров над уровнем моря. Это первая итальянская плотина из каменной наброски (фиг. 78). Однако она сделана из сухой кладки с перевязкой камней (тип IV). Высота плотины 7,00 м, ширина в основании — 7,00 м, поверху — 3,00 м.

Сухая кладка выложена на бутовом фундаменте толщиной от 1,50 м до 3,00 м, укрепленном в скале. Массив из сухой кладки с перевязкой камней выполнен тщательно. Водонепроницаемая часть помещена на напорном откосе и состоит из бетонной одежды. Напорный откос имеет крутой уклон $\frac{5}{3}$ (вертик. / горизон.), так что сила давления воды, перпендикулярная к поверхности откоса, пересекает основание почти в середине. Сооружение осторожное и надежное. Осадки можно не бояться. Строил составитель проекта инж. Vaghi.

Пример 10. Итальянская плотина Biaschina выстроена в 1912 г. на высоте 1773 м над уровнем моря; она держит подпор 11 метров (черт. 76—77).

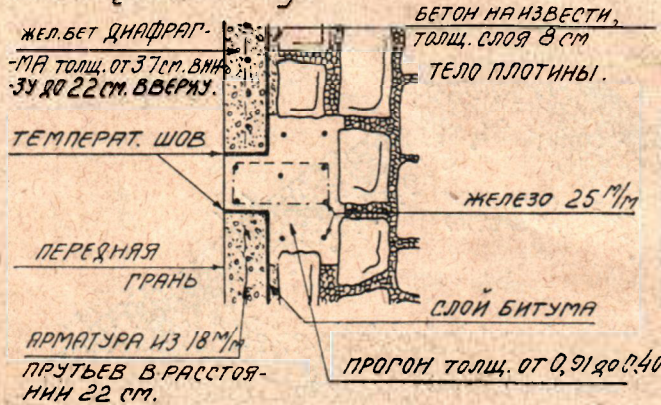
Тело плотины приготовлено из сухой кладки при крутых откосах 1:1—на воду и 2:1—сухого (тип. IV). Бетонная одежда покрывает напорный откос; по ней уложена железобетонная диафрагма, образованная погружением в бетон листов цельнорешетчатого металла. Работает плотина исправно. Сухая кладка с перевязкой в примерах 9 и 10 привела к уменьшению профиля. Здесь можно не опасаться устраивать водоспуск в теле невысокой плотины.



Фиг. 99. Профиль плотины Дикс Ривер.

Пример 11. Итальянская плотина Девего имеет высоту до 31,00 м над подошвой фундамента при полезном напоре 21,80 м. Сооружение построено в 30 км от Domodossola на высоте 1866 м над уровнем моря. Она предназначена для устройства водохранилища

ДЕТАЛЬ НЕПРОНИЦАЕМОГО ПОКРЫТИЯ НАПОРНОГО ОТКОСА [ДИАФРАГМЫ].

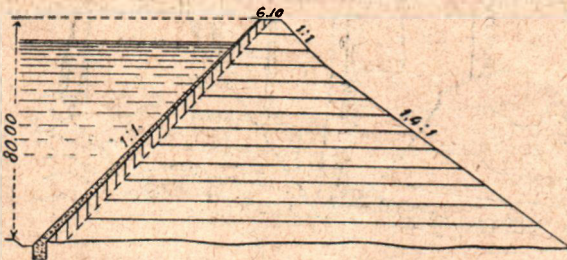


Фиг. 100. Деталь напорного откоса плотины Стробрери.

мало сжимаемое, что неопасно для каменной наброски, дающей нормальную осадку без расстройств тела сооружения.

Половина тела плотины, обращенная к воде, состоит из наброски, разравненной вручную (тип II); вторая половина имеет через каждые 3 м высоты наброски слой правильной сухой кладки типа IV, чем достигается лучшее распределение усилий. Водонепроницаемость сооружения достигается прикрытие напорного откоса каменной кладкой на цементном растворе и еще более достигается двойным слоем асфальта, защищенным в свою очередь слоем цементного раствора и гранитной облицовкой, уложенной по этому раствору. Таким путем асфальтовый слой предохраняется от резких колебаний температуры и от ударов плавающих тел.

Сооружение это уже весьма близко подходит к современным образцам калифорнийской практики. Наличие берм на сухом откосе — правильная мера для большей устойчивости при значительной высоте сооружения. Прокладка рядов из правильной сухой кладки немного удорожила постройку, но позволила быть более спокойным в виду обеспеченного надлежащего распределения усилий в теле плотины.



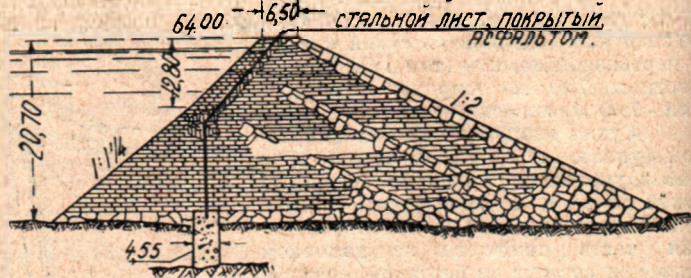
Фиг. 102. Профиль плотины Дикс Ривер.

Постройка эта, довольно смелая для европейцев, оказалась удачной. Строитель инж. Villaresi, составитель проекта.

имеющего бассейн стока 28 кв км и объем воды в водохранилище 13 000 000 куб. м для питания центральных электрических станций Goglio и St-Martino мощностью 40.000 кВт.

Длина плотины по гребню 115 м, гребень на 2 м выше подпорного горизонта. Основание плотины частью скалистое, частью состоит из ледниковых отложений с валунами (морены); такой грунт не годится для постройки каменной плотины, а также плох для земляной (скала требует бетонной диафрагмы, транспорта большого количества цемента моренные отложения при этом типе земляной плотины не годятся в качестве основания). Для плотины из каменной наброски это прекрасное основание, как неразмываемое

ПЛОТИНА ИСТ КЭНИОН КРИМ [КАЛИФОРНИЯ].



Фиг. 101.

Каменная одежда напорного откоса позволила сделать его более крутым особенно в верхней части.

Сооружение строилось 2 года и обошлось 868 000 франков, что дает 0,0698 фр. на 1 куб. м сбереженной воды и 16,07 фр. за 1 куб. м тела плотины (итальянская каменная плотина Badana обошлась по 23,23 франков за 1 куб. м тела сооружения из каменной кладки на цементном растворе).

Постройкой плотины Devero итальянцы показали, что внимательное изучение условий службы калифорнских плотин из каменной наброски приводит к убеждению о рациональности и предпочтительности постройки плотин этого типа в Европе, в соответствующих условиях: дорогой транспорт привозных материалов, или непригодность грунта по его пестроте для других типов или комбинация первого и второго факторов.

В заключение отметим, что частичное повреждение одежды напорного откоса описанного типа, а равно калифорнских типов, не приносит сооружению существенного вреда. Фиг. 101—102 изображают профили плотин Ист Кэнион-Крик и Дикс Ривер. Из них первый не является современным типом.

§ 7. Допустимость перелива воды через гребень плотины из каменной наброски.

Если слой переливающейся воды очень мал, то гребень плотины иногда служит водосливом.

Однако в таких случаях сухой (низовой) откос покрывают сухой кладкой или бетонными плитами. Перелив воды опасен главным образом тем, что подвизка или осадка низовой части профиля сооружения оставляет переднюю, верхнюю, водонепроницаемую часть без должной опоры.

В плотине Бивер Парк (юг Колорадо) водослив устроен через гребень плотины, обделанный досками, уложенными по прогонам. В иных случаях устраивают деревянный лоток с дном ниже гребня плотины.

Однако пропуск значительных количеств воды через такой лоток может вызвать ее утечку и осадку низовой части профиля.

Из этого конечно, не следует, что нет возможности устроить пропуск значительных количеств воды через гребень плотины.

Это сделать можно, но потребуются весьма значительные затраты, которые могут заставить поискать решения в обход сооружения.

Плотина Лагуна (р. Колорадо) выстроена, как водосливная. Зато она при максимальной высоте над основанием 7,20 м имеет ширину понизу 60 м при угле низового откоса 1:12.

Таким образом пропуск больших количеств воды через гребень плотины из каменной наброски, вообще говоря, не может почитаться правильным решением. В этом случае рассматриваемый тип плотины должен быть почти приравнен земляной плотине в отношении пропуска воды через сооружение.

Рассматриваемый тип плотины представляет для нас практический интерес при осуществлении мелиоративных задач в Крыму и Средней Азии, а также при использовании водных сил Кавказа и Крыма.

Глава третья. Каменные вододержательные плотины.

§ 1. Условия применения каменных плотин.

Каменные плотины, создаваемые при устройстве водохранилищ, имеют обычно значительную высоту, вследствие чего естественные требования правильности допущенных напряжений грунта на сжатие, неизменяемости основания во время службы плотины (недопустимость подмыва и осадки) и возможности сохранения воды в водохранилище на уровне подпорожного горизонта приводят в совокупности к одному условию—сооружение должно быть основано на хорошем, однородном, по возможности абсолютно водонепроницаемом, скалистом основании,

допускающем давление на него, исчисленное по проекту, абсолютно неразрываемом и несжимаемом.

Почти полная водонепроницаемость желательна, но не обязательна, так как существуют искусственные приемы получения более или менее непроницаемого основания (см. ниже).

Исходя из допускаемых напряжений грунтов на сжатие и обращаясь к нижеприведенной краткой таблице, должны признать, что плотина высотой 10—15 метров могла бы быть построена на глине.

Однако требования водонепроницаемости или малопроницаемости основания, ничтожной сжимаемости и неразрываемости основания, а также способности сопротивляться сдвигу, приводят к столь значительному удорожанию сооружения на указанном грунте, что целесообразно подумать об другом материале для тела плотины.

По этим соображениям вообще не вполне целесообразно строить каменные плотины высотой от 10 до 20 метров на мягких (пористых) грунтах, а при высотах свыше 20 метров — прямо рискованно при разумных затратах.

Таблица допускаемых напряжений на сжатие грунтов основания. Грунт естественный.

(С. И. Белзеккий. Статистика сооружений).

В кг/см ²		В кг/см ²	
1. Мягкий грунт, не предохраненный от выпучивания	0,25	12. Весьма плотный грунт; глина плотно слежавшаяся, сухой песок	4—5
2. Мягкий грунт, пропитанный водой, но предохраненный от выпучивания	0,00	13. Желтая глина	4,4—6,5
3. Слабый глинистый грунт и мокрый песчаный	0,8—1,0	14. Плотный песок в устьях рек, бухт	4,9—5,5
4. Аллювий	1,0—1,2	15. Очень твердый плотный песок	6,5—7,6
5. Мягкий мел	1,1—1,6	16. Плотно слежавшийся гравий, слабые скалистые породы	4—8
6. Глина и мергель весьма влажные, песок мощностью не < 1 метра, предохраненный от выпучивания	1,50	17. Средней плотности скалистый грунт	7,5
7. Песчаник, который можно раскрошить рукой	1,60—1,90	18. Плотная слоистая галька	6,5—8,7
8. Песчано-глинистый	2,0—3,0	19. Весьма плотная галька	7,6—9,8
9. Гравий в слоях малой мощности, а также глина и мергель сухие, предохраненные от выпучивания	2,5	20. Очень твердая глина	7—12
10. Белый мел плотный	2,2—3,3	21. Скалистый грунт (песчаник)	20,00
11. Плотный гравий в значительных слоях и глина влече		22. Плотный известняк	25,00
		23. Самый плотный скалистый грунт (граниты, базальты и диориты)	40—80

Грунт, уплотненный искусственно.

В кг/см ²		В кг/см ²	
1. Рыхлый грунт при ростверке	2	6. Свайное основание на 0,8 кв. м — одна свая с сопротивлением 7500 кг	0,8—1,2
2. То же с бетонным слоем 0,6 м	3	7. То же с сопротивлением 25000 кг	2—4
3. Слой песка толщ. 2 м на плотном грунте	2—3	8. Сваи забиты частоколом	4—7
4. Слой бетона толщ. 1 м на сжимаемом грунте	2,5	9. Винтовые сваи в песчаном грунте	8—12
5. Слой бетона толщ. 1 м на несжимаемом грунте	4—5		

Удельные веса (средние).

1. Песок сухой	1,5	7. Диабазы, траппы, порфиры, мраморы	2,6—2,8
2. " влажный	2,0	8. Песчаники	2,5
3. Глинистая земля сухая	1,8	9. Туфы	1,4 и более
4. " сырая	2,0	10. Кирпичная кладка	1,6
5. Щебень	1,8	11. Бетон	2,2—2,25
6. Граниты, доломиты высокого качества	2,6—2,8	12. Бут	2,4—2,5

Угол внутреннего трения.

		$tg^2 (45 - \psi/2)$		$tg^2 (45 - \psi/2)$
1. Песок сухой . . .	30°—50°	$\frac{1}{3} - 0,27$	4. Глинистая зем-	
2. „ мокрый. . .	25°	0,4	ля мокрая . . .	20° — 25° 0,49—0,41
3. Глинистая зем-				
ля сухая . . .	40°—50°	0,217—0,132		

Особые условия имеем, когда основание песчаное или песчано-гравелистое.

Хотя сооружение солидным весом своим несомненно уплотняет песчаное основание, уменьшая размер пор между песчинками и понижая утечку воды из водохранилища, однако удовлетворительная маловодо-проницаемость разумно достижима лишь при малых напорах.

Во всяком случае желательно снять этот песчаный пласт основания, если в нескольких метрах ниже есть плотный, надежный непроницаемый грунт. Однако, если этот последний является плотной глиной, то придется столкнуться с небольшим коэффициентом трения кладки по глине ($f = 0,27 - 0,3$), что заставит значительно усилить рассчитанный профиль, сделав его более массивным, чем этого требует расчет профиля по высоте его над основанием при скалистом грунте.

В то же время при скалистом грунте удовлетворительного качества имеем легкий профиль сооружения. Относительная легкость профиля и выгода применения каменной плотины быстро возрастает по мере увеличения высоты сооружения по сравнению с сооружениями из других материалов, если основанием остается хороший скалистый грунт. Таким образом при высотах свыше 50 метров каменная плотина единственно верное и спокойное решение, если скалистое основание достаточно хорошо. В известных условиях (см. выше) может конкурировать плотина из каменной наброски при любой высоте сооружения.

Так как описываемый тип плотин чаще всего имеет значительную высоту, то и установилось мнение, что каменные водоудержательные плотины устраиваются на скалистом основании. Скалистое основание должно быть по возможности водонепроницаемо, без трещин, видимых с поверхности (эти слои удаляют, если они лишь с поверхности) и без следов начинающегося разрушения породы.

Лучшее основание плотины—гранит или диорит и другие изверженные породы, залегающие на большую толщину без заметных трещин и без следов разрушения. Однако такое основание удастся иметь лишь в отдельных случаях. Нередко основание приходится брать трещиноватое, прибегая к его цементации (см. ниже).

Гнейсы, шифер, кварцит, плотный известняк и мелко-зернистый песчаник, свободные от трещин, представляют собой достаточно хорошее основание для каменной плотины даже большой высоты. Водопроницаемые породы, как, например, крупно-зернистый песчаник, разрушающиеся гранит или диорит и друг., дают сильную фильтрацию в основании при большом напоре.

Наиболее крупные дефекты скалистого основания,—это заметная на-глаз трещиноватость и наличие землястых прослоек между пластами породы. Трещины поглощают много воды, а указанные прослойки под действием воды и веса сооружения способствуют неравномерной осадке и разрушению плотины. Обычно трещины незначительны и не глубоко проникают в скалу. Следовательно, их можно закрыть цементацией (см. ниже).

Необходимо обратить особое внимание на растворимость некоторых известняковых пород в воде и на возможность оседания пластов известняка и разрушения плотины.

Наиболее хлопотливая работа по цементации основания имеет место в случае сброса, идущего под углом к оси плотины. Иногда эта работа обходится непомерно дорого, что надо иметь в виду при выборе места под плотину. Однако, при таких геологических условиях не следует строить сооружение значительной

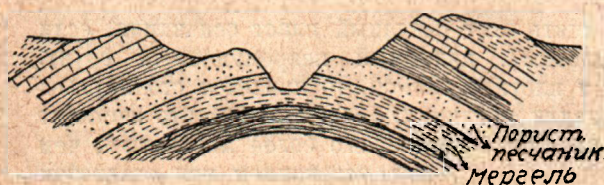
высоты. Последнюю предпочтительно строить на верховой стороне сброса, идущего параллельно оси плотины, в виду большей устойчивости этой части сброса.

Значительное число каменных плотин построено на слоистом скалистом основании. Отдельные пласты основания могут быть водонепроницаемы, а промежуточные могут пропускать воду. На это надо обратить внимание при исследовании основания.

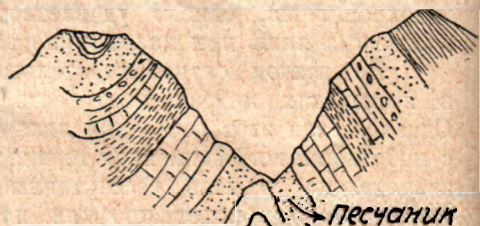
Фиг. 103—104 изображают типичные речные долины в гористых местностях.

В обоих случаях долина идет по оси антиклинального напластования.

На фиг. 103 дно реки и берега состоят из мергелистых пород, покрытых сверху водонепроницаемыми песчаниками.



Фиг. 103.



Фиг. 104.

Если построить в этой долине плотину, то при горизонте воды до верхнего уровня мергелей водохранилище не будет пропускать воды.

При дальнейшем повышении подпорного горизонта плотины вода обойдет ее с берегов по песчаникам.

На фиг. 104 песчаник образует дно долины, имея сильно изогнутый пласт, что не могло не отразиться на монолитности породы (в вогнутой части чрезмерное сжатие, а выпуклой—растяжение).

В случае необходимости построить плотину значительной высоты при таком геологическом разрезе надо пойти на весьма большие издержки по цементации основания, а также на устройство „понура“¹⁾ впереди сооружения.

При слоистом основании крайне желательно, если возможно, назначить ось плотины параллельно простирацию пластов, располагая плотину так, чтобы передняя грань сооружения была погружена в надежный пласт водонепроницаемой породы.

Если при этом имеется одинаковая возможность поместить сооружение на пластах, падающих на воду или от воды в сторону нижнего бьера, то, вообще говоря, выбирают место с пластами, падающими на воду.

Фиг. 105 изображает благоприятный случай такого напластования и расположения плотины.

Пласт мергеля служит понуром, не пропуская воду под основание плотины.

Фиг. 106 изображает расположение плотины на круто падающих пластах в сторону нижнего бьера. Водонепроницаемый пласт мергеля лежит под подошвой передней части плотины. Такое расположение сооружения допустимо.

На фиг. 107 показан профиль плотины, под которой в средней части залегает песчаник, выдерживающий большую часть нагрузки, а впереди, со стороны воды,—сланцевая глина.

Такое расположение хуже двух предыдущих, но, однако, терпимо.

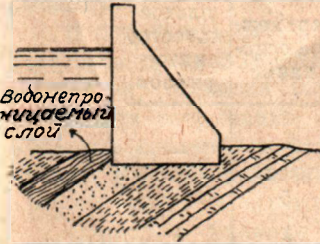
На фиг. 108 показано расположение плотины на антиклинальном напластования по типу фиг. 103.

На фиг. 109 плотина расположена вниз по течению от оси синклинали; здесь неизбежны потери воды по слою песчаника, проходящему под сооруже-

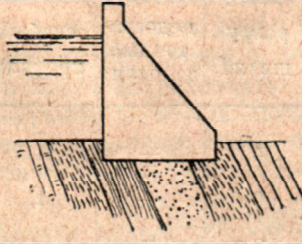
¹⁾ Понур—передняя водонепроницаемая часть плотины на водонепроницаемом основании, удлиняющая путь фильтрации воды под сооружением.

нием; подвижка плотины вниз по течению с упором передней грани в ~~воде~~ проницаемый слой мергеля разрешает задачу.

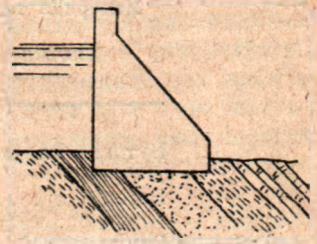
Если инженеру приходится строить плотину, ось которой составляет угол с направлением простираения пластов основания, то необходимо остановить свое внимание на величине падения пластов, их расположении, числе фильтрующих путей, структуре породы, сведя к минимальным и допустимым невыгоды такого расположения при данной высоте плотины.



Фиг. 105.



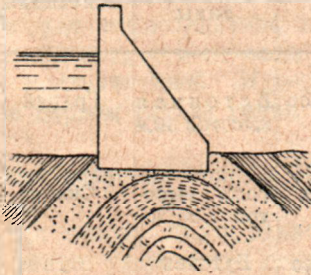
Фиг. 106.



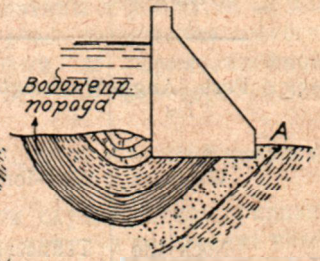
Фиг. 107.

При невозможности найти в данных условиях сносное решение для постройки плотины значительной высоты необходимо отказаться от ее постройки.

Если падение незначительно, а простираение почти параллельно оси плотины, то движение воды под сооружением может иметь место по немногим швам между пластами. С другой стороны, если пласты вертикальны при простираении, пересекающем ось плотины, имеем множество путей для утечки воды из водохранилища. Если же, в дополнение к этим путям фильтрации, фильтруют также некоторые пласты, то явление еще более ухудшается. Эти общие положения устанавливают основные принципы, которых весьма желательно держаться.



Фиг. 108.



Фиг. 109.

Переходя к современной практике плотиностроения, должны отметить, что водопроницаемость скалистого основания хорошего строения (мелкозернистый песчаник, некоторые породы шифера и др.) не является причиной браковки основания, в особенности, если оно не трещиновато. Трещиноватость также не всегда является препятствием.

Существующие американские каменные вододержательные плотины большой высоты построены большей частью не на безупречном основании. Так, плотина Elephant Butte при высоте до 90 м построена на сильно трещиноватом песчанике и сланце, Gilboa при высоте до 48 м на трещиноватом песчанике, Roosevelt при высоте до 86,45 м на песчанике, San Mateo при высоте 48,6 м на трещиноватом песчанике, Cataract при высоте 58 м — на песчанике и т. д. Однако, смелость американских строителей в направлении использования скалистых оснований неудовлетворительных геологических данных сопровождается исключительно тщательной работой по подготовке основания путем цементации, а также по устройству тела плотины в соответствии с предстоящими условиями службы сооружения.

Упомянутые плотины большой высоты имеют еще не очень большой срок своей службы; однако, их состояние в настоящем не вызывает никаких опасений. Что касается сооружений малой и средней высоты, выстроенных американскими инженерами до 1915 года, то из 17-ти зарегистрированных случаев раз-

рушений каменных плотин 12 случаев имели причиной дефекты основания. Это необходимо помнить при проектировании солидной каменной плотины на не вполне надежном основании.

В 1912 году, весьма многоводном, в Северной Америке произошли разрушения целого ряда плотин. Ниже приводим таблицы данных относительно разрушения этих сооружений

Материал тела плотин	Число разру- шений	Причина разрушения:			
		недоста- точный водослив	слабый профиль	ненадеж- ное осно- вание	плохое качество мате- риалов
Бутовая кладка .	4	—	1	3	—
Бетон	6	—	1	5	—
Земля	8	3	—	3	2

Из 10 каменных плотин (бутовых и бетонных), разрушившихся в 1912 году, 8 соору-
жений погибло из-за плохого основания.

Ниже приводим детали в виде таблицы.

Местополо- жение пло- тины	Штат	Характери- стика пло- тины	Характер основания	Дата раз- рушения	Примечание
Port Angè- lès	Washington	Бетонная высотой 39 м	Гравий	30 октября	Промыв основа- ния на ширине 12,00 м, сооруже- ние уцелело.
Westport	New-York	Тоже высо- той 7,50 м	Скала	8 апреля	Сооружение со- скользнуло по основанию.
Nochville	Tennessee	Бутовая кладка, вы- сота соору- жения 9,30 м		3 ноября	
Плотина №26	Ohio	Бетонная при шлюзе		8 августа	
Namaka	Canada	Бетонная высотой 7 м	Гравий	15 июля	Подмыв и раз- рушение.
Oswego	New-York	Из бутовой кладки, под- пор 4,20 м		1 апреля	
Owasko		Тоже подпо- ром 3,50 м		5 апреля	
Janesville	Wiskonsin	Бетон. под- пором 3,00 м	Гравий		
Rockport	New-York	Бутовая, вы- сотой 6,30 м		8 апреля	Действие льда.
Shippens- burg	Pensilvanie	Бетонная вы- сотой 3,96 м	Гравий	17 января	Опрокинуто.

§ 2. Расположение каменных плотин в плане.

Каменные вододержательные плотины строятся прямолинейными в плане и криволинейными.

Прямолинейными в плане устраиваются сооружения или весьма большой длины (Kensico—560 м при высоте 93,50 м), или с ненадежными в качестве опор арки концами плотины (Olive Bridge, выстроенная между 2 земляными дамбами).

В остальных случаях в практике всех стран предпочитают криволинейные плотины в предположении, что кривая форма в плане повышает устойчивость сооружения, позволяя рассчитывать на некоторую работу плотины, как арки и способствуя закрыванию образующихся вертикальных трещин. При этом незначительная кривизна в расчете сооружения никак не учитывается: она берется в запас. Расчету подвергается 1 пог. м длины плотины в направлении от берега к берегу, как и в случае прямолинейных плотин.

Однако, в Америке начинают появляться мнения (Wade, Jakobsen), что легкая кривизна, принятая в запас прочности, в действительности не дает вовсе никакого запаса, а лишь увеличивает объем кладки и дополнительно удорожает 1 куб. м кладки вследствие кривизны.

Так, в 1924 году в июньском номере журнала Eng. News-Record (12 июня) В. F. Jakobsen (San Franzisko, Calif) поясняет, что легкая кривизна плотины на реке Vadkin при высоте сооружения 90 м и длине 396 м при радиусе кривизны 450 м (см. Taylor and Braumer Amerikan Hydro-Electric practice p. 141) приводит к тому, что объем плотины Vadkin на 1,13% больше объема прямолинейной плотины в тех же условиях, а центр тяжести отстоит от ребра опрокидывания сооружения в целом на 37,95 м для криволинейной плотины и на 41,28 м для плотины прямолинейной. Таким образом, момент силы веса сооружения относительно заднего ребра плотины криволинейной $M_c = 0,92 M_c$ прямолинейной, а величина $\frac{M_c - M_o - M_{филтпр}}{M_o}$ в первом случае равна 0,228, а во втором 0,333,

где M_o — момент горизонтального давления воды и $M_{филтпр}$ — момент давления воды снизу в основании плотины.

Отсюда Jakobsen приходит к выводу, что в данном случае легкая кривизна внесла лишь одни минусы, а именно: удорожание сооружения и понижение коэффициента его устойчивости.

Более значительная кривизна устраняет эти минусы, но вызывает дополнительные расходы на кладку из-за увеличения длины плотины по гребню.

Начиная с некоторого соотношения между высотой сооружения и длиной по гребню, можно вводить также учет работы арки, получая при этом более дешевое сооружение, чем прямолинейную плотину, несмотря на увеличение длины плотины по гребню. В этом вопросе есть два пути: один путь—практики, другой—путь теории.

Американские плотины, построенные при участии и с одобрения солидных инженеров, предусматривают работу арки при $\frac{L}{H} \leq 3,5$, где L — длина плотины по гребню и H — высота плотины. Однако качество кладки американских плотин весьма высоко.

Имеющиеся уклонения (Upper Otay — $\frac{L}{H} = \frac{105m}{2,25m} = 4,6$; Bear Valley — $\frac{90}{19,4} = 4,6$ и друг.), относятся к случаям преобладавшего влияния финансистов, а не инженеров и лучшими образцами служить не могут (см. Degove. Les Crands Barrages en maçonnerie aux Etats-Unis 1922).

Благополучное их существование (Bear Valliey все же перестроена на многоарочную из опасения ее разрушения) указывает на значительную разницу между временным сопротивлением и допусаемым напряжением кладки в выстроен-

ных плотинах, а также на выгоду арочного расположения плотины и в этом случае.

При этом американцы обычно не учитывают работы сооружения, как подпорной стены, передавая все давление воды на арку, рассчитывая ее по простейшей формуле:

$$e \left(\begin{array}{c} \text{толщина арки} \\ \text{в метрах} \end{array} \right) = h \left(\frac{\text{гидростат. давление} \\ \text{в метрах}}{\kappa} \times \frac{\text{радиус внутрен.} \\ \text{пов. в метрах}}{\kappa} \right)$$

где κ — допускаемое напряжение кладки на сжатие в t/m^2 .

Расчет ведется кольцами постоянной толщины.

Необходимо отметить, что статистика повреждений и разрушений каменных плотин на 17 несчастных случаев дает лишь 2 случая повреждений для арочных плотин и ни одного разрушения, что должно вызывать известное доверие к этому типу (см. § 5 настоящей главы).

По Résal'ю (Annales des Ponts et Chaussées, 1919, t. II, & 88 et suivants), при $\frac{L^{\circ}}{H} \leq 1/3$ вся горизонтальная нагрузка передается на арку: при $\frac{L^{\circ}}{H} \geq 2,50$ роль арки становится незначительной, а при $\frac{L^{\circ}}{H} = 3$ роль арки сводится к нулю. При $1/3 < \frac{L^{\circ}}{H} < 2,5$ сооружение частично работает как подпорная стенка, частично как арка. Здесь L° хорда дуги L . От величины $\frac{L^{\circ}}{H}$ зависит большая роль арки или подпорной стенки (см. § 5). Примерные расчеты по обычным методам статики сооружений (см. § 9) устанавливают границу влияния арочности до $\frac{L^{\circ}}{H} \leq 3,0$, что понятно, так как теория Résal построена на допущениях, идущих в значительный запас прочности. Однако надо добавить, что не существует теории арочных плотин, где правильно было бы произведено даже распределение давления воды на арку и стенку с учетом всех важнейших факторов, а не только лишь некоторых (см. § 9).

При значительной длине плотины и умеренной высоте в некоторых условиях, правда, не часто встречающихся, выгодно применение многоарочных плотин малых пролетов с промежуточными быками.

При этом в известных условиях достигаем экономии путем замены прямолинейной плотины рассматриваемым типом согласно следующей таблицы.

Высота плотины в метрах.	Экономия в %	
9	31	(См. Trans. Am. Soc. C. E.
15	28	Decembes, 1902, a paper by
30	23	G. Dillman).
45	12	
60	9	

Однако, надо сказать, что данные этой таблицы не имеют твердых оснований для сообщения выводов об экономии (см. § 10). В остальных случаях (значительная длина плотины, значительная высота сооружения при $\frac{L}{H} > 5$ и $L > 500$ м, слабость береговых опор) применяется плотина прямолинейная в плане.

Вопрос о расположении одноарочной плотины в плане, т.е. вопрос о выборе радиуса разрешается следующим образом.

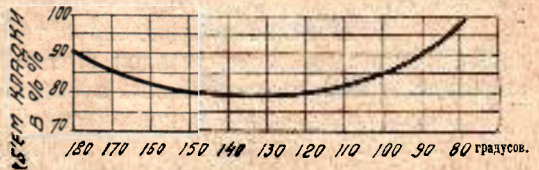
Пусть арка очерчена радиусом r с центральным углом 2θ при хорде $2l$ и толщине арки e . Площадь сечения арки $A = e \cdot r \cdot 2\theta$, где $r = \frac{l}{\sin\theta}$
 $e = \frac{rh}{k} \equiv \frac{lh}{\sin\theta}$, откуда $A = \frac{r^2 h 2\theta}{k \sin^2\theta}$. Минимум выражения A имеем при $tg \theta = 2\theta$, $2\theta = 133^{\circ}$, так как $\frac{dA}{d\theta} = 0 = \sin\theta - 2\theta \cos\theta = 0$; откуда $tg \theta = 2\theta$ и $2\theta = 133^{\circ}$. Следовательно, минимум объема кладки отвечает центральному углу $2\theta = 133^{\circ}$ (фиг. 110).

Но если мы всюду выдержим этот угол $2\theta = 133^\circ$, то для отдельных колец придется менять радиус в зависимости от профиля гальвега, пропорционально его ширине, что как раз отвечает $2\theta = \text{const}$. Изменение радиуса влечет за собой некоторые трудности в сопряжении отдельных колец разной кривизны.

Если же взять постоянный радиус и менять лишь центральный угол, то можно получить свод слишком пологий в основании при узкой заграждаемой долине, т.-е. 2θ будет гораздо меньше 120° .

На практике обычно идут двумя путями: меняют и радиус и центральный угол с тем расчетом, чтобы получить наименьший объем кладки, не вызывающий затруднений при создании профиля из отдельных колец. Изменение угла касается больше нижних колец, где он доходит до 60° , тогда как сверху—до 146° и более.

При этом имеем не менее 33% экономии в кладке против плотины, прямолинейной в плане (пример Salmon Creek).



Фиг. 110.

§ 3. Давление воды, земли и наносов на переднюю грань плотины.

Давление воды на переднюю грань определяется по общеизвестным законам гидростатического давления и выражается формулой: $E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_0^2 \cdot l$, где γ — вес 1 куб. м воды в кг, H_0 — напор, l — длина участка плотины.

При $l = 1$ м имеем $E = 500 H_0^2$. Сила E горизонтальна.

Иногда у переднего откоса мешают земляную отсыпь в целях меньших колебаний в напряжениях тела плотины при опорожнении водохранилища, что способствует более спокойным условиям службы сооружения. Этот взгляд известнейшего инж. Интце не находит отражения в современной практике и оспаривается даже в Германии. Так, инж. Ziegler полагает, что наличие этой насыпи препятствует осмотру и ремонту нижней, наиболее ответственной части сооружения.

Эти соображения разделяются и французскими инженерами.

Образование отсыпи впереди тела плотины может произойти также путем отложения наносов.

Пусть наносы содержат 35% пустот; тогда 1 куб. м наносов содержит 65% вещества без пустот; следовательно, вес 1 куб. м наносов в воде равен $p = \gamma_1 - 0,65 \gamma$, где γ_1 — вес 1 куб. м наносов в воздухе = 1900 кг и γ вес 1 куб. м воды.

Итак, $p = 1900 - 650 = 1250$ кг. При 40% пустот насыпи и $\gamma_1 = 1800$ имеем $p = 1800 - 0,6 \times 1000 = 1200$ кг.

Там, где имеем наносы, расчет надо вести на давление их, сложенное с давлением воды ($1250 + 1000 = 2250$ кг).

Наличие наносов обеспечивает слабое проникание воды под подошву основания, вследствие чего никогда одновременно не рассчитывают плотину и на наносы и на давление воды снизу. Однако необходимо признать, что наносы, постепенно отлагаясь у плотины, настолько уплотняются и цементируются илстыми частицами, что указанный выше расчет надо рассматривать, как излишне преувеличенный в смысле принятой горизонтальной нагрузки.

В заключение отмечаем, что каменные плотины значительной высоты прямолинейные и криволинейные сооружаются на скалистом грунте; арочные плотины — только на хорошем скалистом грунте. Однако искусству инженера нельзя указать этих пределов: утолщение пят арок с глубокими врезками и устройство уширенного основания — пути использования небезупречной скалы (пример — плотина Cison).

§ 4. Взвешивающее давление воды.

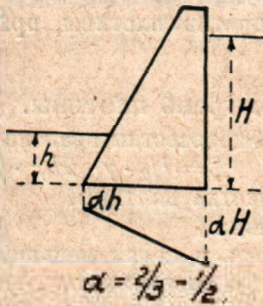
Правило Мориса Леви, по которому сжимающие напряжения в каком-либо горизонтальном шве у напорной грани плотины должны быть больше гидроста-

тического давления в данном шве, ныне вовсе нигде не соблюдается, кроме Франции (с 1923 г. и во Франции оно необязательно).

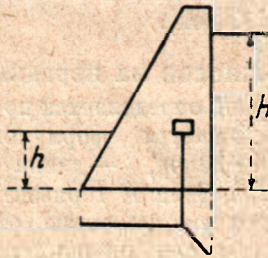
Соблюдение этого правила вызывает излишние расходы (более 30%), повышая прочность и устойчивость сооружения. Однако при проектировании плотин высотой свыше 25—30 м соблюдение правила Lévy обеспечивает не слишком большие скалывающие напряжения в теле плотины, нередко при расчете остающиеся в тени: при значительной высоте плотины уширение профиля вызывается не нормальными напряжениями, а скалывающими.

Значительную роль в повсеместной отмене правила Леви сыграло устройство дренажа: проникая через напорную грань вода не оказывает взвешивающего давления, а отводится по дренам в галерею. Соблюдение правила Мориса Леви при отсутствии дренажа логично.

Теперь переходим к основанию плотины. Здесь вопрос о взвешивающем давлении обстоит несколько сложнее: он поставлен в связь с характером основания плотины и некоторыми конструктивными мерами. По мнению большинства американских строителей плотины, с взвешивающим давлением воды в основании можно вовсе не считаться, при соблюдении следующих условий:



Фиг. 111.



Фиг. 112.

1) основанием служит скала вполне хорошего качества с минимумом незначительных трещин, закрытых цементацией;

2) с верховой стороны устроена шпора, преграждающая путь фильтрации;

3) верховая грань плотины устроена из бетона большой водонепроницаемости с покрытием напорной грани жирным раствором на достаточную толщину (5—10 см);

4) предусмотрен дренаж тела плотины и основания.

Отмечая особо п. 3, приводим слова инж. Smith (The construction of masonry dams, edit. 1916 г.): „ошибка проектировщиков заключается в том, что они требуют от плотины одинаковой водонепроницаемости во всех сечениях; возможно добиться отсутствия просачивания на 99%, но нельзя совершенно его уничтожить; при однородном материале было бы неизвестно, где проходит этот % и где его остановить, т.е. не было бы управления, контроля над фильтрацией, иногда довольно опасной“.

Однако надо заметить, что основание, описанное в п. 1, не всегда встречается; обычно оно значительно хуже. По этой причине взвешивающее давление чаще приходится принимать.

При отсутствии дренажа основания эпюра взвешивающего давления воды в основании имеет вид, изображенный на фиг. 111; при наличии дренажа основания эпюра имеет другой вид (см. фиг. 112), что вполне логично, так как дренаж предотвращает взвешивающее давление.

Величина α принята в различных осуществленных проектах различной, в зависимости от качеств основания и усмотрения строителя (см. также таблицу):

Название плотины	α	Название плотины	α
Washusett	2/3	Noveau Croton	0
Cros River	2/3	Roosevelt	0
Olive Bridge	2/3	Arrowrock	0
Kensico	2/3	Sweetwater	0
Lock Raven	2/3	Lower Otay	0
Boulder Canion	1/2	Barrett	0
Elephant Butte	1/3 (около)	Cheesman	0

Из приведенной таблицы видим, что при расчете криволинейных плотин взвешивающее давление не принимается во внимание ($\alpha = 0$), так как коэффициент устойчивости такой плотины в целом чаще значительно выше требуемого.

Интересно отметить, что в Италии также наблюдается отход от соблюдения правила Леви.

Взвешивающее давление воды в швах плотины и в основании принимается изменяющимся линейно, от величины $\alpha \cdot \gamma \cdot y$ на верховой стороне плотины до 0 на низовой; здесь y — высота подпорного горизонта воды над рассматриваемым сечением плотины; γ — вес куб. м воды; α — коэффициент, зависящий от местных обстоятельств (см. ниже) и изменяющийся от 0 до 1.

Для назначения величины α имеются следующие указания (Италия и Европа вообще).

Плотины малой высоты до $H \leq 25$ метров.

- 1) $\alpha = 0$ для плотин, построенных на скале, если скала прочна, однородна, непроницаема;
- 2) $\alpha = 1/3$, если в скалистом грунте основания имеются незначительные дефекты;
- 3) $\alpha = 1$ при посредственном грунте и наличии дефектов, подлежащих устранению нагнетанием раствора.

Плотины средней высоты $25 \leq H \leq 50$ м.

- 1) $\alpha = 1/3$ для условия 1
- 2) $\alpha = 2/3$ " " 2
- 3) $\alpha = 1$ " " 3

Плотины очень большой высоты $H > 50$ м.

- 1) $\alpha = 1/2$ для условия 1
- 2) $\alpha = 1$ " " 2

Коэффициент α может быть изменен в ту или другую сторону в зависимости от местных условий. Так, можно уменьшить величину α при арочном очертании плотины в плане; при устройстве дренажа тела и основания сооружения. Обратное, следует увеличить значение коэффициента α при большом объеме водохранилища, при наличии больших населенных центров ниже водохранилища и зависимости от большого количества населения, которому водохранилище могло бы явиться угрозой.

§ 5. Давление льда.

Давление льда в американской практике вовсе не принимается для арочных плотин; что касается плотин прямолинейных в плане, то при их расчете иногда принимают давление льда, в особенности, если сооружение выстроено близ крупного населенного пункта, а климат суровый.

Так, для нижепоименованных плотин принято следующее давление льда в уровне вершины водослива:

Kensiko	70	m/	пог. м.
Olive Bridge	70	"	" "
Croton Falls	36	"	" "
Cross River	45	"	" "
Wachusett	70	"	" "

Основанием для учета давления льда послужило разрушение плотины в Миннеаполисе (высота около 7 м, ширина по верху 1,50 м, ширина на глубине 5,40 м от гребня — 3,60 м).

Между 4 и 15 февраля 1899 г. (повреждение было замечено 15 февраля) температура воздуха держалась следующая:

февраля 4	— 25,5° С	февраля 10	— 30° С
" 5	— 26,0° "	" 11	— 35° "
" 6	— 25,5° "	" 12	— 29° "
" 7	— 27,5° "	" 13	— 22,5° "
" 8	— 34,0° "	" 14	— 11° "
" 9	— 36,5° "	" 15	— 8° "

Разрушение плотины произошло путем срезывания по *ac* и опрокидывания около точки *c* (см. фиг. 113). Лед имел толщину до 1,20 м.

Здесь несомненно сказалось влияние резкого повышения температуры и расширения льда. Далее зимой 1902 года плотина Wigham Dam под действием давления льда получила сдвиг пороговых камней водослива. Эти камни имели объем по 0,67 куб. м с уклоном их поверхности на воду 1 : 2. Камни были уложены на пилонах (Flinn, Bogert and Weston. Waterworks Handbook).

Для сдвига этих камней, уложенных 3 месяца тому назад на портланд-цементе, понадобилось значительное усилие.

Таким образом, нельзя отрицать факта давления льда на плотину. Оно зависит от временного сопротивления льда раздроблению и толщины ледяного слоя. Первое колеблется в пределах от 7 до 70 кг/см², а второе всегда может быть найдено на месте из наблюдений над ледяным покровом. 70 $\frac{\text{тонн}}{\text{пог. м}}$ отвечает толщине льда в 0,50 м при временном сопротивлении льда раздроблению

14 кг/см², т.-е. средним цифрам, а не максимальным, которые могли бы понадобиться при отвесных берегах бассейна малой площади.

Однако, лед у плотины никогда не имеет нормальной своей прочности вследствие более высокой температуры тела плотины. Если сооружение обращено к югу, то нагревание сильно уменьшает прочность льда, иногда позволяя пренебречь его давлением.

В Германии давление льда обычно не принимается в расчет. Если зимой горизонт воды в водохранилище сильно падает, то влияние льда учитывать вовсе не нужно.

Приходим к заключению, что давление льда можно вовсе не принимать во внимание:

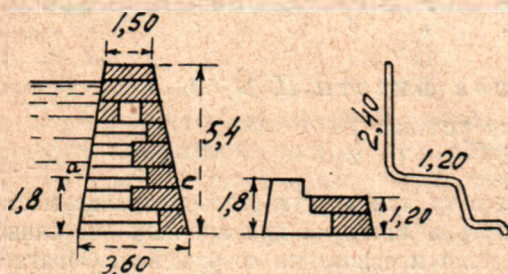
- 1) когда сооружение обращено к югу, построенное в не слишком суровом климате;
- 2) когда горизонт воды зимой сильно падает ниже гребня плотины;
- 3) в случае арочной плотины, устойчивой даже при давлении льда.

В остальных случаях принимаем давление льда не свыше 15 — 20 т для юга ¹⁾, до 40 т для центра РСФСР и до 70 т для севера, что отвечает данным таблицы плотин, прямолинейных в плане (см. ниже).

§ 6. Вес 1 куб. метра тела плотины.

Величина (γ) веса 1 куб. метра кладки зависит от веса 1 куб. м камня, раствора и процентного содержания их в кладке. Так, при количестве раствора 35% и 65% камня при весе его 2,5 т/м³, а раствора — 1,9 т/м³ имеем $0,35 \times 1,9 + 0,65 \times 2,5 = 0,665 + 1,625 = 2,29 \cong 2,3 \text{ т/м}^3$.

¹⁾ Где имеется замерзание.



Фиг. 113.

Лучше всего найти γ на месте работ путем приготовления и взвешивания массивов из кладки. Вспомогательную роль играют таблицы величин γ , принятых в проектах плотин, и оказавшихся в действительности. Ниже приводим такую таблицу.

Название плотины	Время постройки	Порода и вес 1 куб. м камня в т	Раствор и его % содержания в кладке	Вес кладки	
				Принятый в расчет γ	Действительный γ
Virny	1882—90	Шифер $\gamma = 2,72$	портл.-цем.	—	2,58
Sweetwater	1886—88	$\gamma = 2,8 - 3,2$	"	—	2,63
Chartrain	1888—92	Порфир	гидравл. изв.	—	2,40
Remscheid	1889—92	Шифер 2,7	портл.-цем. 38%	—	2,40
Ассуанская	1898—03	Гранит	" " 38%	—	2,39
Bornton	1900—03	Сиенит	" " 38%	—	2,66
Komotan	1901—04	Гнейс	портл.-цем.	2,4	—
Granit Springs	1902—05	Гранит	" "	—	2,83
Tremp	1914—17	Известняк	" "	2,375	2,42
Samarasa	1918—20	"	" "	2,459	—

По русским техническим условиям для проектирования каменных и бетонных мостов под железную дорогу даются следующие веса 1 куб. м кладки:

бутовая кладка из гранита	— 2,6 т/м ³
" " " известняка	2,4 "
" " " песчаника	2,2 "

Таким же образом, по % содержанию раствора и щебня (гравия) в бетоне определяют вес 1 куб. м его. Однако, лучше всего произвести на месте взвешивание образцов бетона.

В качестве средней величины берем для бетона $\gamma = 2,2$ т/м³.

§ 7. Допускаемые напряжения в теле плотины.

В то время, как раньше допускаемые напряжения в теле плотины удерживались довольно низкими (6—8 кг/кв. см), начиная с 1900 — 1905 г.г. практика постройки плотин дала ряд значительно более высоких напряжений, как, напр., 15—23 кг/кв. см (Barren Jack, Roosevelt).

Ниже помещаем таблицу данных о существующих плотинах.

	Допущено напряжение до
Kensico	21,5 кг/кв. см
New Croton	18,5 " "
Barren Jack	15 " "
Estacada	13 " "

При этом принято, что допускаемое напряжение кладки на сжатие должно быть $\leq 1/9$ временного сопротивления.

В русских технических условиях 1925 года для проектирования мостов под железные дороги находим следующие данные:

Для постелистой бутовой кладки из камня с временным сопротивлением сжатию не менее 400 кг/кв. см, на цементном растворе не ниже 1 : 4 допускаемое напряжение кладки на сжатие $\sigma = 25$ кг/кв. см = $1/16$ от 400 кг/кв. см.

Для обыкновенной бутовой кладки из камня с временным сопротивлением сжатию не менее 300 кг/кв. см на цементном растворе не ниже 1 : 4, $\tau = 15$ кг/кв. см = $1/220$ от 300.

По тем же причинам наибольшие растягивающие усилия не должны превосходить для каменной кладки $= 2 \text{ кг/кв. см.}$

Необходимо добавить, что бутовая кладка находит все меньше и меньше применения в Америке, уступая место бетону с большим содержанием гравия, что объясняется требованиями быстрого темпа при хорошем качестве кладки.

По французским нормам для горизонтальных сечений кладки $\sigma_0 =$ до 12 кг/кв. см и даже до 16 кг/кв. см при $\tau_0 = 3 - 4 \text{ кг/кв. см}$ для тех же сечений.

Что касается арочных плотин, то для них величина σ_0 часто берется значительно больше.

Ниже приводим таблицу данных, откуда видно, что величина σ_0 колеблется здесь в пределах от 13 кг/кв. см до 34 кг/кв. см , не считая плотин Upper Otay и Bear Valley, где $\sigma = 60 \text{ кг/кв. см}$ для бетона на гранитном щебне и кладке из прочного камня на портланд-цементе.

Что касается скалывающих напряжений, то в существующих плотинах их величина допущена в $1/6$ до $1/10$ временного сопротивления кладки на скалывание, а иногда менее (см. § 8 настоящей главы).

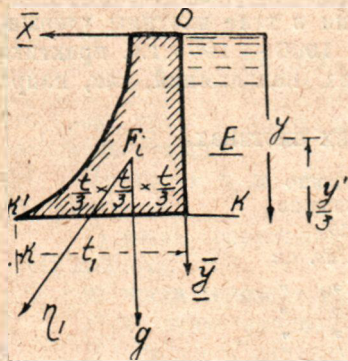
§ 8. Профиль плотины, прямолинейной в плане.

В настоящем § рассмотрим вопрос о нахождении наиболее экономичного профиля плотин прямолинейных в плане, а также криволинейных при $\frac{L_0}{H} \geq 3,0$, т.е. при отсутствии учета работы арки.

Этот наиболее экономичный профиль должен быть в то же самое время прочен (отсутствие растягивающих напряжений, скалывающие и сжимающие напряжения находятся в допустимых пределах) и устойчив.

Наиболее экономичный профиль — прямоугольный треугольник.

Пусть вода доходит до гребня плотины, что отвечает невыгодному случаю (фиг. 114). Вес куб. м воды — 1 т , кладки — $\gamma \text{ т}$.



Фиг. 114.

Ставим условием, чтобы при полном бассейне напряжение кладки на сжатие $\sigma_{сж}$ на внутренней грани (напорной) было равно нулю, при пустом же у наружной грани $\sigma_{сж} = 0$.

При этом первая кривая давления должна проходить по наружной границе (левой) ядра сечения, а другая — по внутренней. Пусть напорная грань вертикальна. Для горизонтального шва $\kappa - \kappa$ на глубине y_1 имеем следующие уравнения равновесия:

а) линия центров тяжести сечения F_1 , лежащих над швом κ_1 , должна проходить через внутреннюю (правую) треть горизонтального шва, т.е.

$$\frac{1}{3} t \cdot \int_0^{y_1} t \cdot dy = \int_0^{y_1} \frac{1}{2} t^2 \cdot dy, \text{ или } t \cdot \int_0^{y_1} t \cdot dy = \frac{3}{2} \int_0^{y_1} t^2 \cdot dy;$$

б) равнодействующая давления воды и веса стены должна проходить через наружную треть (левую грань ядра сечения):

$$\frac{y_1^2}{2} \cdot \frac{\gamma}{3} = \frac{1}{3} \cdot t_1 \cdot \gamma \cdot \int_0^{y_1} t \cdot dy, \text{ или } \frac{y_1^3}{2\gamma} = t_1 \cdot \int_0^{y_1} t \cdot dy,$$

что по предыдущему можно заменить уравнением

$$\frac{y^2}{2\gamma} = \frac{3}{2} \cdot \int_0^y t^2 \cdot dy, \text{ делящим } \frac{3}{2} \cdot \frac{y^2}{\gamma} = \frac{3}{2} t^2, \text{ откуда } t = \frac{y}{\sqrt{\gamma}} \dots (1)$$

Действительно, взяв прямоугольный треугольник с высотой y и основанием t и написав уравнение моментов сил веса и давления воды относительно левой границы ядра сечения m (см. черт. 115), получим: вес = $\frac{ty}{2} \cdot \gamma$, давление воды: $\frac{y^2}{2}$

$$\frac{1}{3} \cdot \frac{ty}{2} \cdot \gamma = \frac{y^2}{2} \cdot \frac{y}{3}, \text{ откуда } t^2 \cdot y \cdot \gamma = y^3, t^2 \cdot \gamma = y^2, t = \frac{y}{\sqrt{\gamma}} \dots (1)$$

Составив уравнение равновесия при опрокидывании около ребра A , получим

$$\eta \cdot \frac{y^2}{2} \cdot \frac{y}{3} = \gamma \cdot \frac{ty}{2} \cdot \frac{2t}{3}, \text{ откуда } \frac{y^2 \cdot \eta}{2\gamma} = t^2;$$

отсюда $t = y \cdot \sqrt{\frac{\eta}{2\gamma}}$, где η — коэффициент устойчивости профиля на опрокидывание около ребра A .

При $\eta = 2$ имеем $t = \frac{y}{\sqrt{\gamma}}$, т.е. наиболее экономический профиль дает $\eta = 2$ (фиг. 115).

При этом $\sigma_{сж}$ в точке B шва AB равно нулю при горизонте воды $0-0$ и в точке A шва AB ,

$$\sigma_{сж} = \gamma \cdot y \text{ м/кв. м, так как } \sigma_{сж} + 0 \cdot t \cdot \frac{\gamma ty}{2} = \text{весу, откуда } \sigma_{сж}^A = \gamma \cdot y.$$

При порожнем водохранилище $\sigma_{сж}^A = 0$ и $\sigma_{сж}^B = \gamma \cdot y$.

В первом случае кривая давления проходит через точку m , во втором — через правую границу ядра сечения, что отвечает наиболее экономичному профилю.

Приняв $\gamma = 2,25$, получим: $t = \frac{y}{\sqrt{\gamma}} = \frac{y}{\sqrt{2,25}} = \frac{y}{1,5} = \frac{2}{3} y$, т.е. при наиболее экономичном профиле ширина плотины внизу равна двум третям высоты.

Это простейшее правило дает возможность найти точное решение задачи отыскания профиля плотины.

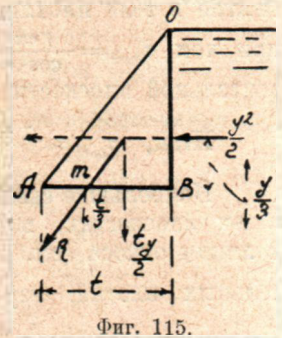
Так, при высоте плотины 15 м имеем рациональную ширину внизу $t = \frac{2}{3} \cdot 15 = 10 \text{ м.}$

Однако, эта формула не является пригодной для полного очертания профиля плотины большой высоты.

Дело в том, что напряжение $\sigma_{сж}$ может превзойти допустимое как на передней грани, так и на задней; скалывающие напряжения по мере увеличения высоты плотины еще ранее требуют уширения профиля путем устройства более пологой задней грани: наклоном передней грани не уменьшим скалывающих напряжений.

К этому вопросу вернемся после нахождения формул для определения величин скалывающих напряжений, а также зависимости между нормальными и скалывающими напряжениями.

Срезающая сила в каком-либо горизонтальном шве профиля равна горизонтальному давлению воды на вертикальную грань плотины и выражается



Фиг. 115.

на 1 пог. м плотины $\frac{y^2}{2}$; средняя величина скальвающих напряжений в данном шве равна $\frac{y^2}{2}$; $t = \frac{y^2 \cdot \sqrt{\gamma}}{2 \cdot y} = \frac{y \sqrt{2}}{2}$, так как $t = \frac{y}{\sqrt{\gamma}}$. Скальвающие напряжения в вертикальных плоскостях изменяются по тому же закону и достигают тех же величин.

По опытам Wilson и Gore над моделями можно принять распределение скальвающих сил по горизонтальной плоскости по закону прямой линии, так что на краю откоса оно равно $y \cdot \sqrt{\gamma}$ — от 1,4 y до 1,7 y при $2 < \gamma < 3$.

Однако, в расчет надо вводить не эту величину, а большую, действующую в плоскости, нормальной к заднему откосу.

Она определяется следующим образом:

Из теории подпорных стен известно, что наибольшее напряжение σ_{max} на сжатие в теле плотины имеем у задней грани в плоскости, нормальной к откосу, при чем $\sigma_{max} = \frac{\sigma_{сж}}{\cos^2 \alpha} = \left(1 + \frac{1}{\gamma}\right) \sigma_{сж}$, где $\sigma_{сж}$ нормальное напряжение в горизонтальной плоскости у задней грани.

$$\text{Итак, } \sigma_{max} = \frac{\gamma + 1}{\gamma} \cdot \sigma_{сж} = \left(\frac{\gamma + 1}{\gamma}\right) \cdot y \cdot \gamma = (\gamma + 1) \cdot y.$$

Наибольшее скальвающее напряжение τ_m в точке наружного откоса появляется в 2-х плоскостях, взаимно перпендикулярных и наклоненных под углом 45° к линии откоса (см. Ф. Креутер. Расчет и возведение каменных вододержательных плотин, перевод Н. И. Анисимова. 1923 г.), при этом $\tau_{max} = \frac{1}{2} \sigma_{max} = \frac{1}{2} y \cdot (\gamma + 1)$.

Итак, в расчете заменяем $\sigma_{сж} = \gamma \cdot y$ величиной $\sigma_{max} = (\gamma + 1) \cdot y$ и $\tau = y \cdot \sqrt{\gamma}$ величиной $\tau_{max} = \frac{(\gamma + 1) \cdot y}{2}$.

Так как σ_{max} — лишь 2 τ_{max} , а допускаемое напряжение на сжатие кладки больше допускаемого напряжения на скальвание в 3 раза и более, то понятно, почему скальвающие напряжения в теле плотины значительной высоты опаснее напряжений на сжатие.

Пусть $y = 25$ м;

$$\sigma_{max} = (2,25 + 1) 25 = 81,25 \text{ т/кв. м} = 8,125 \text{ кг/кв. см.}$$

$\tau_{max} = \frac{(2,25 + 1)}{2} \cdot 25 = 4,063 \text{ кг/кв. см.}$, величина τ_{max} лежит на границе допускаемой для бетона состава 1:3:6.

Пусть $y = 35$ м;

$\sigma_{max} = 3,25 \times 35 = 113,75 \text{ т/кв. м} = 11,38 \text{ кг/кв. см.}$, что вполне допустимо для бетона состава 1:3:6.

$$\tau_{max} = \frac{3,25 \times 35}{2} = 5,7 \text{ кг/кв. см.}$$

Следовательно, треугольный профиль шириной в основании $t = \frac{y}{\sqrt{\gamma}}$ должен претерпеть излом наружной грани с уширением t при $y = 25$ м, чтобы $\tau_{max} \nless 4 \text{ кг/кв. см.}$ (см. ниже).

Выше было отмечено, что $\tau_{max} = \frac{1}{2} y (\gamma + 1)$; допустив, что τ_{max} достигло предела допускаемого τ_0 , т.-е. $\tau_{max} = \tau_0$, получим предельную величину $y_u = \frac{2\tau_0}{\gamma + 1}$, при которой можно оставить простой треугольный профиль с $t = \frac{y}{\sqrt{\gamma}}$ (см. фиг. 116).

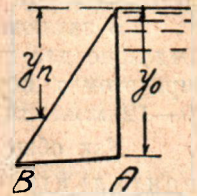
Предельная высота y_0 определяется из уравнения $\gamma \cdot y_0 = 2\tau_0$, $y_0 = \frac{2\tau_0}{\gamma}$ и

$\frac{y_u}{y_0} = \frac{\gamma}{\gamma+1}$ (ниже y_0 напорная грань не может быть вертикальной), т.е. y_u всегда меньше y_0 , другими словами ушивать основание треугольника слева приходится раньше, чем справа.

Лучший пример — профиль плотины Chartrain, выстроенной около 30 лет тому назад (см. черт. 147).

Здесь ширина понизу равна 0,826 напора, что отвечает определению величины t по следующей французской формуле:

$\frac{t}{y} = \frac{1}{\sqrt{\gamma-1}}$ (удовлетворение правилу Мориса Леви), но со срезкой площади профиля вверху, являющейся излишней с точки зрения предыдущих данных для $y = 25$ м.



Фиг. 116.

Обычно же французские инженеры находят весь профиль при всякой высоте по формуле $\frac{t}{y} = \frac{1}{\sqrt{\gamma-1}}$, а не только нижнюю часть при значительной высоте. Тем самым найденные напряжения приближаются к действительным, так как правило трапеции здесь вполне применимо.

Такой профиль дает меньшие напряжения на скалывание, так как при той же величине срезывающей силы $1 \cdot \frac{y^2}{2}$ имеем большую длину t , на которой распределяются скалывающие напряжения, имеющие эпюрой треугольника $(\frac{\tau+0}{2}) \cdot t = \frac{y^2}{2}$, откуда $\tau = \frac{y^2}{t}$.

Устроив напорную грань с уклоном до 10%, оставляем прежнюю ширину профиля, как при вертикальной напорной грани. Практически величина t не зависит от уклона передней грани в указанных пределах $0 \leq i \leq 10\%$, где $i = 0$ отвечает вертикальной напорной грани.

Так как вершина профиля требует известной ширины (сообщение поверху, удар волн, плавающих тел и давление льда), то ее целесообразно предусматривать, не слишком отходя от треугольного профиля.

Однако, наличие значительного давления льда вынуждает устраивать профиль солидной и в верхней части и в нижней, обеспечивая всюду ширину t , необходимую для погашения срезывающей силы $\frac{y^2}{2} + q$, где q — давление льда на 1 пог. м в тоннах.

Установив подбором профиль, рассчитываем его по формулам неравномерного сжатия: $\frac{M}{\omega} \pm \frac{\theta}{\omega} = \sigma_{сж}$, исключая возможность растяжений или доводя их до 1—2 кг/кв. см при наличии силы q .

Надо заметить, что профиль образцовой плотины Chartrain дает скалывающие напряжения значительно выше 4 кг/кв. см, тогда как во Франции допускаются в плотинах лишь 3—4 кг/кв. см.

Дело в том, что при $\tau_0 = 3—4$ кг/кв. см во Франции принимают во внимание также трение кладки по кладке, кроме срезывания кладки путем нарушения сцепления.

В конце-концов безразлично, как поступить: принять $\tau_0 = 6—7$ кг/кв. см при расчете по предыдущему или взять $\tau_0 = 3—4$ кг/кв. см, но дополнительно учесть трение кладки по кладке при $f = 0,75$. Таким образом, максимальное (maximum maximum) напряжение кладки на сжатие оказывается в 4 раза больше (а не в 2, см. выше) величины $\tau_{срез}$.

Следовательно, в плотинах треугольного профиля $\sigma_0 = 4\tau_0$.

Допуская $\tau_0 = 4$ кг/кв. см, мы тем самым должны считаться с $\sigma_0 = 16$ кг/кв. см, что и делается во французских проектах и плотинах.

При этом величина τ попрежнему равна $\frac{\sigma_{max\ cж}}{2}$, но она распадается в наших подсчетах на сумму $\tau' + \tau''$, где τ' воспринимается трением кладки по кладке, а τ'' — срезыванием кладки; при этом $\tau' = \tau'' = \frac{\tau}{2} = \frac{\sigma_{max\ cж}}{4}$ 1).

В заключение добавим, что во французских проектах σ_0 дается всегда отдельно для порожнего (σ') водохранилища и отдельно для наполненного (σ''): при этом σ' нередко берется 18 кг/кв. см и выше, тогда как σ'' обычно равна 9—12 кг/кв. см и реже 16 кг/кв. см для бетона состава 1:3:6.

Как общее правило, во Франции берется $\sigma_{cж} = 10—12$ кг/кв. см для горизонтальных сечений и для тех же сечений $\tau_0 = 3—4$ кг/кв. см.

При расчете ломаных профилей можно держаться пониженных σ_0 и τ_0 с тем расчетом, чтобы найденные τ и σ по горизонтальным сечениям отвечали бы принятым для горизонтальных сечений τ_0 и σ_0 , т. е. $\tau_0 = \leq 4$ кг/кв. см и $\sigma_0 = 16$ кг/кв. см. Тогда можно ограничиться расчетом подобранного ломаного профиля по формулам неравномерного сжатия ($\sigma = \frac{M}{w} \pm \frac{\theta}{\omega}$), рассматривая лишь горизонтальные сечения, как и делают во французских проектах.

При подборе и расчете ломаных профилей надо помнить, что всякое вызванное уширение верхней части профиля обычно позволяет сузить профиль ниже, если по треугольному профилю позволяют это сделать скальвающие напряжения. Практически сужение может иметь место в пределах от $y = 5—7$ м до $y = 25—30$ м. Дальше ширина t не должна быть меньше $\frac{y}{\sqrt{\gamma}}$, затем становится равной $\frac{y}{\sqrt{\gamma-1}}$ при $y = 50$ м.

Трапециoidalный профиль, вызванный значительной шириной плотины поверху, наиболее экономичен при вертикальной напорной грани.

Ширина профиля понизу $t' = \frac{-\gamma a y + \sqrt{\gamma^2 \cdot a^2 \cdot y^2 + 4 \cdot [\gamma y - (y-b)] [\gamma a^2 + (y-b)^2]}}{2 [\gamma y - (y-b)]}$ она найдена из условия, что $\sigma_{cж}$ на напорной грани равно гидростатическому давлению $(y-b)^2$.

Ширина $t'' = \sqrt{\frac{(y-b)^2 + \gamma \cdot a^2 \cdot y}{\sigma_0}}$, что найдено из условия: напряжение кладки на сжатие на задней (сухой) грани равно допускаемому σ_0 .

Для величины t берут большую из t' и t'' .

При малых высотах можно ограничиться вычислением величины t' взяв $t = t'$.

Для треугольного профиля, найденного из условия, что $\sigma_{cж}$ на напорной грани равно гидростатическому давлению $(y-b)$, имеем:

1 случай. Высота плотины y в метрах меньше величин $\frac{\sigma_0' - b}{\gamma - 1}$ и $\frac{\sigma_0''}{\gamma}$, где σ_0' и σ_0'' — допускаемые напряжения кладки на сжатие при наполненном

1) $\tau' = \sigma_{max\ cж} \cdot \cos \alpha \cdot (\sin \alpha - f \cos \alpha)$; $\tau'' = 0$ при $\sin \alpha - f \cos \alpha = 0$, т. е. при $f = \operatorname{tg} \alpha$, при $\alpha = 36^\circ 52'$ имеем это равенство при $f = 0,75$; τ'' имеем максимум при $\alpha = 63^\circ 26'$, когда $\tau'' = \frac{\sigma_{max\ cж}}{4}$, что находим, взяв производную от выражения τ'' и приравняв ее нулю; получим уравнение: $f \cdot \sin 2\alpha + \cos 2\alpha = 0$; $\operatorname{ctg} 2\alpha = -f = -0,75$; $2\alpha = 126^\circ 52'$; $\alpha = 63^\circ 25'$; здесь α угол между нормалью к задней грани и направлением плоскости с напряжением τ'' (см. Bonnet, Cours de barrages, 1922).

2) a — толщина плотины по гребню, b — превышение гребня плотины над подпорным горизонтом.

в порожнем водохранилище в $m/\kappaв. м$; в этом случае $t = (y - b) \cdot \sqrt{\frac{y - b}{\gamma \cdot y - (y - b)}}$, при наполненном водохранилище $\sigma_{сж}$ у напорной грани $= (y - b) \frac{m/\kappaв. м}{\sigma_{сж}}$, а у задней $\sigma_{сж} = \gamma y - (y - b)$; при порожнем имеем $\sigma > 0$ и $\sigma < \sigma_0''$, напорная грань вертикальна.

2 случай. 2 случай имеет место при $\frac{\sigma_0' - b}{\gamma - 1} < y < \frac{\sigma_0''}{\gamma}$ (напр., $\frac{100 - 2}{2,5 - 1} = 65 < y < \frac{180}{2,5} = 72 м$). Здесь $t = (y - b) \sqrt{\frac{y - b}{\sigma_0'}}$; при наполненном водохранилище имеем $\sigma_{сж}$ у напорной грани $= \gamma y - \sigma_0' > y - b$, а у задней $\sigma_{сж} = \sigma_0'$; при порожнем соответственно имеем у напорной грани $\sigma_{сж} < \sigma_0''$, а у задней $\sigma_{сж} > 0$; напорная грань вертикальна.

3 случай. $y > \frac{\sigma_0''}{\gamma}$ (например, $y = \frac{200}{2,5} = 80 м$); в этом случае передняя грань наклонна; ее отклонение v от вертикали: $v = t \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0''}{\gamma y}\right)$ и

$$t = \sqrt{\frac{(y - b)^3}{\sigma_0' + \sigma_0'' - \gamma y} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0''}{\gamma y}\right) \cdot \left[\frac{\sigma_0''}{\gamma} - b \left(1 - \frac{\sigma_0''}{\gamma y}\right)\right]}$$

При этом при порожнем водохранилище $\sigma = \gamma y - \sigma_0'$ на задней грани и $\sigma = \sigma_0''$ у передней; при наполненном имеем у передней грани $\sigma > y - b$ и у задней $\sigma = \sigma_0'$.

Наиболее стройное решение задачи о нахождении экономического профиля изменной водоудержательной плотины дает Ф. Креутер (см. мой перевод книги Ф. Креутер. Расчет и возведение каменных водоудержательных плотин. Изд. 1923 г.).

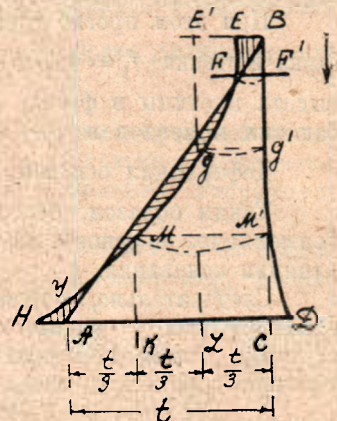
Теоретический профиль по треугольнику ABC заменяется практическим профилем $HIGFEBD$. Необходимость надстройки с шириной EB очевидна (фиг. 117).

Благодаря надстройке, профиль ниже очерчивается внутри теоретического; близ границы h_u на задней грани наблюдаем отход наружу линии HI от линии AB треугольного профиля.

По той же причине с некоторой высоты центр тяжести профиля перемещается вправо от правой грани средней трети основания; это вызывает растущие напряжения на задней грани при порожнем водохранилище.

Этими напряжениями можно пренебречь при высоте плотины до 15 м, но дальше следует избегать их, уширяя основание вправо на величину от 0 до CD .

Если высота сооружения более h_0 , то это вызывает также уширение основания вправо. Дальнейшее увеличение высоты сооружения должно сопровождаться сохранением $\sigma = \sigma_0$ с уширением основания в обе стороны.



Фиг. 117.

Значения величин h_u и h_0 даны выше $\left(h_u = \frac{2\sigma_0}{\gamma + 1}, \frac{h_0}{h_u} = \frac{\gamma}{\gamma + 1}\right)$.

Величина $EF = EB \cdot \sqrt{\gamma \dots}$; $E'G = 2,475 \cdot EB \sqrt{\gamma} = 2,475 \cdot EF$; $GG' = 2,237 \cdot EB$.

$MM' = \frac{y^3}{\sqrt{\gamma(y^2 - GE^2 + 4\gamma \cdot A_0^2)}}$, где $A_0 = GFEBF'G'$; y — высота сооружения.

§ 9. Профиль одноарочной плотины.

Рассматривая условия работы арочной плотины и отдельно исследуя влияние различных факторов на напряжения в теле плотины, должны отметить следующее: ни одна из существующих теорий не охватывает комплекса всех важнейших явлений, оказывающих весьма существенное влияние на напряжения в кладке арочной плотины и до сего времени не учитываемых.

Таковыми факторами надо назвать:

- а) поперечную деформацию тела плотины;
- б) деформацию основания;
- в) влияние верхнего кольца арки выше подпорного горизонта на напряжения в нижележащих ближайших кольцах;
- г) то же нижнего кольца, заделанного в основание.

Если остановиться на тонких арках, то в отношении их важнейший фактор (деформация основания) не играет сколько-нибудь значительной роли, прочие факторы также не меняют сильно результатов, полученных без их учета.

Другое дело в толстых плотинах.

При небольшой длине арки и значительной толщине при малом отношении $\frac{R}{e}$ влияние поперечной деформации сильно возрастает; точно так же здесь велико влияние деформации основания как на распределение давления на арку и подпорную стенку, так и на напряжения в теле плотины.

Эти изменения в напряжениях в толстых арках настолько значительны, что не могут быть игнорированы, в тонких арках ими можно пренебречь.

Значительное влияние деформации основания установлено в 1925 году Frederik Vogt в его работе Ueber die Berechnung der Fundament de formation (Det Norske Videnskaps Akademi Oslo, Norway).

В своих исследованиях Vogt имел в виду выяснить роль указанного фактора; величину модуля Юнга E Vogt принял для кладки и основания одну и ту же.

При этом прогиб гребня в футах от давления воды на подпорную стенку (арка и стенка) $f_1 = 4,5 \cdot \omega \cdot \frac{h^2}{E}$, где $\omega = 62,5$ фунта (вес 1 куб. фута воды), h — высота плотины в футах, E — в фунтах на 1 кв. дюйм, при чем $\frac{3}{4} \cdot f_1$ — от изгибающих моментов и $\frac{1}{4} \cdot f_1$ — от срезающих сил.

Деформация основания дает $f_2 = 3,74 \cdot \omega \cdot \frac{h^2}{E}$, т. е. 85% от f_1 (!).

Таким образом, распределение нагрузки между аркой и стенкой, обычно применяемое и основанное на равенстве прогибов, далеко не точно, вследствие влияния основания.

Следовательно, впрямь до появления теории, наиболее полно охватывающей влияние всех важнейших факторов, нет достаточных оснований во всех случаях, производить распределение давления воды на арку и стенку; целесообразнее принимать все давление воды на арку.

Dr. Frederik Vogt обещает в ближайшем будущем опубликовать работу, посвященную определению влияния основания на распределение давления на арку и на балку.

Теории инж. Cain (*The circular arch under Normal Loads*, Trans. Am. S. C. E., 1922, vol LXXXV, p. 249 и p. 272) и инж. Jakobsen (1926 г., Proceed Am. S. C. E., февраль) не учитывают влияние деформаций основания.

Возвращаясь к тонким плотинам со значительной величиной $\frac{R}{e} \geq 3,5$, должны отметить, что их можно рассчитывать по простейшей формуле, столь широко применяемой в Америке, не рискуя впасть в большую ошибку, чем при расчете толстой плотины по упрощенному методу.

Эта формула указана в § 2; она выражается следующим образом: $e = \frac{p \cdot r}{k}$, где e — толщина плотины в рассматриваемом горизонтальном сечении в метрах

p (или h)—напор воды в метрах, k —допускаемое напряжение кладки на сжатие ($m/кв.м$), r —радиус кольца, считая от напорной грани.

Однако, удовлетворительные результаты получим лишь при выполнении при этом следующих требований:

- а) угол раствора арки не должен быть меньше 120° ;
- б) радиус r должен быть $\geq 3,3 - 3,5 e$;
- в) толщина e не должна быть сама по себе слишком велика.

При рациональном проектировании верхние кольца имеют угол раствора арки $120^\circ \leq 2\varphi \leq 146^\circ$, средние кольца имеют $2\varphi = 120^\circ$ и нижние $2\varphi \geq 60^\circ$. В более редких случаях удается выдержать всюду $2\varphi \geq 120^\circ$.

В настоящее время почти не применяют арочных плотин с постоянной величиной r , так как при этом с увеличением p сильно увеличивается e при одном и том же k . Однако, при отвесных склонах каньона обычно берут $r = \text{Constant}$.

Уменьшение радиуса прямо пропорционально сужению каньона, что отвечает постоянному центральному углу.

Однако, приняв в основу проектирования $2\varphi = \text{const}$, что в данное время почти исключительно и делается, все же практически при проектировании приходится нередко уменьшать внизу 2φ до 60° , а иногда еще до меньшей величины, что становится ясным, если попробовать приступить к построению профиля плотины и размещению колец в плане.

При проектировании плотины Amsteg ($R = 4 \cdot e_{\text{max}}$) расчет произведен по формуле $e = \frac{p \cdot r}{k}$ при $k = 20 \text{ кг/кв. см} = 200 \text{ т/кв. м}$ (Швейцария, 1921 год).

При этом в пятах принято $k_{\text{max}} = 38 \text{ кг/кв. см}$.

Если принять во внимание, что допускаемое напряжение кладки на сжатие колеблется в значительно более широких пределах, чем величины напряжений при разных способах расчета, то должны окончательно прийти к заключению о нецелесообразности замены простейшей формулы $e = \frac{p \cdot r}{k}$ более сложными при выполнении условий а, б и в (см. выше).

Американцы применяют часто эту формулу и для толстых арок, уменьшая допускаемое напряжение k в толстых частях плотины в несколько раз, памятуя, что по исследованиям Jakobsen (см. ниже) ошибка в определении напряжения может быть в 2—3 раза.

Практически получаем прием расчета, когда напряжение кладки на сжатие k уменьшают от гребня к подошве, начиная с $e = 0,3 r$; например, вверх берут $k = 25 - 30 \text{ кг/см}^2$, а внизу $8 - 10 \text{ кг/кв. см}$.

Практика одобрила этот прием—ни одна арочная плотина, рассчитанная по такому способу, не разрушилась, тогда как имеем немало случаев разрушений плотин всяких других типов: земляных, каменных прямолинейных и др. (см. статью Ларса Джергенсена в Journal of Electricity, vol. 44, March 15 and April 11, 1920).

Однако, стремление до конца и более точно учесть напряжения в теле толстой арочной плотины породило ряд приемов расчета, более или менее приближенных.

Способы Cain и Jakobsen учитывают работу упругой арки, влияние поперечной деформации, но не учитывают влияние деформаций основания.

Тот же дефект имеет и способ распределения давления воды, передающегося на арку, а также на стенку (смешанная работа арки и стенки), основанный на применении принципа равенства стрел прогиба арки и опорной стенки, считая, что часть давления воды воспринимается аркой, а остальная часть—опорной стенкой.

При этом надо заранее задаться профилем плотины и подвергнуть его расчету.

Схема расчета сводится к следующему (см. Parker. The control of water, 1925 г., стр. 406—407).

Берем горизонтальные сечения через 3,00 м по высоте профиля; для каждого сечения имеем уравнение равенства прогибов арки и стенки в функции величины P_i — части давления воды, передающейся на подпорную стенку; получим m уравнений с m неизвестными ($1 < i < m$).

Найдя величины $P_1 P_2 P_3 \dots P_i \dots P_{m-1} P_m$, найдем величины $E_1 - P_1; E_2 - P_2; \dots E_m - P_m$, где E_i — полное давление воды на соответствующую часть профиля, а $E_i - P_i$ — давление, приходящееся на арку.

Далее, находим напряжения в подпорной стенке и арке, чем и оканчивается задача (см. William Cain. The Circular Arch under Normal Loads).

При этом, если угол раствора арки равен 2φ , то прогиб круговой арки

$$\Delta f = \frac{\sin \varphi + \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}}{2(2 - \varphi \operatorname{ctg} \varphi)} \cdot \frac{r \cdot L}{E \cdot \omega} \cdot (E_i - P_i), \text{ где } L \text{ — длина осевой линии арки, } r \text{ — радиус}$$

$\frac{c}{H}$	
1	0,21 · H
1,25	0,26 · H
1,50	0,31 · H
1,75	0,35 · H
2,00	0,39 · H
2,50	0,45 · H
3,00	0,50 · H

арки, а $E_i - P_i$ — часть нагрузки, приходящаяся на арку.

При этом толщина „ c “ арочной плотины повизу может быть взята по Stucky в зависимости от величины отношения хорды каньона „ c “ на уровне гребня плотины к высоте H этой последней (см. перечень литературы); эта таблица годится и для толстых арочных плотин. Таким образом толщина арки всецело зависит от высоты сооружения и узости

$\left(\frac{c}{H}\right)$ каньона.

При параболическом очертании пологой арки имеем:

$$\Delta f = \frac{l^4 (E_i - P_i)}{32 \cdot E \cdot a (15a^2 + 16b^2)},$$

где a — толщина арки в ключе, b — стрела подъема арки над пятами, считая до внутренней поверхности и l — пролет арки в свету.

Напряжение в пятах и ключе равны при этом:

$$\sigma_{\text{кл}} = \frac{q \cdot l^2}{15a^2 + 16b^2} \cdot \left(\frac{2b}{a} \pm 3,75\right) \text{ и } \sigma_{\text{пят}} = \frac{q \cdot l^2}{15a^2 + 16b^2} \cdot \left(\frac{2b}{a} \pm 7,50\right), \text{ где } q \text{ — на}$$

грузка на 1 пог. м арки = $E_i - P_i$ (на 1 пог. м).

$$\text{При } \frac{b}{a} \leq 3^3/4 \text{ имеем: } \sigma_{\text{кл}} = 1,06 \cdot \frac{q \cdot l^2}{(a+b)^2} \text{ и } \sigma_{\text{пят}} = 1,41 \frac{q \cdot l^2}{(a+b)^2} = \frac{4}{3} \sigma_{\text{кл}};$$

$$\Delta f = 0,209 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E(a+b)^3}, \text{ где } q = E_i - P_i \text{ (на 1 пог. м).}$$

Для подъемистых арок эти формулы мало пригодны.

Формулы Мальтера (Annales des ponts et chaussées, 1922 г.) для арок кругового сечения постоянной толщины вполне применимы в данном случае, как и для многоарочных плотин.

$$\text{По Мальтеру, } \sigma_k = q \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{r}{a}\right) \cdot \left[1 - A \mp 6 \cdot \frac{r}{a} \cdot A(1 - B - \cos \varphi)\right]$$

$$\sigma_{\text{пят}} = q \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{r}{a}\right) \cdot \left[1 - A \cos \varphi \pm 6 \cdot \frac{r}{a} \cdot A \cdot B\right].$$

В этих формулах $A = \frac{2\varphi \sin \varphi}{\varphi^2 + \frac{\varphi}{2} \cdot \sin 2\varphi + 12 \frac{r^2}{a^2} \left(\varphi^2 + \frac{\varphi}{2} \sin 2\varphi - 2 \sin^2 \varphi \right)}$

$B = \frac{\sin \varphi - \varphi \cos \varphi}{r}$ при угле раствора арки 2φ .

Прогиб этих арок может быть определен по формуле:

$$\Delta f = \frac{r \cdot q}{E} \cdot C, \text{ где } C = \frac{\left(\frac{1}{2} + \frac{r}{a} \right) \cdot \left(1 + 12 \cdot \frac{r^2}{a^2} \right) \cdot (\varphi - \sin \varphi) (1 - \cos \varphi) \varphi}{\varphi^2 + \frac{\varphi}{2} \sin 2\varphi + 12 \frac{r^2}{a^2} \left(\varphi^2 + \frac{\varphi}{2} \sin 2\varphi - 2 \sin^2 \varphi \right)}$$

Прогиб подпорной стенки находим в обычном порядке, интегрируя уравнение:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{E \cdot I}$$

При известных соотношениях 2φ и $\frac{e}{r}$ появляется растяжение в пятах или в ключе и пятах.

Тогда строят мысленно внутри нашей арки другую, в которой нет растяжения (толстые арки).

Этот прием (Secondary arch) заслужил широкое внимание и применялся L. I. Mensch, W. Cain и Résal. (Résal. Formes et dimensions des grands barrages en maçonnerie, Annales d. Ponts et chaussées, II, 1919).

Вне сомнения, действительные напряжения менее, чем в такой теоретической арке.

Пусть предельное значение $\frac{e}{r_m} = x_0$, где r_m — осевой радиус.

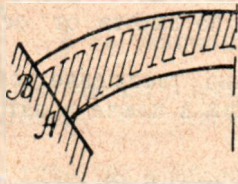
Тогда 2φ , отвечающее данному x_0 , находим по таблице:

x_0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50	0,60
2φ	$68\frac{1}{2}^\circ$	$92\frac{1}{2}^\circ$	106°	$121,5^\circ$	130°	138°	144°	148°	151°	152°

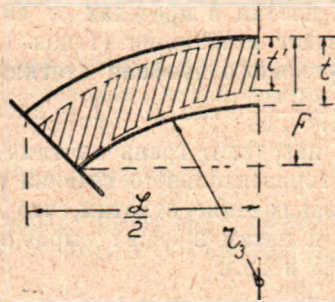
По этой таблице можно построить плавную кривую $x_0 = f(2\varphi)$.

Пусть $\frac{e}{r} = 0,353$ и $2\varphi = 100^\circ$.

По таблице видим, что арка имеет растяжение в пятах.



Фиг. 118.



Фиг. 119.

По кривой $x_0 = f(2\varphi)$ находим арку, не имеющую растяжения (см. заштрихованную арку), по которой и ведем расчет ($x_0 = 0,252$ и $2\varphi = 132^\circ$) (фиг. 118).

По Résal F находим из уравнения:

$$\sigma_{max} = -1,41 \cdot q \cdot \frac{L^2}{F^2}; \quad t' = \frac{F}{4,75}, \quad F = t + r_i \cos \varphi, \quad L = 2r_e \sin \varphi \text{ (фиг. 119).}$$

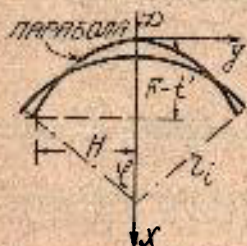
Вспомогательная арка (secondary arch) имеет ее определяющие величины из уравнений (фиг. 120):

$$y^2 = 2px, \quad H = (t + r_1 - F) \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad 2p = \frac{H^2}{F - t}.$$

В заключение еще раз укажем, что расчет арочной плотины с помощью вспомогательной арки (secondary arch) вносит заведомый запас прочности.

Рациональный профиль арочной плотины небольшой и средней высоты — прямоугольный треугольник.

При очень большой высоте приходится, в зависимости от принятого допускаемого напряжения кладки на сжатие, переходить к косоугольному треугольнику. Дело в том, что при порожнем водохранилище максимальное напряжение кладки на сжатие равно в основании $\sigma = h \cdot \gamma$, где h — высота плотины, а γ — вес 1 куб. метра кладки.



Фиг. 120.

При допускаемом напряжении σ_0 имеем предельное значение величины $h = \frac{\sigma_0}{\gamma}$, до которой еще можно удерживать профиль в виде прямоугольного треугольника.

Упомянутый косоугольный треугольник требует поправки: его верхние и средние части обычно имеют некоторое уширение против соответствующих размеров в треугольнике, вследствие чего грани профиля в средних и верхних частях не прямолинейные, а криволинейные, обращенные выпуклостью во внешнюю сторону, считая от середины профиля.

При учете изложенного, профиль арочной плотины Salmon Creek (Аляска) высотой 57 метров, выстроенной в 1914 году, является вполне рациональным, несмотря на то, что в верхней части он как бы перевернут; благодаря такому расположению масс, давление кладки на основание почти равномерно, так как центр тяжести профиля проходит почти в середине основания его. Профиль рассчитан с учетом полного давления воды на арку. Тот же профиль имеем в сооружениях Montsalvens, Montejaque и Pacoima высотой 60 м, 83,25 м и 122,00 м. Надо добавить, что правило Stucky и здесь сохраняет силу: по нему находят толщину арки понизу.

Арочные плотины весьма большой высоты необходимо рассчитать на влияние температуры.

Напряжения от действия температуры принимают в растянутых частях арочных плотин в пределах от 10 кг/кв. см до 16 кг/кв. см.

Vischer и Wagoner (Trans. of Technical Soc. of Pacif. Coast, 1888) нашли для треугольного профиля плотины при вертикальных склонах тальвега, что $\frac{E - P}{E} = \frac{2x^2}{r^2 + 2x^2}$, где $E - P$ — давление воды на арку, E — полное давление воды на переднюю грань плотины, x — расстояние по высоте от основания до данного горизонтального сечения арки.

В заключение отметим, что всегда рационально утолщение колец арочной плотины к пятам в целях выравнивания напряжений в ключах и пятах (см. Ippolito, Guidi и др.).

§ 10. Многоарочные плотины (см. § 2).

Многоарочная плотина состоит из арок и бычков (контрфорсов). Первые рассчитываются по способам § 9, а вторые по способам § 8. Непременное условие применения этого типа — вполне прочный грунт основания контрфорсов.

Впрочем, имеется случай устройства ростверка в основании плотины, представляющем малонадежный грунт (плотина Prele, выстроенная в 1910 году). В ростверке проделаны отверстия, во избежание давления воды в основании снизу вверх.

Вообще, если давление фильтрационной воды, направленное снизу вверх, принято во внимание, то основание может быть немного проницаемым.

Цементация основания и устройство замка впереди профиля—обычные меры предосторожности.

Пролет арки обычно равен высоте плотины или больше ее. Наклон передней грани к горизонту арки лежит в пределах от 45° до 60° . Внешняя грань арки представляет собой дугу в $133-120^\circ$ по соображениям экономии.

Приблизительная толщина арки берется по той же формуле $e = \frac{pr}{k}$, более точные результаты имеем по Мальтеру⁷ (см. § 9).

Толщина арки назначается, исходя из допускаемых напряжений до 15 кг/кв. см.

Толщина контрофорсов обычно равна $\frac{1}{5}$ пролета.

Арки обычно снабжают двойной арматурой, контрофорсы армируют не всегда; это тесно связано с конструкцией контрофорсов.

Последние, имея более тонкие очертания при наличии армировки, связываются между собой ребрами из железобетона через каждые 10 метров по высоте.

Материал тела плотины—бетон состава:

1 : 2 : 4 — при наличии арматуры и

1 : 2,5 : 5 — при отсутствии арматуры.

Нужно избегать, чтобы бетон быстро затвердевал.

М. Eastwood советует подвергать эти плотины скорейшему напору: самое позднее—через 28 дней после бетонирования. Были случаи, когда напор давали через 15 дней по окончании бетонирования.

Напорную поверхность покрывают обычно ганитом (фиг. 121 изображает в плане прикрепление плит к контрофорсу).

Надо отметить, что если вести речь об экономии в количестве кладки, то приведенная в § 2 таблица вероятна, как общее положение.

Но здесь надо иметь в виду, что бетонные части конструкции имеют здесь небольшую толщину и требуют опалубки, вследствие чего 1 куб. м такой кладки сильно возрастает в цене по сравнению с кладкой тела плотины, прямолинейной в плане.

Эти соображения заставляют усумниться в выгоде применения рассматриваемого типа. Очевидно, выгода имела бы место лишь при невозможности иметь по разумной цене достаточное количество материалов для бетонной прямолинейной плотины при дешевых рабочих руках и лесе (см. Parker, The control of water. Стр. 410, изд. 1925 г.).

Однако, переходя в этом случае от бетона к железобетону, нередко имеем выгоду.

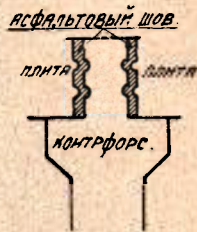
Применение особенно уместно при резких переломах асимметричного профиля ущелья в внезапно пологим вверху одним берегом.

§ 11. Дренаж основания и тела плотины.

Первоначальная конструкция, предусматривавшая отвод воды, фильтрующей через тело плотины и в основании, предложена М. Леви в его профиле с защитной стенкой.

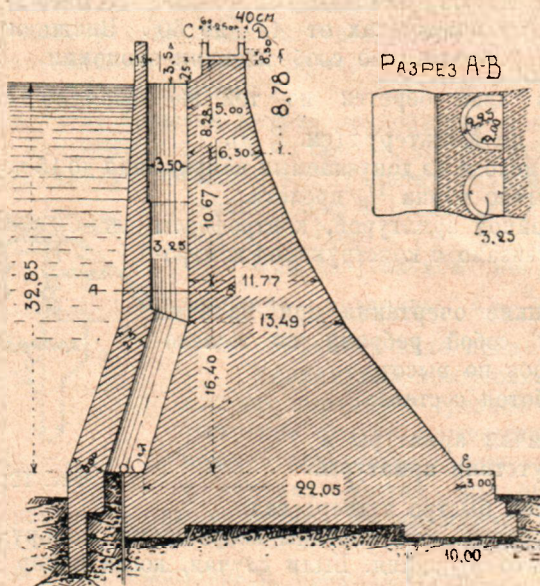
На фиг. 122—123 изображена эта конструкция, позволяющая одновременно, даже с точки зрения М. Леви, не учитывать взвешивающего давления воды в основном профиле. Однако, при значительной высоте сооружения затраты на предохранительную стенку становятся весьма солидными. Поэтому, даже в Европе, такая конструкция применяется все реже и реже.

Профильтровывавшая вода перехватывается системой дренажных труб, отводящих воду. Этот прием отвода воды с помощью дренажных труб в настоящее время надо признать общепринятым в мировой практике, наиболее достигающим цели и позволяющим произвести экономии на цементе, идущем в тело плотины.



Фиг. 121.

Дрены, вертикально или почти вертикально расположенные, устанавливаются вблизи верхнего откоса плотины в расстоянии от 2,25 м до 4 м одна от другой и в расстоянии в верхних частях от 1,00 м до 4 м от верховой грани, в зависимости от высоты сооружения.

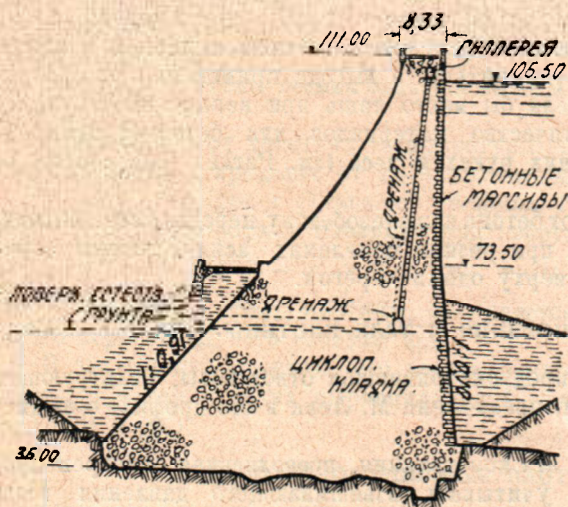


Фиг. 122.



Фиг. 123.

Дрены соединяются внизу сборной галлереей, отводящей воду поперечными галлереей, проходящими через тело плотины и выливающими воду в нижний бьеф. Сборная галлерей имеет уклон к местам расположения поперечных галлерей, отводящих воду.



Фиг. 124.

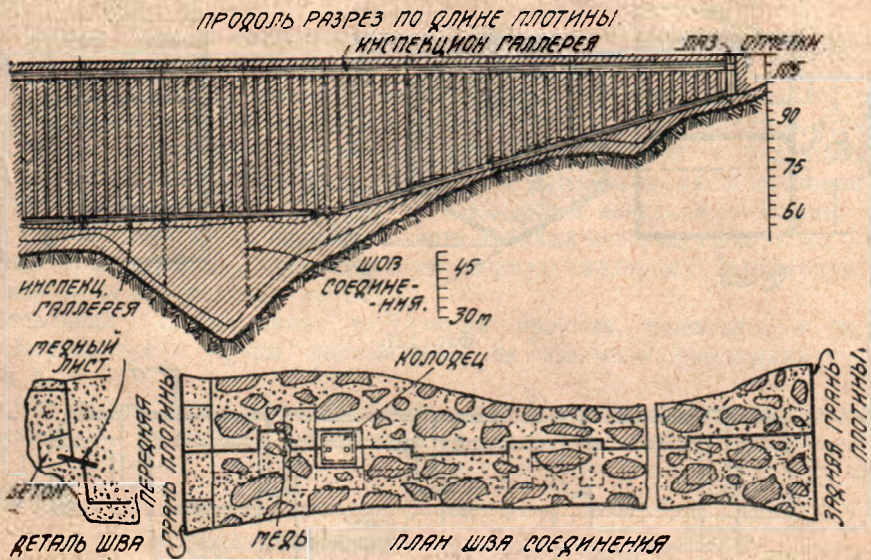
Для осмотра сборной галлерей ей придают достаточное сечение, напр., 1,80 м × 2,20 м. По длине плотины располагают лазы в смотровую галлерей, перекрываемые крышками. Лазы устраивают наклонные для удобства спуска. Ступеньки делают из круглого или полосового железа, изогнутого в виде буквы П и запущенного концами в кладку. Лазы одновременно играют роль вентиляционных шахт.

Дрены основания устраиваются путем бурения. Предполагается, что профильтрованная вода, если она имеет

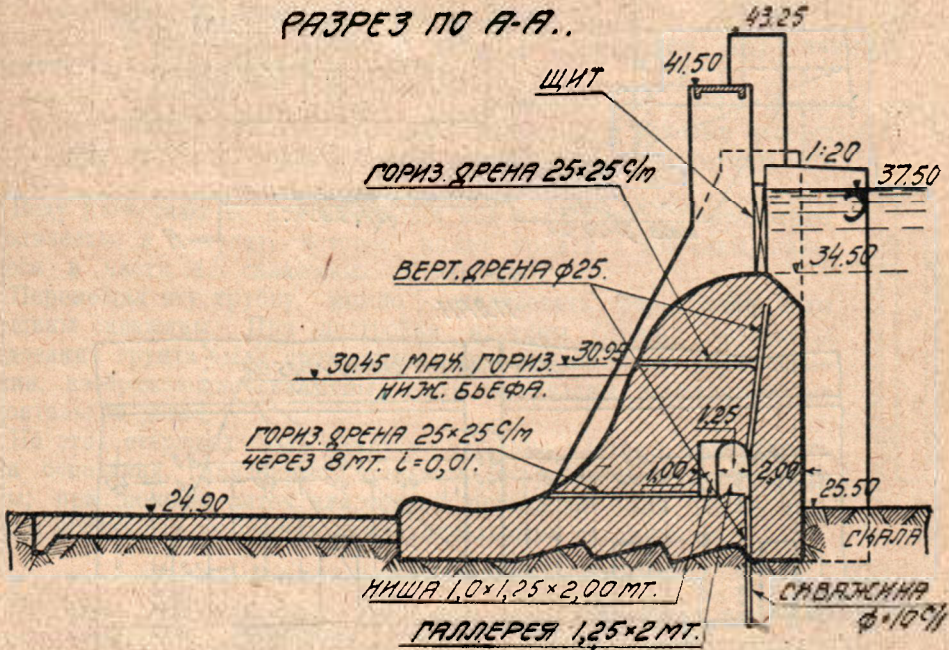
напор, может подняться по вертикальным дренам и излиться в сборную галлерей.

Рациональный диаметр дрен $d = 25 - 30$ см. Во время производства работ дрена часто засоряются: заполняются бетоном. За этим надо следить.

Вертикальные дрены удобнее делать из пористых массивов состава 1:4:8, укладывая их один на другой по мере возведения кладки. Таким образом, можно вести работу более чисто, с меньшим трудом, избегая засорения.



Фиг. 125.



Фиг. 126.

Фиг. 124 и 125 изображают дренаж плотины Kensico.

В арочных плотинах дренаж редко устраивают, так как здесь взвешивающее давление воды не опасно: коэффициент устойчивости плотины на опрокидывание весьма велик.

Приведем пример устройства дренажа в сложном случае, когда горизонт воды нижнего бьера колеблется в широких пределах, достигая значительной высоты, что служит препятствием для желательного расположения дрен (проект 1926 года плотины Сызранской гидроэлектрической станции).

Дренажная система запроектирована состоящей из вертикальных основных дрен $d = 25$ см и горизонтальных дрен 25 см \times 25 см, идущих в 2 ярусах и работающих при разных горизонтах нижнего бьера (см. фиг. 126—129).

Вертикальные дрены выводятся в продольную галерею шириной $1,25$ м и высотой $2,00$ м. Верхние горизонтальные дрены соединяются с вертикальными непосредственно, нижние горизонтальные дрены выводятся из продольной галереи. Галерея сообщается с верхом плотины двумя колодцами—лазами.

На случай замерзания горизонтального дренажа предусмотрен вывод 3 горизонтальных правобережных дрен в особую сборную галерею, снабженную смотровым колодцем для ревизии и откачки.

Продольная галерея имеет уступчатый профиль, понижаясь к правому берегу. Вертикальные дрены расположены на взаимном расстоянии $3,60$ м, $4,00$ м и $4,40$ м.

Вертикальные дрены ниже галереи служат для дренирования основания и заканчиваются буровыми скважинами в скале на глубину не менее 3 м при $d = 10$ см. Проект составлен инж. Скрыльниковым под руководством автора, как консультанта.

§ 12. Исследования и подготовка основания.

Исследование основания.

Исследование основания по открытию котлованов начинают с устройства скважин.

Затем определяют возможность сообщения между отдельными скважинами и с внешней поверхностью, нагнетая в них под давлением воду (немного подгрешенную) и отмечая места ее выхода.

Для этого пользуются простейшим прибором (фиг. 130), представляющим собой трубку, закрытую в нижнем конце и имеющую боковые отверстия o . Эта трубка удерживается в скважине при помощи колец из резины или каучука.

Воду нагнетают во внутрь трубки под давлением и определяют ее количество в секунду, которое может пройти в трещины, находящиеся в части AB скважины.

Перемещая эту трубку, можно локализовать фильтрацию воды в трещины скважины. При постройке плотины Gilboa результаты исследования грунта были представлены весьма наглядно: деревянные стержни, изображающие скважины, были поставлены вертикально на горизонтальной доске.

На этих стержнях была намечена вершина плотины, поверхность грунта основания, найденные трещины и различные пройденные грунты; при помощи ниток или тонкой проволоки были также изображены подземные сообщения между отдельными скважинами.



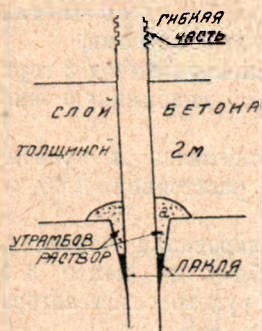
Фиг. 130.

Подготовка основания.

По окончании земляных работ основание тщательно промывают струей воды или пара, чтобы освободить от грязи и возможно скорее прикрывают его для уменьшения воздействия атмосферного влияния.

При постройке плотины Arrowgock разбрызгивали по основанию тонкий слой жидкого цементного раствора, которому давали затвердеть и затем вычищали металлическими щетками. Таким образом удаляются мельчайшие частицы, трудно удалимые в обычном порядке и легко отходящие со слоем раствора. Затем приступают к цементации основания.

Нагнетание раствора производится в трещины и скважины. Трещины предварительно должны быть залиты бетоном или раствором, смотря по их толщине. Скважины для нагнетания раствора располагают в один ряд с верхней стороны. Глубина скважин назначается в зависимости от подпора (6—10 м) при расстоянии между скважинами в 3 м (высота сооружений имеется в виду 25—60 м). Диаметр скважины начинается с 10 см и доходит внизу до 5 см и менее. Пропитывание основания производят после укладки бетона на толщину два метра. В противном случае взрываемый под давлением жидкий раствор может образовать новые трещины в основании.



Фиг. 131.

Металлические трубы и гибкие рукава вставляются в буровые скважины. В зазоры плотно втрамбовывают раствор, а в нижнюю часть зазора запыживают плотно паклю.

Эти трубы выводятся выше бетонного слоя (рис. 131).

Труба, идущая от нагнетательного прибора, присоединяется к металлической трубе с помощью гибкого рукава.

Начинают с того, что пускают жидкий раствор в скважину под действием собственного веса.

Затем начинают нагнетать воздух и увеличивать давление, если раствор перестает протекать.

Нет нужды сильно повышать давление сверх того, что может иметь место во время службы плотины.

Состав раствора: 1 ч. цемента и 5—7 частей воды. Более жирный состав не применяется во избежание закупоривания трещин.

Начинают с состава 1 ч. цемента и 7 ч. воды. При сильной поглотительной способности скважин берут состав более жирный: 1 ч. цемента и 5 ч. воды.

Когда скважина поглощает слишком много раствора, ее временно оставляют и переходят к другой, значительно удаленной от первой.

Это нужно делать для того, чтобы не ослабить связи со скалой цемента только что нагнетенного. Возвращаются к покинутой скважине лишь после схватывания в ней цемента.

По отвердении раствора в скважинах накачивают в них воду под давлением, которое возможно при эксплуатации плотины, в целях испытания основания и определяют расход воды в литрах в час.

Во время производства работы по цементации основания скважины должны быть пронумерованы. В журнале должны быть указаны по каждой скважине: диаметр ее, глубина, поглощенное количество цемента, результаты испытания, время, затраченное на бурение скважины, прибор, которым бурилась скважина.

§ 13. Швы соединения.

Устройство швов соединения вызывается стремлением устранить появление в теле плотины вертикальных трещин, которыми изобилует большинство выстроенных плотин значительной длины.

Причинами появления этих трещин служат:

а) постепенное охлаждение раствора, выделяющего много тепла при схватывании и твердении, с повышением при этом температуры на 22°;

б) колебание температуры наружного воздуха, опасное лишь для поверхностных слоев кладки.

Лишь итальянские плотины, не имеющие швов соединения, не имеют также и трещин: они сложены с применением пуццоланы, медленно твердеющей, выделяющей, при твердении меньше тепла, чем портланд-цемент, и остающейся долгое время пластичной в кладке.

Швы соединения располагаются через 15—30 м один от другого; в последнее время чаще, через 15 м и реже 20 м.

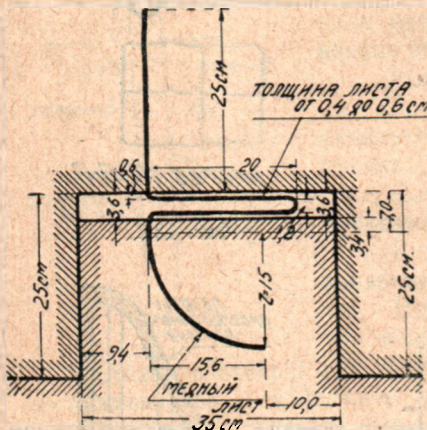
Устраивают также шов по способу, изображенному на приводимых ниже чертежах.

В первом случае (фиг. 134) медная пластинка *ав* заделана в одну из боковых поверхностей шва *A*, правая половина пластинки *в* смазана парафином, чтобы не иметь сцепления с кладкой *B*.

При изменении ширины шва полоска *ав* может скользить на своем месте (Kensico).

Ломаный лист (фиг. 134) помещают, как показано сплошной линией, а не пунктиром, так как в противном случае он будет разорван при расхождении швов.

ДЕТАЛЬ УЛОТКЕННЯ ШВА.



Фиг. 137.

Части *ав* и *сd* заделаны в кладку, часть *вс* смазана парафином.

Когда швы расходятся, лист принимает положение, указанное на фиг. 134, правый (Arrowrock).

По контуру тела плотины в плоскости швов на глубину 1,00 м полезно уложить полосы свежеспросмоленного картона шириной 1,00 м (фиг. 135).

Этим можно ограничиться, так как колебания температуры особенно опасны на периферии, где нельзя пропускать фильтрующую воду.

В тех частях сооружения, которые строятся при наиболее низкой температуре (наибольшее раскрытие швов), прокладывают тройной слой картона и достаточно одного или двух слоев, когда погода теплее.

С применением в швах свежеспросмоленного картона построены плотины Wilson, Keokuk.

Ниже помещены чертежи шва соединения плотины Сызранской Гидроэлектрической силовой установки (фиг. 136 — 137).

§ 14. Выбор материала для постройки тела плотины.

Тело каменной плотины устраивается:

1) бутовое, из камней нормального размера;
2) кладка с применением камней больших размеров — до 1 м и более с устранением сквозных швов как горизонтальных, так и во всяком другом направлении.

3) бетонно-бутовое (циклопический бетон), когда в бетон погружаются глыбы камня весом до 4 — 5 т. и более;

4) чисто бетонное, состава 1: 2¹/₂: 5, 1: 3: 6 и др. (см. Н. И. Анисимов. Производство работ по устройству плотин на реках, 1927 г.)

Первый тип отвечает плотине небольшого объема кладки при наличии хорошего камня прочных пород трудно разбиваемых в щебень при дорогом цементе.

Второй тип отвечает дорогой рабочей силе, наличию средств механизации работ и прекрасных прочных пород камня, добываемого в больших глыбах (гранит, трапц, порфир и проч.) при дорогом транспорте цемента и гравия. При этом расходуют цемента до 205—210 кг на 1 куб. м кладки.

Третий тип отвечает стремлению использовать положительные качества глыб — большой удельный вес, а также приобрести положительные свойства бетона — монолитность, большую водонепроницаемость и большую производительность работ при одной и той же степени механизации работ.

Четвертый тип, на котором в данное время решительно стоит американская практика в течение последних 6—8 лет, отвечает стремлению иметь максимальную производительность в куб. метрах тела плотины за определенный период времени.

При постройке громадных плотин это обстоятельство, конечно, играет решающую роль, так как кладка тела плотины часто задерживает доведение

дела до конца и открытие предприятия. Этим определяется современный подход к выбору материала тела плотины. При наличии дренажа большая водонепроницаемость бетона тела плотины не выставляется выцукло, как обстоятельство решающее роль. При среднем качестве работ и хорошем камне кладка из больших камней технически всегда предпочтительней, позволяя избежать последствий расслоения бетона в будущем и появления трещин по причинам *a* и *b* § 13 н. гл. Изложенное особенно важно помнить в отношении арочных плотин, где указанные явления особенно опасны (см. R. Stucky. *Étude sur les barrages arqués*).

При 3 и 4-м типе переднюю грань надо выполнить из раствора на толщину от 5—10 см при небольших плотинах и до 1—2 м в больших сооружениях в целях водонепроницаемости передней грани.

Далее, кладку швов соединения также надо делать бетонную (материал соприкасающихся частей прилегающих массивов).

В общем получится, что, выбрав тип 2-й, имеем все же не менее 25% бетона (см. арочную плотину Pathfinder).

Промедление, вызываемое бутовой кладкой, весьма значительно, а при ведении работ в тельяках, имеем большое удорожание 1 куб. м тела плотины, нежели для бетонного сооружения, а кладку в этом случае менее высокого качества при прочих равных условиях. При наличии весьма прочного камня, трудно разбиваемого в щебень, в случае производства работ вдали от железной дороги и карьеров гравия, в особенности при плохих грунтовых дорогах, отказ от бетона вполне целесообразен, если это не вызывает общей задержки всех работ на постройке.

Строго говоря, тельяки, при массовых бутовых работах, просто диктуют применение бетона во избежание удорожания работ.

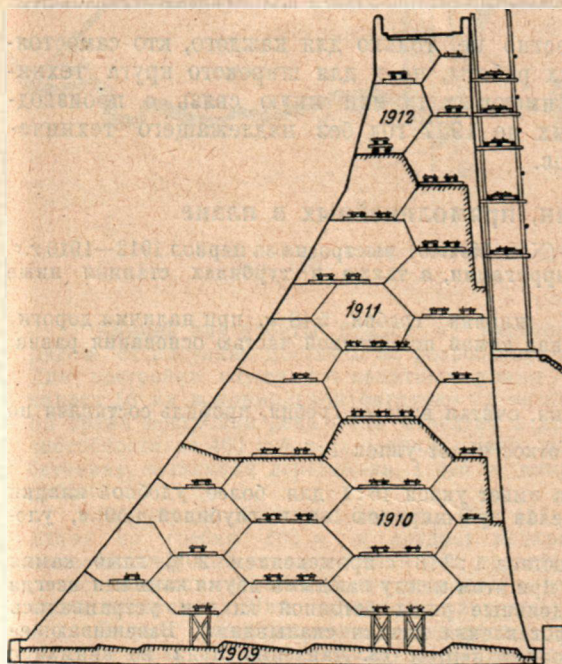
Выбор бетона жесткого, пластичного или литого — вопрос имеющегося оборудования для ведения бетонных работ. При дорогой рабочей силе и развитой механизации литой бетон лучшее решение.

§ 15. Кладка тела плотины.

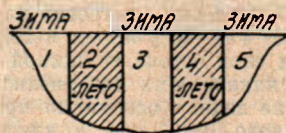
С точки зрения лучшего сопротивления скалывающим силам бутовая кладка уступает бетону.

В германских плотинах это компенсируют устройством не горизонтальных швов, а наклонных (см. Ф. Креутер. *Расчет и возведение каменных вододержательных плотин*).

Кладка в жидкий бетон неправильно располагаемых глыб камня прочных пород — хорошее средство для повышения сопротивляемости кладки скалывающим силам.



Фиг. 138.



Фиг. 139.

Однако, в современной практике и бетонные плотины средней и большой высоты возводятся часто с упразднением горизонтальных и наклонных швов: прибегают к устройству крупных уступов, вовсе устраняющих дефекты швов

горизонтальных или слабо наклонных. Ниже на рис. 138 показан этот прием, примененный при постройке ряда плотин.

В Америке плотины строятся отдельными секциями, заключенными между двумя швами соединения, при чем при постройке одна секция располагается несколько вперед относительно двух соседних.

Иногда покрывают асфальтом одну из поверхностей этих швов, чтобы препятствовать сцеплению отдельных секций.

В местностях, где бетонируют и зимой (Elephant Butte), американцы поступают так (фиг. 139): секции 2 и 4 бетонируют летом, а 1, 3 и 5 зимой.

Более подробно вопросы производства работ (облицовка и проч.) см. в книге автора: „Производство работ по устройству плотин на реках“ изд. 1927 года.

§ 16. Фильтрация через сооружение.

В больших американских плотинах дренаж имеет общий расход от 10 до 50 литров в секунду.

§ 17. Качество кладки.

Теоретически качество кладки зависит от состава бетона или раствора бутовой кладки, т. е. от величины n и m формулы $1:m:n$ и $1:m$.

Практически, при выбранном составе и материалах местных пород, остающихся неизменными, качество кладки всецело зависит от возглавления работ и системы руководства низовых работников и их подбора.

Можно дать значительную лучшую кладку состава $1:3:6$ при надлежащем ведении дела, чем $1:2\frac{1}{2}:5$ при случайном подборе лиц.

К этому взгляду давно пришли в Америке, о чем пишут в образцовых трудах по вопросу (Creadger, La construction des grands barrages en Amerique, стр. 217).

В СССР же это столь же известно не только для каждого, кто самостоятельно провел хотя бы 1—2 крупных работы, но и для широкого круга технических и общественных работников, имеющих ту или иную связь с производством крупнейших работ, проведенных по 1927 год без надлежащего технического руководства опытных инженеров.

§ 18. Примеры плотин, прямолинейных в плане.

Пример 1. Плотина Elephant Butte (New Mexico) выстроена за период 1912—1916 г.г. в целях использования воды для нужд ирригации, а также в турбинах станции ниже плотины (фиг. 140).

Длина плотины по гребню 366 м, ширина гребня 5,48 м, при наличии дороги.

Максимальная высота сооружения над самой пониженной частью основания равна 90 м.

Профиль плотины — треугольный.

На высоту 53,50 м, т. е. до дна реки, считая вниз от гребня, профиль составлен по формуле $t = \frac{y}{V\gamma} = \frac{2}{3} \cdot y$; ниже — задний откос имеет уклон 1:1.

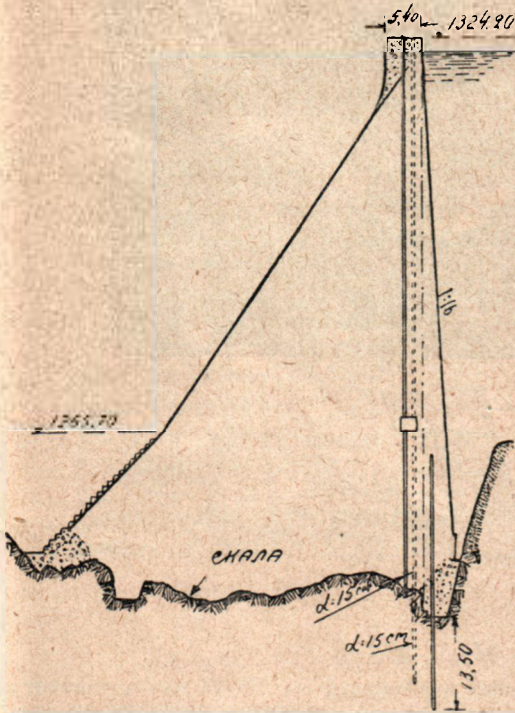
Передняя грань не вертикальна, а имеет уклон 16:1 для более удобной кладки тела. У передней грани в основание заделан зуб шириною 3 м и глубиной 4,50 м, уложенный из жирного бетона.

Сооружение выстроено из бетона состава $1:3:6$ с применением 20% глыб камня весом до 4 т (80% бетона и 20% камня); при этом между каждыми двумя камнями всегда имеется слой бетона толщиной 30 см. Отдельные ряды бетонной кладки устраивались слегка наклонными для увеличения сопротивления кладки скальванию. Взвешивающее давление воды в основании принято с коэффициентом 0,3. Давление льда во внимание не принято. Вес 1 куб. м кладки равен 2242 кг, максимальное напряжение кладки на сжатие у передней грани равно 13,5, у задней 10,6 кг/кв. см.

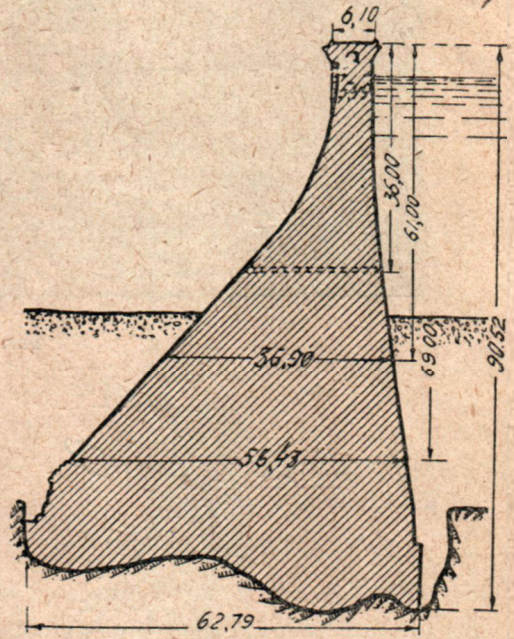
По оси зуба в расстоянии 3 м. одна от другой были сделаны скважины на глубину 15 м. В эти скважины нагнетался раствор цемента с водой (1:7) под высоким давлением. На 3 м ниже этих скважин (по течению) устроен был второй ряд скважин $d = 15$ см в расстоянии 2,40 м одна от другой. Эти последние скважины были пройдены на глубину 13,50 м ниже основания.

Вторая линия скважин — дрен устроена в 1,50 м ниже первой, так что скважины первого и второго ряда чередовались между собой (шахматный порядок). Швами соединения сооружение разделено на массивы длиной 30 м. В промежутках расположены швы, не доходящие до основания. Плотина имеет в берегу водослив шириной 120 м, кроме того 12 водоспусков с уравновешенными затворами и 4 водоспуска с цилиндрическими. Сооружение основано на трещиноватых песчанике и сланце при наличии пестрого напластования. Однако зуб у передней грани доходит до мощного слоя прекрасного песчаника.

Чтобы увеличить водонепроницаемость плотины, с напорной стороны кладка на толщину 1,50 м была сделана более жирная. По этому слою бетона уложено было покрытие из гавита состава 1:2, четырьмя слоями на общую толщину в 2,2 см (см. Н. И. Анисимов. Производство работ при устройстве плотин на реках изд. 1927 г.).



Фиг. 140.



Фиг. 141.

Камень для работы брался из карьеров песчаника в расстоянии от 600 м до 1809 м от плотины. Доставка по рельсовому пути. Общий объем кладки 450 000 куб. м. Для постройки служили 3 канатных линии пролетом 420 м при диаметре несущего каната 56 мм и нормальной нагрузке 7,2 т. Кран обслуживался мотором в 300 лощ. сил. Во время постройки река была отведена в лоток (на правом берегу реки) пропускной способности до 460 куб. м. в секунду. Часть лотка, проходившая по месту плотины, была бетонная, остальная деревянная. 1 куб. м кладки обошелся с общими расходами, в 14 рублей.

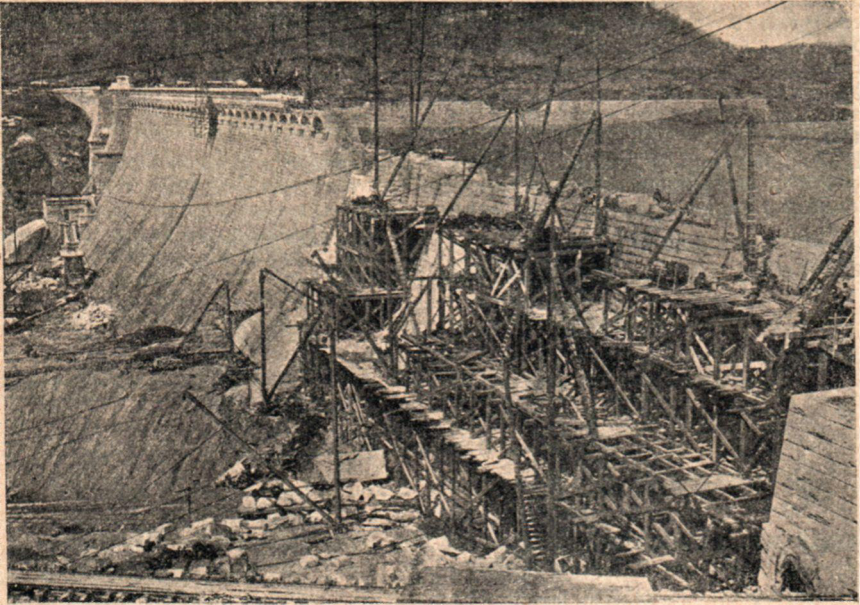
Пример 2. Плотина Kensico, фиг. 124 выстроенная за годы 1911—1915, имеет длину по гребню 562 м и создает водохранилище объемом в 172 милл. куб. м при максимальной высоте сооружения над подошвой 92,20 м. Состав тела плотины — циклопическая кладка (глыбы камня втоплены в бетон). Передняя грань облицована бетонными массивами. Швы соединения расположены через 24 м.

Задняя грань очерчена по гиперболе, однако, профиль близок к треугольному.

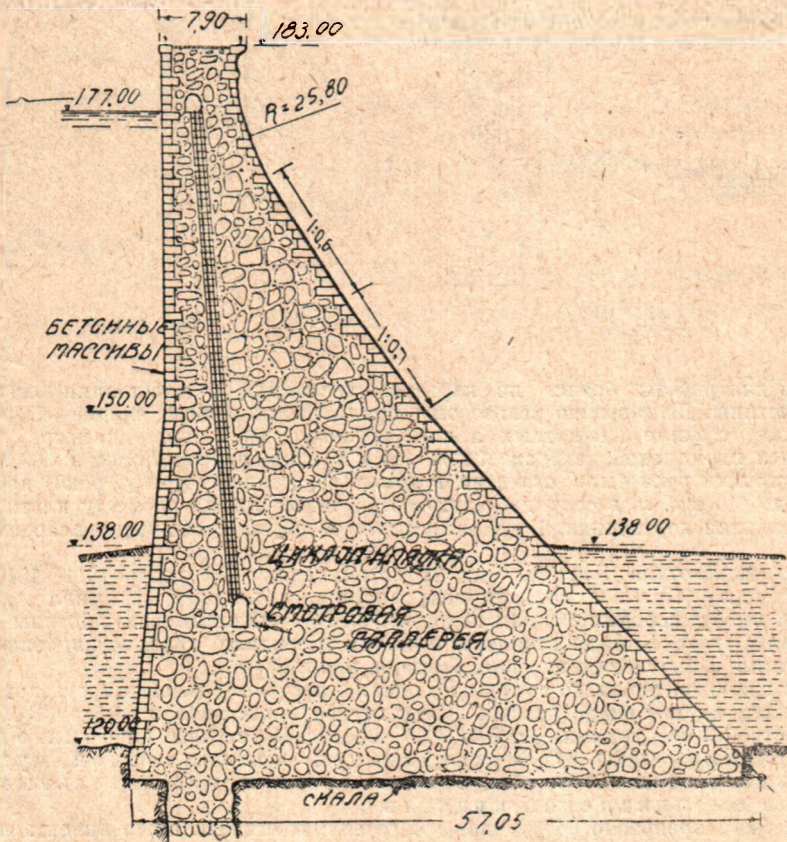
Основанием служит скала разных пород: гнейса, известняка и шифера. В 1914 г. на работах по постройке сооружения состояло 1400 человек. Месячная производительность достигала 65000 куб. м кладки при максимальной суточной производительности 2680 куб. м, что является исключительным успехом даже в американской практике.

Работы были прекрасно оборудованы богатейшим строительным инвентарем.

Водослив шириной 15 м устроен на восточном берегу; бассейн стока незначителен. Вертикальные дрены составлены из пористых бетонных массивов состава 1:2:14, с дырой



Фиг. 142.

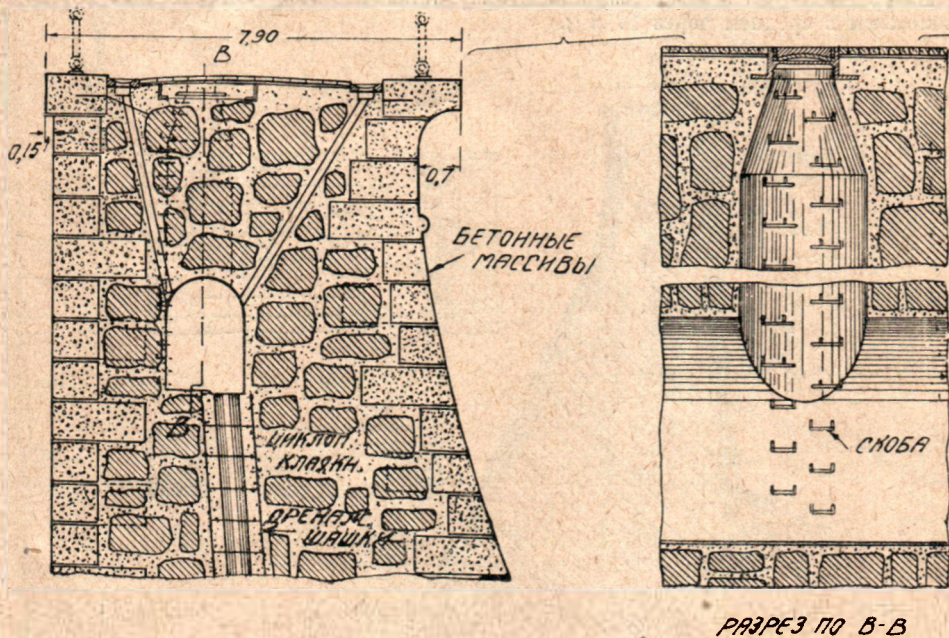


Фиг. 143.

посередине $d=40$ см. Расстояние между дренами 3 м, расстояние дрены от передней грани равно 3 м.

Пример 3. Плотина Croton выстроена близ Нью-Йорка за период с 1892 по 1906 годы (фиг. 141 - 142). Назначение — водоснабжение Нью-Йорка. Водоохранилище дает 122 милл. куб. м воды. Высота сооружения 90,52 м над подошвой фундамента при средней высоте 79 м. Сооружение основано на скалистом основании, глубоко залегающем под дном реки. Профиль найден по французскому методу и ближе всего подходит к профилю плотины Chartrain.

Состав тела плотины — кладка из гранитных камней объема от 0,75 до 2,5 куб. м. При расчете профиля принято давление льда. Сооружение снабжено водосливом в берегу



Фиг. 144.

и тремя трубами $d=120$ см, играющими роль водоспусков. Облицовка тела плотины сделана из бетонных массивов.

Пример 4. Плотина Olive Bridge построена в 1914 году для водоснабжения Нью-Йорка. Вода подается в Нью-Йорк акведуком сечением $5,10 \text{ м} \times 5,25 \text{ м}$ и длиной 136 км. Плотина каменная с земляными береговыми участками. Высота гребня плотины над основанием доходит до 72 м (фиг. 143 - 144). По гребню идет дорога, ширина гребня 6 м. Кладка тела плотины циклопическая с облицовкой бетонными массивами. Общий объем кладки 375 000 куб. м. Швы соединения расположены через 25,20 м.

Работа была произведена за ряжевыми перемычками, при чем река была захвачена в 2 металлические трубы $d=2,40$ м. Эти трубы проходили через огражденную перемычками площадь. Меженный расход реки Esopus Creek достигает от 3 до 14 куб. м/сек., максимальный расход до 800 куб. м/сек. Трубы работали лишь с июня по декабрь 1908 г. и справились со своей задачей; лишь в октябре месяце их несколько не хватало.

Пример 5. Плотина на р. Сызрани для Сызранской гидроэлектрической станции запроектирована и осуществляется ныне при следующих данных (1 августа 1926 г).

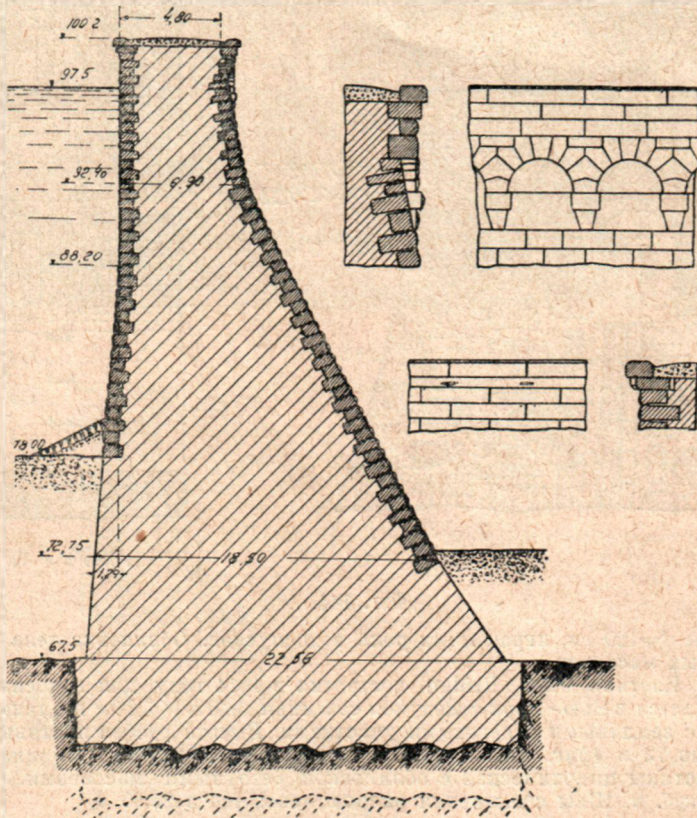
Сооружение имеет высоту до 17,40 м, и состоит из 3-х частей: бетонной глухой, бетонной водосливной и земляной сопрягающей правобережной дамбы. Подпертая и задержанная плотиной вода предназначена к использованию на гидростанции почти полностью в течение июля — марта. В остальной период (март—июль) избыточная вода проходит по водосливу при максимальном принятом расходе до 1000 куб. м/сек, в то время, как меженные расходы обычно держатся в пределах 5—10 куб. м/сек.

Проход высоких вод сопровождается значительным подпором с Волги. Это вызывает сильное колебание напора станции, но не прекращает ее работы: в это время 3 турбины все же дают 1000 kW, покрывая вместе с резервом всю нагрузку (мощность станции 2050 kW).

Материал тела плотины — бетон на растворе 1:3 в верхней части на толщину 2 метра, а в остальной части профиля — 1:4:8. Плотина имеет полную длину по гребню 304 м, при чем каменная часть имеет длину лишь 196 м (в том числе водосливная

часть 114 м), а сопрягающая дамба 108 м. Водослив закрывается плоскими щитами размерами 6 м × 3 м с роликами, прикрепленными к щитам. Всех водосливных отверстий 14. Подъем щита производится двумя цевочными рейками от червячного механизма, мотором и вручную. Время поднятия щита мотором 13 минут.

Сопряжение бетонной части с дамбой устроено с помощью железо-бетонной диафрагмы, врезанной в скалу. Длина диафрагмы 36 м. По длине диафрагма снабжена ребрами для увеличения пути фильтрации. Профиль плотины рассчитан также на давление льда в размере 15 т/пог. м. При этом скалывающие напряжения нигде не превышают 3,5 кг/кв. см. Однако, давление льда в 40 т/пог. м воспринимается также без опасных перегрузок. Облицовка предположена была песчаниковая, но потом, учитывая скудость местных средств, ее отбросили, оставив затирку бетонных поверхностей. Швы соединения расположены в среднем через 14 м¹⁾.



Фиг. 145.

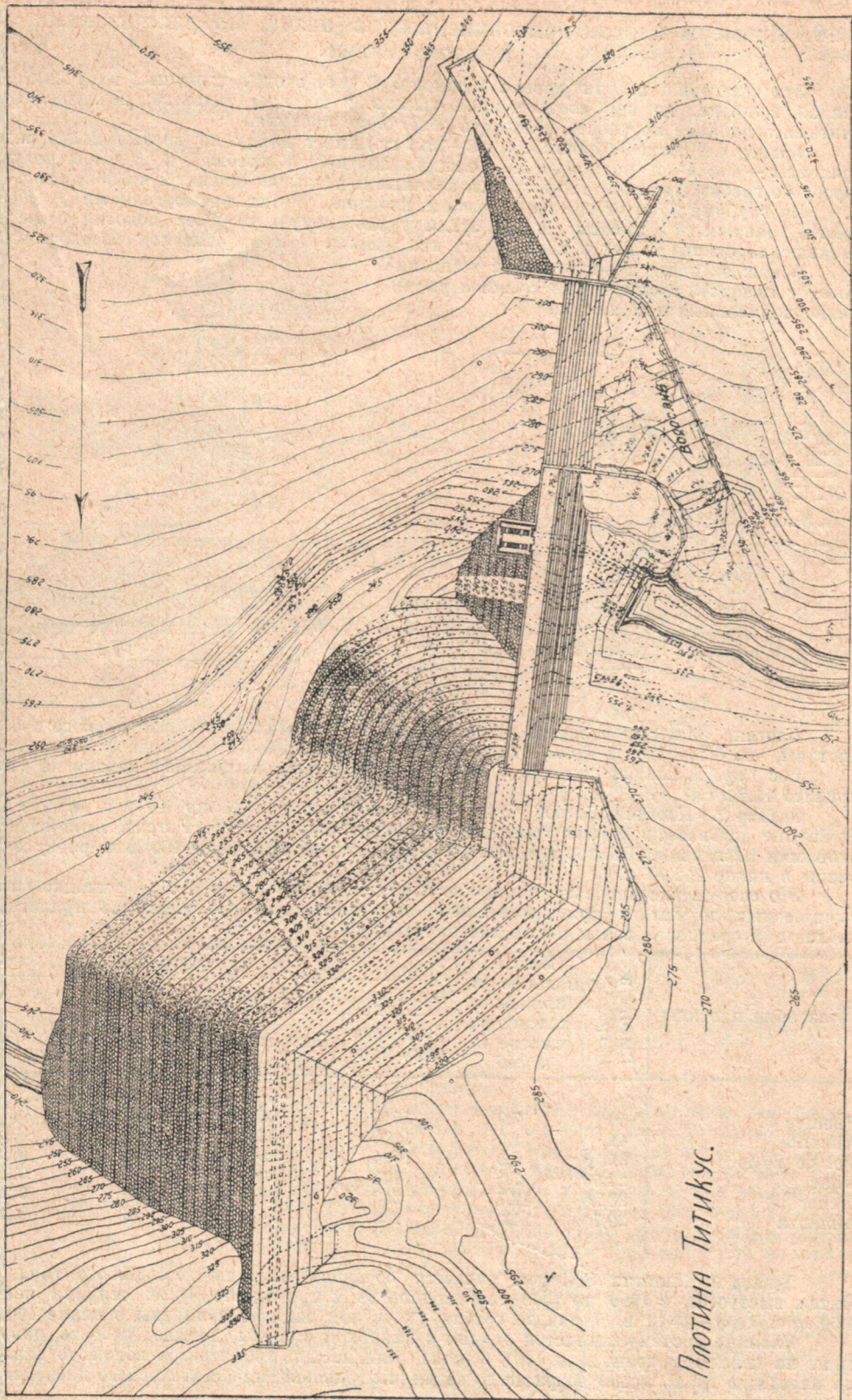
Пример 6. (фиг. 122), относится к случаю применения вертикальных защитных шахт, не допускающих действия напора воды на передающую грань профиля. В расчет введен при этом лишь основной профиль.

Пример 7. (фиг. 123) отличается от предыдущего конструкцией шахт, которые здесь образованы железо-бетонной плитой $\delta = 12$ см, отстоящей от передней грани на 10 см. Через каждые 60 см плита имеет вертикальные ребра, входящие в кладку.

Плита приготовлена из цементного раствора состава 1:2 1/2 с армировкой из круглого железа.

Однако, в настоящее время не применяют защитных шахт, а отводят воду дренажем в теле плотины, устраивая последнее с напорной стороны наиболее водонепроницаемым, а к сухой грани — более слабого состава бетона (например, с напорной грани бетон в растворе 1:3, а к сухой — 1:4 1/2). Фиг. 145 — 146 изображают профиль и план плотины Титикус.

¹⁾ Данные отвечают утвержденному проекту и не отражают изменений, случай внесенных в проект впоследствии по его утверждению.



Плотина Титикус.

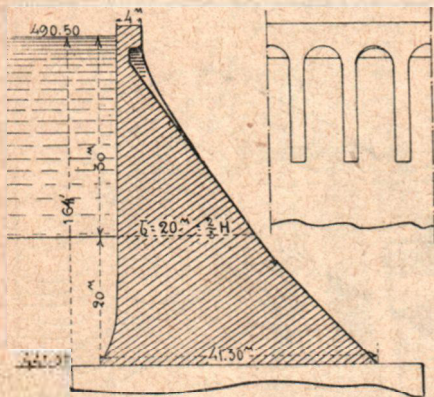
§ 19. Примеры плотин криволинейных в плане, но рассчитанных, как прямолинейные.

Эта категория плотин весьма обширна. В нее входят плотины, очерченные по кривой в плане, но при соотношениях высоты и ширины тальвега, не позволяющих учитывать влияние арочности и вносить облегчение профиля.

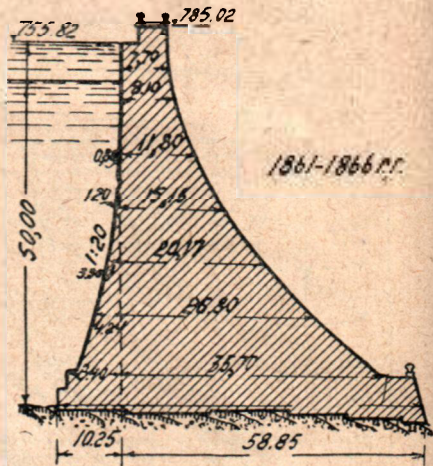
Пример 1. Плотина Chartrain (1888—1891 гг.) имеет длину по гребню 241 м; радиус кривизны — 400 м и подпор 46 м. Толщина плотины у гребня — 2 м; чтобы получить дорогу по гребню шириной 4 м устроены арочные перекрытия пролетом в 6,50 м (фиг. 147).

На глубину 30 м от гребня профилем плотины служит прямоугольный Δ с основанием равным $\frac{2}{3}$ высоты. Далее сухая грань получает более пологий откос для уменьшения скальвающих и нормальных напряжений при наполненном водохранилище.

В нижней части профиля имеем уширение также у напорной грани, чем достигается уменьшение нормальных напряжений.



Фиг. 147.



Фиг. 148.

Плотина Chartrain является лучшим образцом рационального французского профиля плотины, что было в свое время отмечено на V Международном Судостроительном Конгрессе.

Вес 1 куб. м кладки приняли в 2400 кг, максимальное напряжение кладки на сжатие принято 11,2 кг/см².

Пример 2. Плотина Furens (рис. 148) выстроена с 1861 по 1866 г. в 9 км от St-Etienne для водоснабжения города и регулирования стока р. Furens, отличающейся сильными наводками. Подпор плотины 50 м при длине по гребню 100 м и радиусе кривизны в плане 252,50 м.

Это сооружение впервые установило значительную разницу в объеме кладки плотин, выстроенных до Furens при сравнении с этой последней, что видно из прилагаемой таблицы (в сравнение взяты испанские плотины).

Название плотины	Высота в метр	Максимальное напряжение кладки на сжатие в кг/см ²	К Л А Д К А			
			Число куб. м на 1 пог. м	Разница		
			Выполненный тип.	Тип Furens	Абсолютная	Относительная
Puentes	50	7,9	1519	1029	490	0,32
Alicante	41	11,3	1100	566	534	0,49
Vol de Enferno	35,70	6,5	1084	391	693	0,64
Nijar	27,50	7,5	499	308	191	0,38
Elche	23,20	12,7	243	187	56	0,23
Almanza	20,70	14,0	139	141	?	0,02

Пример 3. Плотина Solingen является образцом плотины германского типа, инж. Интце; выстроена с 1900 по 1902 год; подпор 38 м при высоте 43,30; ширина поверху 4,50 м, понизу—36,50 м. Длина по гребню 178 м при радиусе кривизны в плане 150 м.

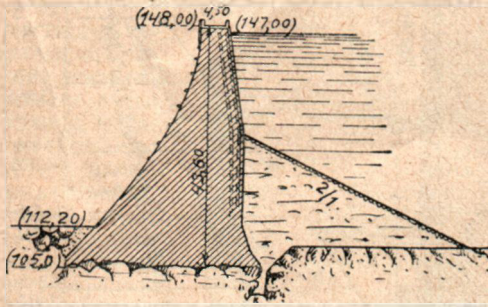
Наличие песчано-глинистой отсыпки с напорной стороны должно умерять давление воды на переднюю грань (фиг. 149). Однако, если насыпь пропитается водой, то давление на переднюю грань может возрасти до величины большей гидростатического давления.

Пусть насыпь имеет 40% пустот при весе 1 куб. м ее насыпи в воздухе 1800 кг. Тогда 1 куб. м ее содержит 0,6 куб. м твердого вещества; истинный вес 1 куб. м насыпи в воде равен

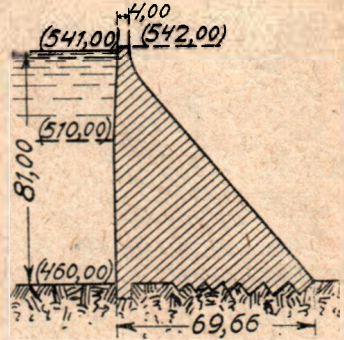
$$1800 - 0,6 \times 1000 = 1200 \text{ кг.}$$

Давление разжиженного грунта может оказаться больше гидростатического давления при малом ϕ .

По типу Solingen выстроен целый ряд германских плотин: Urft, Marklissa, Ennere, Hennor, Mohne и другие.



Фиг. 149.

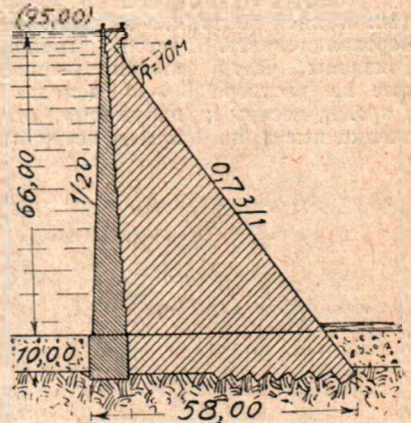


Фиг. 150.

Из них самая высокая плотина Urft имеет наибольший подпор 50,50 м — при высоте до 58 м и ширине по гребню 5,50 м и 50,50 м — по низу. Длина по гребню 226 м, при радиусе кривизны в плане 200 м.

Пример 4. Испанская плотина Тремп (фиг. 150) выстроена с 1914 г. по 1916 г. для гидро-электрической станции. Профиль французский. Высота плотины до 84 м при ширине поверху 4 м и 69,66 м понизу. Длина плотины по гребню 203 м при радиусе кривизны в плане 300 м. Давление на грунт при наполненном водохранилище равно 8,13 кг/кв. см и 18,65 кг/кв. см. у передней и задней грани плотины.

Пример 5. Плотина Alfonso (фиг. 151) выстроена по французскому профилю (начало работ — 1914 год). Высота плотины над грунтом 66 м и 76 м над основанием при толщине понизу 58 м. Передняя грань наклонена слегка к вертикали под углом с тангенсом 1:20; задняя грань имеет уклон к вертикали 0,73:1, т.е. ширина понизу равна 0,73 высоты плотины. Длина по гребню плотины 150 м при радиусе 150 м. Объем водохранилища 66 миллионов куб. м. Максимальное напряжение кладки на сжатие 22,27 кг/кв. см. Передняя часть профиля выполнена на более жирном растворе.



Фиг. 151.

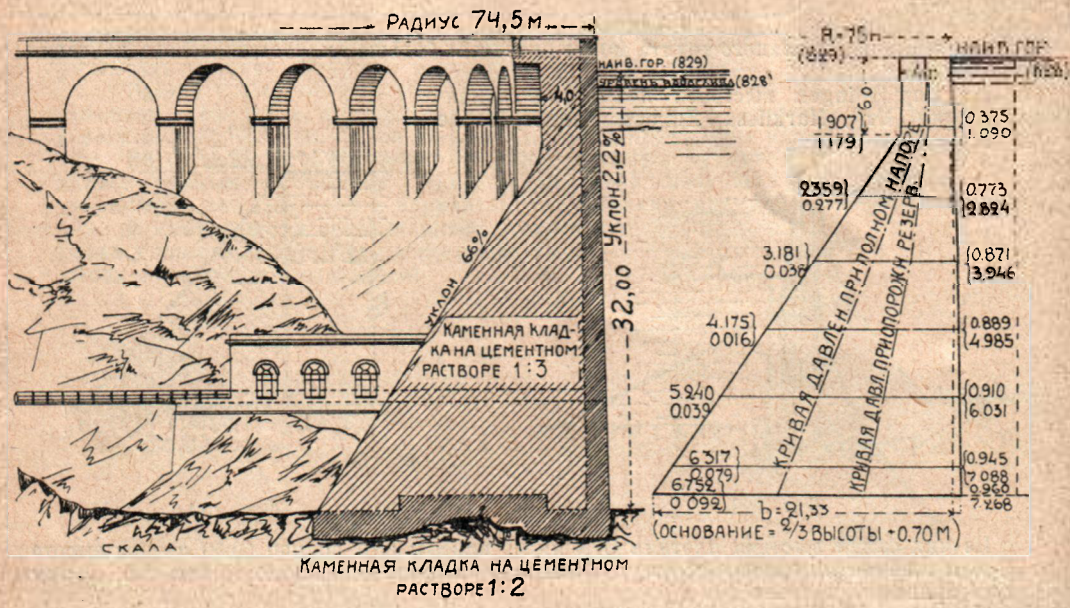
Пример 6. Итальянская плотина Vadana самая высокая в Италии: она имеет высоту до 56 м при подпоре до 53,40 м. Грунт основания — крепкая трещиноватая скала. Плотина слегка криволинейная в плане. Напорный откос имеет уклон к вертикали от 5% до 30%. Такой уклон надо признать преувеличенным: рациональная его величина колеблется от 0 до 10% (см. выше). Наружный откос имеет уклон до 100%, что также не вполне рационально (на пределе, см. выше). Вес 1 куб. м кладки в расчете взят был в 2300 кг, допускаемое напряжение кладки на сжатие принято в проекте 15 кг/кв. см.

Плотина выстроена за 6 лет летней работы, с 1908 г. по 1913 г. при объеме кладки 100 000 куб. м; в работе оказалась удовлетворительной. Сооружение обошлось в 2 322 764 фр. или по 23,23 фр. за 1 куб. м каменной кладки и 0,49 фр. за 1 куб. м объема водохранилища.

Пример 7. Плотина Brasimona имеет высоту 34,50 м, из коих 1,00 м занимает фундамент, погруженный в прочную скалу. Подпор равен 32,00 м (фиг. 152). Гребень плотины поднят на 1,50 м выше наивысшего горизонта воды в водохранилище.

Имея криволинейное очертание в плане, плотина рассчитана, как подпорная стенка. Радиус кривизны равен 74,50 м при центральном угле равном 128°32'. Берега гальвега прочные, скалистые. Криволинейность очертания принята в запас прочности для усвоения местного населения, категорически протестовавшего против устройства плотины из боязни разрушения ее и наводнения. Толщина плотины в основании равна 23,03 м.

Сечение—треугольник с надстройкой сверху. Основные размеры сечения отвечают теории треугольного профиля. Максимальное напряжение кладки на сжатие равно 9,63 кг/кв. см.

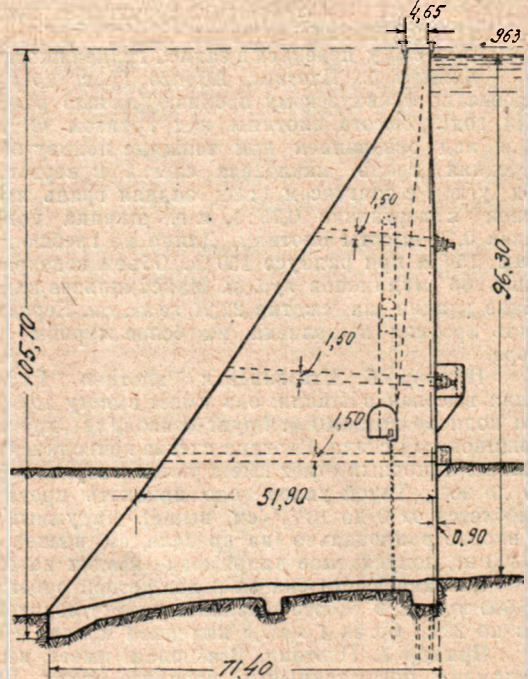


КАМЕННАЯ КЛАДКА НА ЦЕМЕНТНОМ РАСТВОРЕ 1:2

Фиг. 152.

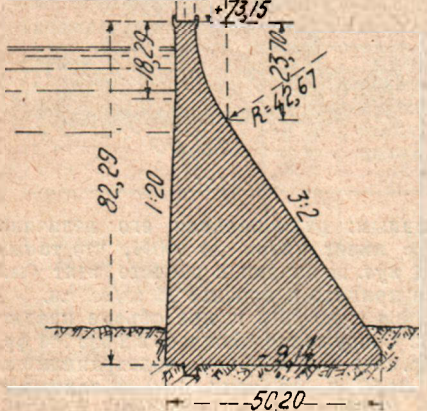
Коэффициент устойчивости на скольжение достаточно велик и скальвающие напряжения не выходят из пределов допустимых.

Тело плотины сложено из крупных камней песчаника на растворе из портландцемента. Густой штриховкой показаны части кладки, выполненные на растворе 500 кг цемента на 1 куб. м песку; к наружному откосу кладка имеет на 1 куб. м песку лишь



Фиг. 154.

ПЛОТИНА РУЗВЕЛЬТ [АМЕРИКА].
487, 712, РАДИУС 120м.



Фиг. 153.

300 кг портланд-цемента. Таким образом профильтровавшая через тело плотины вода будет свободно выступать на наружном откосе, не оказывая вредного влияния на работу сооружения. В нижней части тела плотины в основании и у подводного откоса кладка выполнена особенно тщательно на растворе состава 1:1 с хорошей перевязкой.

Плотина оказалась прекрасной в работе и обошлась в 800 000 франков или в 20 фр. за 1 куб. м кладки или 0,14 фр. за 1 куб. м вместимости водохранилища. Ни одна из итальянских каменных плотин не имеет ни дренажа у подводного откоса, ни контрольных галлерей, ни колодцев, ни швов соединения.

Итальянские плотины сложены на растворе с примесью пуццоланы, придающей кладке пластичность; кроме того, они преграждают долины, открытые к северу, как что солнце не светит прямо ни на подводный откос, ни на наружный; кладка же большую часть года омывается водой водохранилища, так что изменения температуры на кладке почти не отражаются. Образующиеся трещины закрываются благодаря криволинейности плотин в плане, вследствие чего дают два заметные и совершенно безвредное просачивание воды через тело плотины.

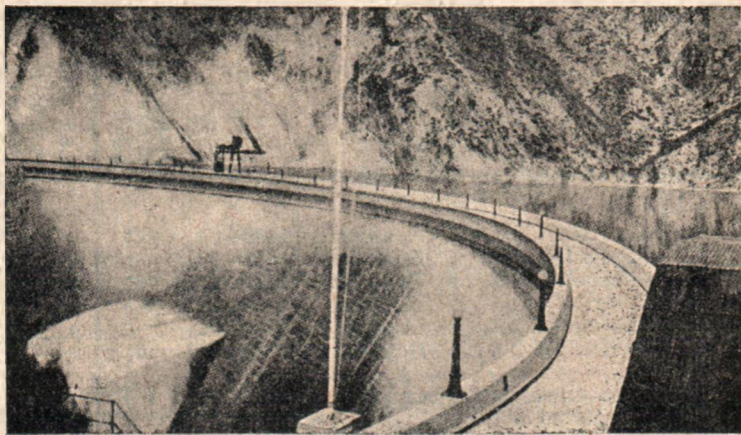
Пример 8. Плотина Рузвельт построена с 1905 г. по 1911 г. на Salt River (Arizona) для целей ирригации (фиг. 153). Водохранилище имеет полезный объем воды 1560 милл. куб. м. Максимальная высота сооружения 86,45 м при толщине — поверху 4,90 м и понижу 51,00 м. Напорная грань сверху вертикальна (на 21 м), затем наклонена к вертикали в $\frac{1}{20}$. Задняя грань отвечает уклоном своим теории треугольного профиля, лишь в верхней части профиль образован радиусом $R = 42,70$ м. Плотина криволинейная в плане; сложена из крупных камней на растворе из портланд-цемента.

Пример 9. Плотина Аггювгок построена с 1912 г. по 1916 г.

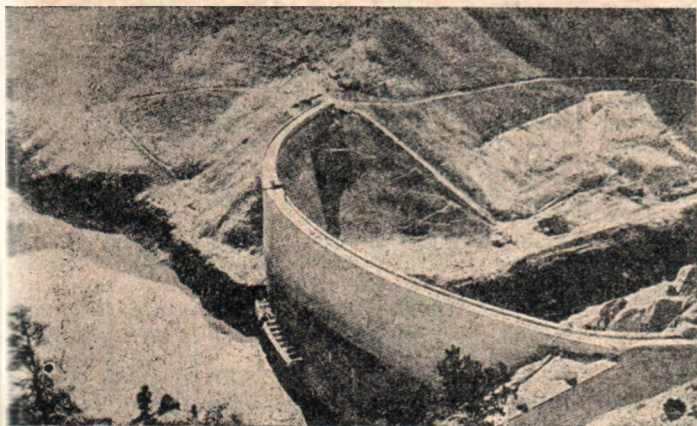
Профиль плотины треугольный, рассчитан как подпорная стенка (фиг. 154—156), но в плане сооружение имеет кривизну при $R = 200$ м при максимальной высоте над основанием в 106 м. Максимальное напряжение кладки на сжатие допущено до 30 кг кв. см. Тело плотины состоит из 80% бетона и 20% каменных глыб из карьера. Бетон имеет состав: 1 ч. цемента, 2 ч. песку, $5\frac{1}{2}$ ч. гравия и 3 ч. гальки $d = 14$ см. Дорога по гребню плотины имеет ширину 4,65 м и длину 300 м по сооружению. Через каждые 30 м устроены швы соединения отдельных массивов тела плотины. С напорной стороны применен бетон более жирного состава.

Тело плотины и основание имеют дренаж. Цементация основания показала, что последнее слабо поглощало жидкий цемент, хотя скважины были сделаны на глубину от 9 до 12 метров. Линия дренажных труб лежит на 6 м вниз по течению от упомянутых скважин. При постройке плотины работало 2 канатных крана (линии) Edgerwood, пролетом 450 м каждый. Несущий канат рассчитан был на 15 т. Кроме того, работали деррики (4 штуки по 10 т) и несколько штук меньшей грузоподъемности.

Плотина Аггювгок через несколько месяцев после ее постройки подверглась действию землетрясения, которое не оказало никакого вреда сооружению.



Фиг. 155. Плотина Арраурук.



Фиг. 156. Плотина Арраурук.

Таблица данных, относящихся к построенным каменным

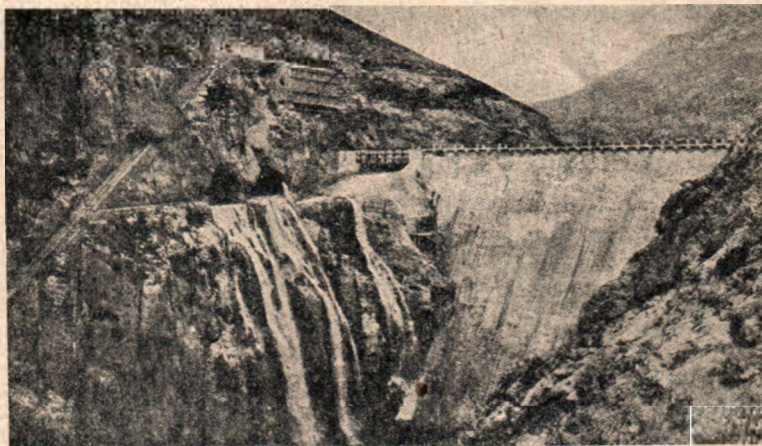
Графы	I	II	III	IV	V		VI	VII
№ по порядку	НАЗВАНИЕ ПЛОТИНЫ	Страна	Год постройки	Матр. излерж. кладки на склоне kg/cm ²	Максимальная высота плотины		Принято в рас- чет давление льда в м/м ² и т	Принято в рас- чет фильтрационное давление см/м
					Над дном талвега	Над осно- ванием		
1	Furens	Франция	1862—66	6,5	51,18	55,11		
2	Boyd's Corners	Нью-Йорк	1866—72	—	17,40	22,40		
3	Gileppe	Бельгия	1869—75	6	45,30	46,20	—	
4	Villar	Испания	1870—78	9,5	48,60	51,10	—	
5	Thirlmere	Англия	1886—93	—	17,55	33,60	—	
6	Hijar	Испания	1880	6	—	42,33	—	
7	Sweetwater	С.-А. С. Ш.: Калифорния	1887—88	15,8	22,50	28,20	0,00	
8	San Mateo (Cry- stal Springs)		1887—8	—	43,80	48,60		полный напор
9	Beetaloo	Австралия	1888—90	7	33,0	35,40		
10	Chartrain	Франция	1888—93	11,2	48,90	54,00		
11	Peryyar	Индия	1888—96	9	47,50	53,40	0,00	—
12	Sodom	Нью-Йорк	1888—93	—	23,40	29,40	0,00	0,00
13	Hemet	Калифорния	1890—95	—	36,75	40,65		
14	Titicus	Нью-Йорк	1890—95	—	32,70	40,50		
15	New Croton		1892—07	—	48,90	89,10	0,00	0,00
16	Wigwam (Water- bury)	Коннектикут	1894—04	—	23,10	27,30		
17	Burruga	Австралия	1893	—	11,70	12,30		
18	Burratoz	Англия	1893—96	—	26,70	43,50		
19	Chemnitz (Einsie- del)	Германия	1894	—	19,50	27,60	—	
20	Assuan	Египет	1898—905	6,5	24,50	39,30	0,00	0,00
21	Boonton	Нью-Йорк	1900—05	9	31,5	34,2	0,00	0,00
22	Lake Cheesmen	Колорадо	1900—04	17,5	64,20	70,8	0,00	0,00
23	Spier Falls	Нью-Йорк	1900—05	6,6	27,00	46,20	—	—
24	Wachusett	Массачузетс	1900—06	12	52,50	57,00	75,0	—
25	Urft	Германия	1901—04	—	52,50	57,00	—	—
26	Cataract	Австралия	1902—08	47,10	47,10	57,60	0,00	0,00
27	Granite Springs	Уайоминг	1903—04	—	25,80	28,80	—	—
28	Cross River	Нью-Йорк	1905—07	12,5	46,50	51,00	40,0	см. 31
29	Roosevelt	Аризона	1905—11	23	78,60	25,20	—	—
30	Croton Falls	Нью-Йорк	1906—11	12,5	33,90	50,10	50,00	см. 31
31	Olive Bridge (As- hokan)		1907—11	14,0	45,0	66,00	75,00	Н и О
32	Barker	Колорадо	1909	—	43,50	51,60	—	до дре
33	Sweetwater (пе- реустройство)	Калифорния	1910—11	9,5	33,00	38,70	0,00	—
34	Kensico	Нью-Йорк	1910—16	15,0	51,00	90,00	75,00	Н и О, 2
35	Salt River	Аризона	1911	—	—	84,00	—	—
36	Orland	Калифорния	1910	—	—	41,00	—	—
37	Arrowrock	Айдахо	1915	—	—	106,0	—	—
38	Elephant Butte	Нов.Мексика	1906	—	—	95,40	—	—
39	Jackson Lake	Айдахо	1906	—	—	20,0	—	—
40	Sun River	Монтана	1914	—	—	33	—	—
41	Pishkun		1914	—	—	14,40	—	—
42	Muddy Creek		1914	—	—	27	—	—
43	Benton Lake		1914	—	—	12	—	—

прямолинейным в плане и криволинейным (к § 19).

IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI
Ширина плотин	Превышен. гребня плотины над горизонтом воды	Радиус по гребню, считая от напорной грани	Водослив.	Прогуски способность	Род материала плотины	Характер основания	ПРИМЕЧАНИЕ
У основания			Ширину и метрах				
48,30	2	252,40			Бут. кладка	Скала	
17,00	0,90	—			Бетон, облиц. камн.		
64,80	2	500			Бут. кладка	Скала	
46,38	2,50	134			"	"	
44,10	1,47	65,4			"	"	
17,50	1,80	35,55			Бет. с погр. глыб.	Слоист. скала	
13,80	1,65	88,8			Бут. кл.	Порфир	
52,8	2,40	193,5			Кладка из бет.	Трещин мас. песч.	В 1895 г. паводок затопил гребень плотины на 55 см на 40 час. без вреда сооружению.
33,0	1,50	428,4			Бетон	Кварцит и сланец	
48,0	0,45	396			Гран. бут. кладка	Скала	
37,8	1,5	—			Бетон	Сиенит	
15,00	3,0	—			Бут. кл. рядами	Скала	
30,0	0,3	676			Бут. кл.	"	
24,42	1,50	—			"	"	
61,8	3	—	300		"	"	
18,62	2,10	180			"	Гнейс с песчан.	
7,60	0,75	172			Циклоп. кладка	Сланец	
18,90	3,60	—			"	"	
19,65	0,50	395			Бет. с погруж. глыб гранита	Гранит	
25,50	3,90	—	180 отв. по 1,97 м шир		Бут. кладка	Сланец	
23,10	1,50	—			"	Гранит	
53,80	0,90	120			Кл. из глыб сиенита	Песч. и сланец	
33,90	3,0	—			Бут. кл. из гранита	Гранит	
49,65	0,90	196,8			"	"	
56,10	6,0	—			"	"	
47,40	2,0	—			"	"	
16,80	0,90	90			Цикл. кл.	Песчаник	
34,80	3	—			Бут. кл. без соблюдения рядов	Габбро	
51,0	6	125,4			"	Гнейс	
38,30	3,6	—			"	Песчаник	
					"	Гранит	
57,00	6	—			"	"	
37,20	—	—			"	Сланец	
22,8	1,5	—			"	"	
68,30	4,5	—			Глыбы	Порфир	
					"	Известняк и гнейс	
			120,00		"	"	
			124,0	336	Бетон		
			120,6	1120			
			82,5	448			
			48	364			
			60				

Пример 10. Плотина Camaraga (Испания) (фиг. 157), выстроена в Пиренеях с 1918 по 1920 год на реке Pellaresa в целях утилизации водных сил в гидро-электрической станции. Это высочайшая в Европе каменная плотина.

В плане она криволинейна при радиусе кривизны в 90 м; максимальная высота сооружения 101,30 м, а над межвенным бытовым горизонтом воды—81,00 м. Профиль плотины принят без учета арочного расположения сооружения в плане. Общее количество кладки в плотине—217.800 куб. м, при весе 1 куб. м кладки 2450 кг.



Фиг. 157. Плотина Камараза.

Паводки до 2000 куб. м в сек. пропускаются водосливом, имеющим 2 пролета по 27 м ширины и 6,6 м глубины на пороге. Пролеты перекрыты автоматическими затворами, (см. ниже главу о водосливах и водоспусках вододержательных плотин).

§ 20. Примеры одноарочных плотин.

Выстроенные одноарочные плотины имеют высоту от 6,30 м (Katoomba, Австралия) до 125 м, (Франция, Sautet) при напряжениях кладки на сжатие от 7,5 кг/см² (Picton, Австралия) до 60 кг/см². Эти величины напряжений получены расчетом арок по формуле $e = \frac{p \cdot r}{k}$.

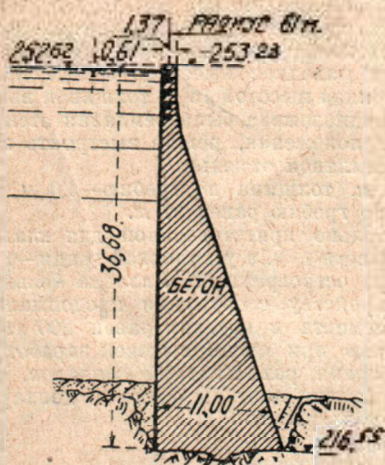
Однако, напряжение свыше 33 кг/кв. см имеют лишь 4 плотины: Parkes (Австралия)—46,26 кг/кв. см, Upper Otay—58,6 кг/кв. см, Bear Valley—59 кг/кв. см и Amsteg—38 кг/кв. см.

Из этих последних самая высокая плотина—Amsteg, имеющая высоту до 32 м. Плотина Bear Valley, выстроенная в 1884 году, через 30 лет была заменена многоарочной плотиной из-за несколько запоздалого опасения катастрофы: одноарочная плотина имела крайне смелый профиль.

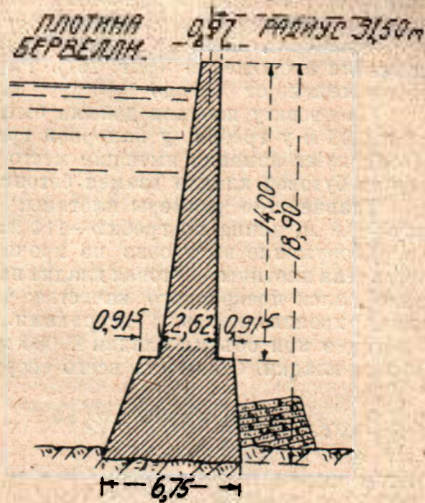
Ниже приводим таблицу данных и чертежи профилей выстроенных арочных плотин С.-А. С. Ш., Австралии, Италии, Франции и Швейцарии.

Пример 1. Плотина Barossa (Южная Австралия) выстроена в 1899—1903 г.г. для водоснабжения гор. Gawler и окрестных землевладений. Тальвег оказался достаточно узким для устройства арочной плотины радиусом 60 м (гребень). Последняя имеет высоту над ложем реки 28,50 м, а над основанием до 33,6 м (фиг. 158). Толщина профиля плотины у гребня равна 1,35 м, а на уровне ложа реки 10,20 м. Основание и склоны скалистые последние соответственно обделаны для передачи на берега распора арки. Профиль плотины — чистый треугольный с тангенсом угла треугольника в вершине последнего в $\frac{1}{2,69}$. Первые 4,50 м по высоте плотины, считая от гребня, укреплены трамвайными рельсами, расположенными в 2 ряда по толщине профиля и в 7 рядов по высоте. Всего уложено 40 т железа. Температура воздуха при постройке колебалась в пределах от —1°С до +75,5°С.

Пример 2. Самая смелая арочная плотина—это Бер Велли, выстроенная в 1884 году в Калифорнии для целей ирригации (фиг. 159—160). Материалы и оборудование для ра-



Фиг. 158.



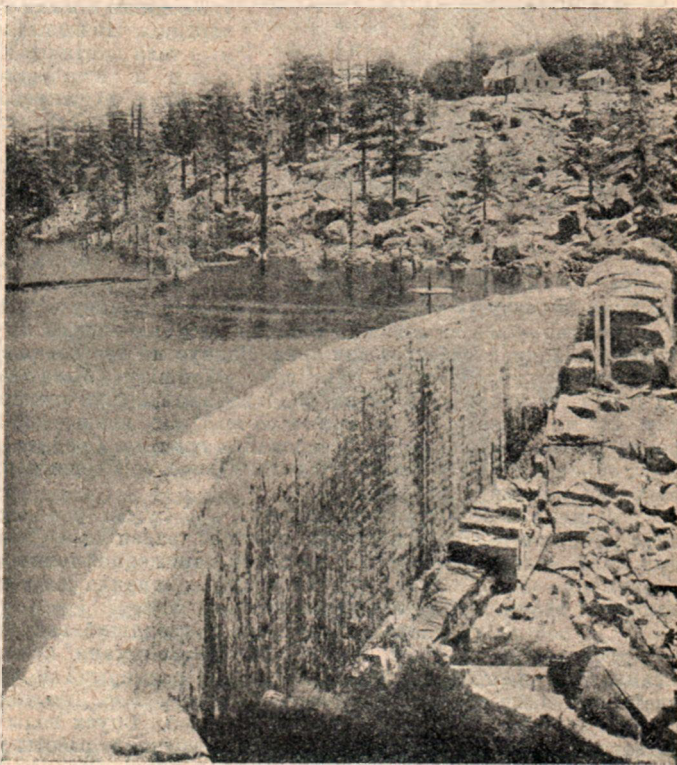
Фиг. 159.

бот доставлялись за 100 км по плохим горным дорогам. Финансирование работ было весьма ограниченным. При таких обстоятельствах инж.-строитель Ф. Е. Brown спроектировал и выстроил плотину, поражающую легкостью профиля и смелостью инженера.

Сооружение рассчитано на работу лишь арки при напряжении до 60 кг/кв. см, считая по американской формуле. Радиус плотины (по гребню), считая обычно, т.-е. от наружной грани плотины, равен 100 м при длине плотины по гребню 90 м и максимальной высоте ее 19,40 м. Работа началась летом 1883 года постройкой земляной плотины высотой 1,80 м в 4 км выше места сооружения, избранного для арочной плотины, которая началась постройкой во второй половине 1884 г.

Сооружение основано на скале и выстроено из крупного гранитного нетесаного камня с заполнением средней части профиля бутовой кладкой из мелкого камня. Для работ применялся портланд-цемент, 1 т которого у места плотины обходилась в 82—88 долларов, из коих $\frac{2}{3}$ тратило на транспорт цемента к месту плотины. Конечно, при таких условиях надо было прибегнуть к бутовой кладке при наличии хорошего камня (гранит).

Водослив плотины имеет 6 м ширины, и расположен на южном склоне тальвега, порог его на 2,5 м ниже гребня плотины. Объем сберегаемой в водохранилище воды



Фиг. 160. Плотина Бер Велли.

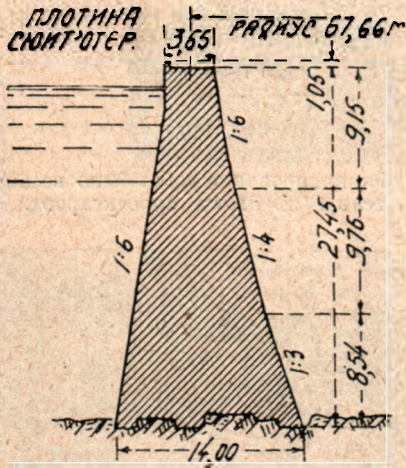
равен 50 милл. куб. м. Бассейн реки выше плотины имеет поверхность 126 кв. км. Компания, эксплуатировавшая сооружение, спустя 27 лет пришла к заключению о целесообразности замены слишком смелой плотины другим сооружением, расположенным в 60 м и спроектированным инж. J. S. Eastwood (многоарочная плотина, см. след. §).

Пример 3. Калифорнская плотина Скуитотер выстроена в 1888 г. в целях водоснабжения и орошения (фиг. 161). Расходы реки Sweetwater колеблется в засушливые годы в межень от 0,03 до 0,06 куб. м/сек., а во время паводков имеем до 30 куб. м/сек.

По проекту плотина должна быть построена бетонная высотой 15 м, толщиной внизу 3 м и 0,90 м у гребня; у напорной грани плотины предположена была земляная отсыпь. I. D. Schuyler изменил имевшие место начальные предположения, решив выстроить плотину из бутовой кладки взамен бетонной плотины с земляной отсыпью.

Главнейшие размеры плотины: высота—до 27 м. толщина по гребню—3,6 м, внизу—13,8 м, длина по гребню—114 м. Радиус арки по гребню равен 67 м.

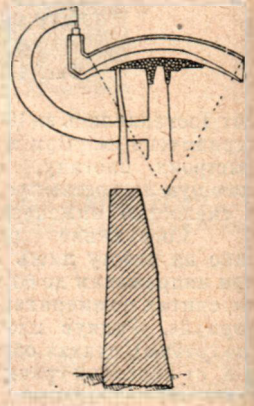
Сооружение выстроено на прочной скале, тщательно приготовленной для кладки. Состав тела плотины—бутовая кладка на цементном растворе 1 : 3, а у напорной грани—1 : 2. Песок брался прекрасного качества: чистый, крупный, острогранный. Укладка больших камней производилась 4 дерриками. Работа по устройству сооружения продолжалась 16 месяцев при объеме кладки 15 000 куб. м. Расход цемента в среднем равен 200 кг на 1 куб. м кладки. Стоимость всего сооружения полностью при очень высокой заработной плате в Калифорнии равна 234 000 долларов, что дает на 1 куб. м тела плотины около 16 долларов.



Фиг. 161.

Плотина подверглась испытанию паводком, который затопил сооружение с гребнем; вода переливалась через гребень слоем 35 см. Кладка нигде ничуть не пострадала. Лишь обнаружилось отрицательное качество водоспусков (труб), уложенных в нижней части плотины, что вызвало подмыв тела плотины. Исправления и изменения конструкции водоспусков обошлись в 30 000 долларов.

Пример 4. Плотина Zola выстроена была в 1843 году во Франции для водоснабжения гор. Aix. Сооружение названо по имени инженера, составлявшего



Фиг. 162.

проект, но умершего до постройки. Главнейшие размеры: максимальная высота—36,50 м, толщина поверху (у гребня)—5,80 м, толщина понизу—12,75 м, длина по гребню—62,50 м, в основании—7,00 м, площадь сечения плотины—338,62 кв. м. Сооружение выстроено из бутовой кладки и работает как арка. Радиус по гребню равен 37,6 м (фиг. 162).

Пример 5. Плотина Pathfinder (Wyoming) была выстроена за период с 1905 г. по 1910 г. в целях устройства водохранилища для орошения. Каньон имеет ширину по дну 24 м, поверху 54 м при высоте 57 м; первые 30 м по высоте склона каньона почти вертикальны. Каньон образован в граните. Средняя ширина водохранилища равна 6 км, объем воды в нем равен 1 000 000 000 куб. м. Площадь питающего бассейна реки равна 23 600 кв. км (фиг. 163—164).

В межень река имеет расход 11,5 куб. м/сек., а паводки дают до 400 куб. м/сек. Радиус арки, считая по оси гребня плотины, равен 45 м. Длина плотины по гребню 127,50 м при максимальной высоте 63 м от самой пониженной точки основания до гребня парапета. Сооружение имеет ширину гребня в 3,00 м, ширина же понизу равна 28,20 м при уклоне напорной грани в 15%, а задней грани в 20%.

До постройки плотины был сделан отводящий воду тоннель длиной 144 м, нужный во время постройки; этот тоннель был впоследствии использован, как водоспуск сооружения. Сечение тоннеля имеет следующие размеры: 3 м ширины и 3,9 м высоты в средней части в шельге свода, очерченного радиусом 3 м. Дно тоннеля и боковые стенки на высоту 60 см были обделаны бетонной одеждой. Впуск воды в тоннель регулируется двумя затворами высокого давления с помощью ручной работы или электромотором (см. водосливы и водоспуски вододержательных плотин). Сооружение расположено в 70 км от ближайшей станции жел. дороги на высоте 1695 м над уровнем моря. Колебания температуры у места плотины по метеорологическим данным имеют место в пределах от—34°С до +38°С.

В конце 1905 года контрагенты приступили к устройству временной водоподъемной плотины для направления воды в тоннель. Тип плотины был взят из каменной наброски с отсыпью грунтом на воду: дно реки не позволяло забить сваи (крупная галька).

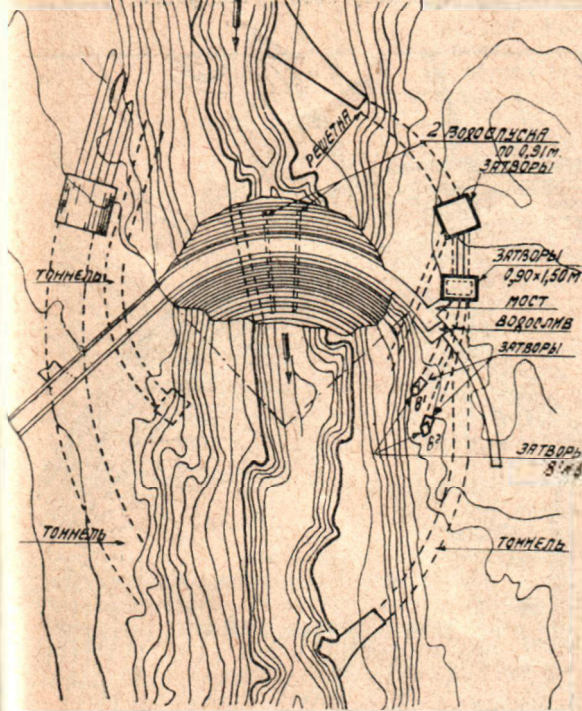
Временное сооружение было закончено зимой, когда река была покрыта льдом на толщину до 0,90 м. Однако, плотина сильно фильтровала, вследствие чего пришлось несколько ниже ее вырыть траншею в каньоне, заполнить ее песком в мешках и обсыпать с обеих сторон гравием. Таких вспомогательных плотин пришлось сделать 2, так что

всего временных плотин оказалось три, расположенных одна ниже другой. Последняя плотинка имела меньшую высоту.

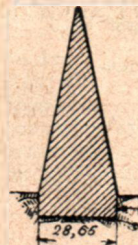
При открытии котлованов работало лишь 2 центробежных насоса по 6" = 15 см. Скала была найдена на глубине 3 м, самая нижняя точка основания оказалась на глубине 6,30 м ниже низкой воды или 5,20 м ниже дна реки. Тело плотины сложено из крупных гранитных камней, взятых со склонов тальвега. По поверхности кладка облицована грубо околотым камнем, допускавшим швы толщиной в 5 см. В середине тела плотины шли камни весом от 1 до 10 т при среднем размере 4 м.

Кладка сложена тщательно на цементном растворе. Камни так укладывались, чтобы не создавать горизонтальных или каких-либо других швов. Для передней грани в кладку шел раствор состава 1:2, для прочих частей — 1:2½. Неровность поверхностей камней (рваный камень) потребовала много раствора. До конца 1908 года на 1 куб. м кладки приходилось 204 кг цемента. Тело плотины состояло из:

ПЛОТИНА ПАСФАЙНДЕР [ПЛАН].



Фиг. 163.



Фиг. 164.

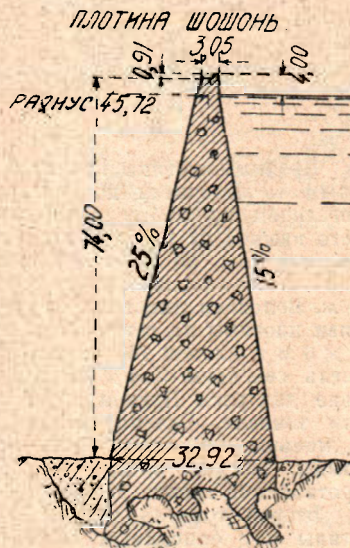
камней	48,50%
бетон 1:2¼:4	39,0
раствор 1:2	1,2
" 1:2½	11,3
	<hr/>
	100,0%

заливка швов соединения массивов

Подача материала в тело плотины происходила посредством 2-х канатных линий, перекинутых через тавры, и 4-х дерриков, подававших материалы на верхние участки кладки. Тяжелые условия транспорта материалов и оборудования (70 км от жел. дороги) дорожили сооружение. Доставка цемента из складов жел. дороги с перевозками до момента укладки в сооружение обходилась в 36 долларов на тонну.

Удешевление транспорта достигнуто было максимальное, когда прибегнуто к конной доставке цемента по дороге, разбитой на 3 участка, каждый из которых имел своих лошадей. Поезд в 3 вагона снулса 16 лошадьми при нагрузке поезда в 250 мешков цемента, общим весом 8575 кг. Оборота лошади делали в 2 суток (23 км в один конец), возвращаясь без нагрузки.

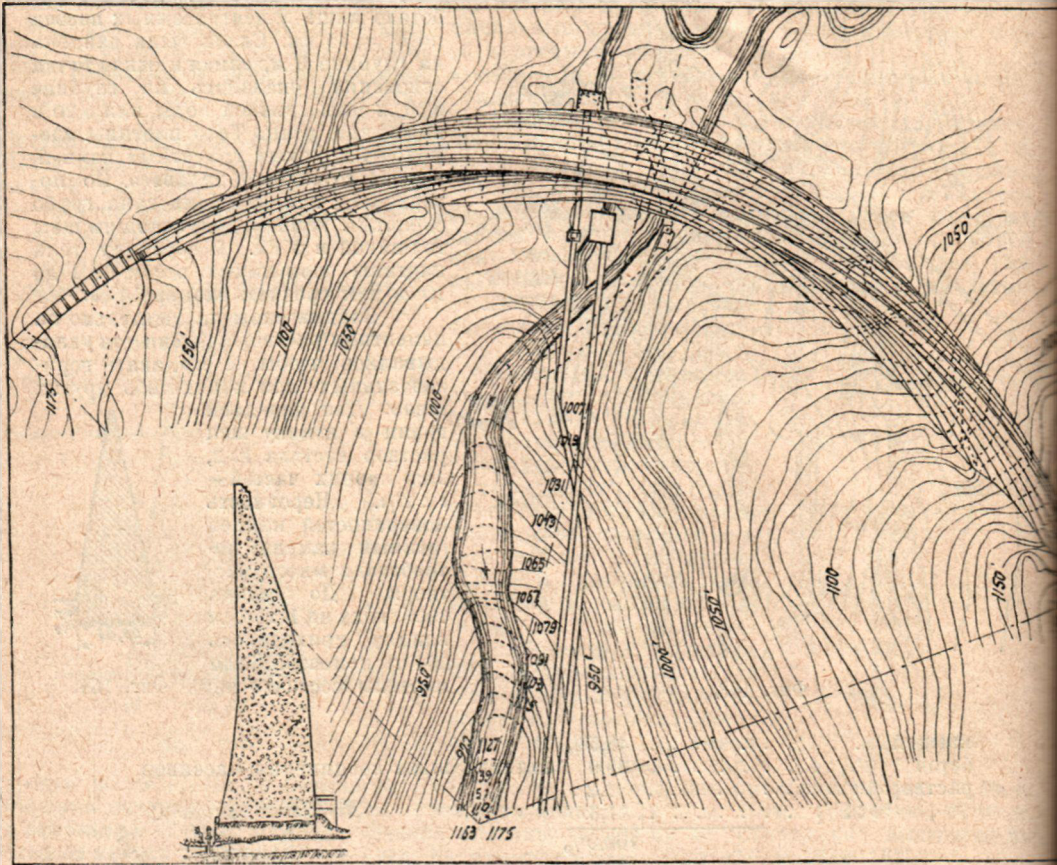
Водослив имеет ширину 195 м; он выстроен на берегу Затворы высокого давления спроектированы в виде Ensign, расположение их — в низовой части тоннеля в середине (запасные). Для манипуляций с затворными была пробита шахта глубиной 56 м, выходящая на поверхность. Сечение тоннеля разбито на 4 части.



Фиг. 165.

каждая из которых имеет в свету $2,10 \text{ м} \times 1,10 \text{ м}$. Сужение сечения тоннеля на месте затворов по сравнению с нормальным его сечением имело место на 35% (оставалось 65% сечения).

Пример 6. Плотина Shoshone выстроена с 1905 по 1910 г. в узком каньоне реки Shoshone (Wyoming) для целей орошения (фиг. 165). Каньон имеет ширину повнизу в 21 м , а на уровне гребня плотины 60 м . Гранитные склоны тальвега круто спускаются с высоты 420 м ; выше поднимаются известняки на высоту 1200 м над рекой.

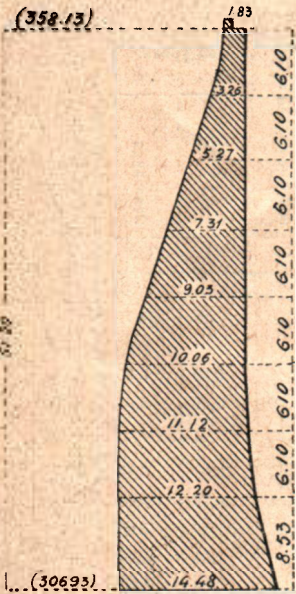


Фиг. 166.

Профиль плотины припят по типу Pathfinder. В плане плотина очерчена радиусом равным 45 м , считая по оси гребня плотины. Плотина выстроена на прочном граните, залегающем на $25,5 \text{ м}$ ниже дна реки. Материал тела плотины — бетон с погружением в него камней от 12 до 90 кг , составляющих до 25% объема тела плотины. Ширина профиля плотины по гребню 3 м , а на уровне дна реки $32,4 \text{ м}$, ниже ширина остается $32,4 \text{ м}$. Максимальная высота плотины над наиболее пониженной точкой основания равна $99,5 \text{ м}$. Водослив имеет ширину 90 м с порогом на 3 м ниже гребня плотины; расположен вблизи плотины на северном склоне. Вода из водослива попадает в тоннель сечением $6 \text{ м} \times 6 \text{ м}$ и длиной 150 м ; тоннель отводит воду в нижний бьеф. Водоспуском является тоннель сечением $3 \text{ м} \times 3 \text{ м}$ длиной 150 м , расположенный у южного конца плотины на уровне дна реки. Пуском воды в тоннель управляют 3 затвора, помещенные в низовой части тоннеля. Сечение тоннеля в месте затворов свободное для протекания воды, но на 45% меньше нормального сечения плотины. Так как дно тоннеля на 70 м ниже гребня плотины, каждый затвор подвержен максимальному давлению 196 т , что порождает сопротивление трения до $49,5 \text{ т}$, взяв коэффициент трения бронзы по бронзе $0,25$.

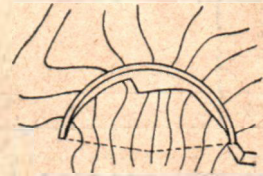
Второй тоннель длиной 90 м , имеющий сечение 7 кв. м , пробит с южной стороны плотины над описанным нижним тоннелем на уровне 33 м над дном реки. Он служит для пропуска наводков, снабжения водой каналов и для использования силы паде-

Пример 7. Плотина Salmon Creek высотой до 57 м выстроена на Аляске в 1914 г. (фиг. 166—167). Верхняя часть плотины больше всего работает, как арка; поэтому можно сделать переднюю грань вертикальной, а можно и, наоборот, задней грани придать отвесное положение. Последнее позволяет иметь в горизонтальных нижних сечениях профиля равномерное распределение кладки на сжатие при порожнем водохранилище.



Фиг. 167.

Пример 8. Итальянская плотина Corfino является примером смелой конструкции плотины, имеющей высоту до 35,00 м при толщине по гребню 1,50 м, понизу—7 м (1912 год). Радиус арки 23,5 м. Плотина выстроена в 65 дней из бетона состава 1:2:4 на порланд-цементе (фиг. 168—169).



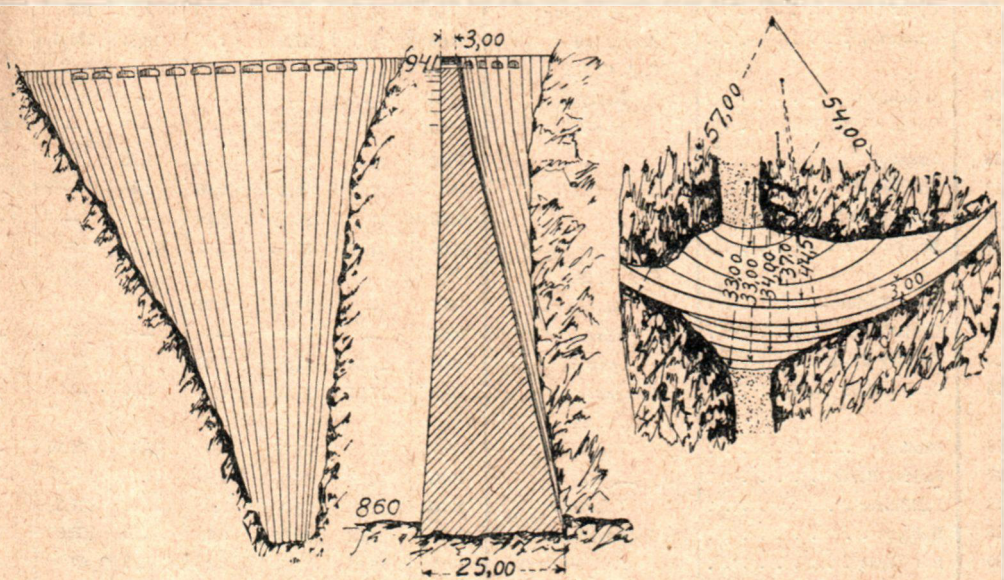
Фиг. 168.

Пример 9. Итальянская плотина Lumiei подпирает воду в реке на 85 м. Река протекает в узком ущелье шириной понизу 8,00 м и по гребню плотины—70 м (фиг. 170). В целях большей экономии применен переменный радиус кривизны. Толщина арки в основании 25,00 м, а по гребню—3,00 м. Объем кладки равен 35000 м³ при стоимости 1200000 лир. Поверхность бассейна реки равна 60 кв. км при очень большой поверхности водохранилища, в силу чего паводкам не придано большого значения; вода допускается к переливу через гребень плотины.



Фиг. 169.

Пример 10. Плотина Upper Otay—обычно легкая каменная плотина, прочность и устойчивость которой обеспечивается арочным расположением ее и армировкой верхней части сооружения листовым и круглым железом (фиг. 171—172). Сооружение построено в 1910 году в скалистом каньоне (порфир), имеющем ширину понизу лишь в 6 м. Профиль плотины имеет 1,20 м ширины



Фиг. 170.

поверху и 4,20 м понизу при максимальной высоте над основанием 22,50 м. Радиус арки равен 107,70 м, а длина арки по гребню равна 105 м.

Таблица данных, относящихся к встроеным

№ в строке	НАЗВАНИЕ ПЛОТИНЫ	Страна	Плотина выстроена (год)	Максимальное количество машин на суше в год	Максимальная мощность машины над основанием в год	Толщина плотины в метрах на уровне:		Длина плотины по гребню в метрах	Ширина на устье
						Гребля	Основа		
Гребля	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
1	Zola	Франция	1843	13,00	36,30	5,80	12,75	62,5	—
		С.-А. С. Ш.:							
2	Bear Valley	Калифорния	1884	59,07	19,40	0,96	6,00	90,0	—
			1888	14,00	27,00	3,60	13,80	114,0	—
3	Sweet Water	"							
4	Lithgow № 1	Австралия	1896	11,0	11,40	1,05	3,43	30,0	—
5	Parkes	"	1897	46,3	10,55	0,90	4,05	—	—
6	Picton	"	1897	7,52	8,40	2,13	4,00	—	—
7	Parramatta	"	1898	16,40	15,60	1,44	4,50	—	—
8	Cootamundra	"	1898	27,3	13,80	0,90	3,90	150	—
9	Quen Charlotte Vale	"	1898	11,0	9,60	0,90	2,51	—	—
10	Tamworth	"	1898	21,5	18,3	0,90	6,45	—	—
11	Wollongong	"	1898	21,80	12,60	1,05	3,48	—	—
12	Mudgee	"	1899	21,87	15,00	0,90	5,40	149,4	—
13	Wellington	"	1899	21,87	14,40	0,90	3,0	—	—
		С.-А. С. Ш.:							
14	Upper Otay	Калифорния	1900	58,60	22,50	1,20	4,20	105	—
15	Barossa	Австралия	1903	10,0	27,90	1,35	10,14	131,6	—
		С.-А. С. Ш.:							
16	Winchester	Кентуки	1903	—	—	—	—	—	—
17	Ithaca Water Works	Нью-Йорк	1903	—	9,03	—	—	—	27,6
18	Campbell	"	1904	14,7	7,5	0,75	1,20	—	27
19	Katoomba	Австралия	1905	17,6	6,3	0,90	2,4	—	—
20	Lithgow № 2	"	1906	11,0	26,10	1,29	—	—	—
21	Medlow	"	1906	13,08	19,50	1,05	42,7	27	—
		С.-А. С. Ш.:							
22	Great Northern	Миннесота	1907	—	18,0	1,34	—	18	—
23	Lewiston	Айдахо	1907	—	—	—	—	—	—
24	Crowley Creek	Оригон	1908	24,65	18,0	0,90	1,56	51	—
25	Barren Jack Creek	Австралия	1908	17,97	11,70	0,60	1,59	40,5	—
		С.-А. С. Ш.:							
26	Shoshone	Уайоминг	1910	12	99,50	3,0	32,4	52,50	—
27	Salmon River	Айдахо	1910	13	66,0	4,95	35,7	138,9	—
28	Pathfinder	Уайоминг	1910	12,4	63,0	3,0	28,4	127,5	—
29	Halligan	Колорадо	1910	26,36	21,60	0,6	8,10	109,5	—
30	Los Vegas	Нов. Мексика	1910	25,53	16,60	1,2	4,65	63	—
31	North Crow	Уайоминг	1911	11,22	16,50	1,29	3,45	45	—
32	Huacal	Мексика	1912	15,97	25,2	1,29	3,84	52	34,5
33	Corfino	"	1912	—	35,0	1,50	7,00	—	63,0
34	Friunfo Creek	Калифорния	1913	25,92	15,0	1,05	—	44,4	—

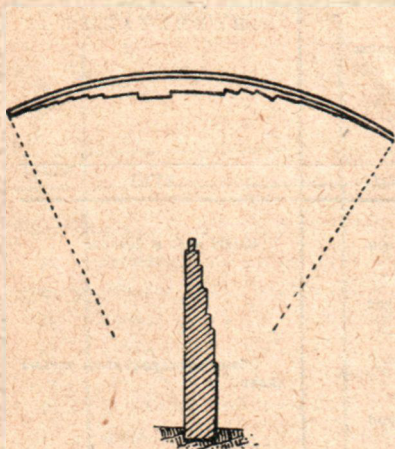
рочным каменным плотинам (к § 20).

Высота плотины в м	Превышение гребня над уровнем высокой воды при полном затоплении траншеи	Превышение подошвы плотины над уровнем воды	Пропускная спо- собность водо- слива и водосп. в л ³ /сек.	Характер скали- стого основания	Материал тела	ПРИМЕЧАНИЯ
XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII
—	0,00	—	—	—	Бутовая кладка	
—	+ 1,20	126	—	Гранит	Бутовая кладка	
66,40	—	52	Водослив шириною в 6 м с порогом на 1,45 м ниже гори- зонта воды.	Конгломерат	Бетон	
—	- 1,05	—	—	Песчаник		
90	- 1,50	—	—	Гранит		
—	- 3,00	—	—	Песчаник		
49,70	- 0,60	—	—			
72,50	- 0,30	—	—			
27	- 0,60	—	—	Кварцит		
75	- 0,60	—	—	Гранит		По Вегману, выстроена в 1906 г.
68,8	- 0,30	—	—	Базальт		
75,40	- 0,30	—	—	Сланец (шифер)		
48	- 0,60	—	—	Конгломерат		
207,7	—	—	—	Порфир		
80	- 0,60	—	—	Гнейс		
70,5	—	—	—	—		
—	- 0,90	—	—	Доломит		
—	- 0,30	—	—	Песчаник		Основание заложено на 5,4 м ниже дна реки.
30	- 0,90	—	—			
12,6	- 0,90	—	—			
30	—	—	—	Лава		
21	- 0,60	—	—	—		
44	—	—	—	Базальт		
65,70	+ 3,00	—	—	Гранит		
47,3	—	—	—	Лава		
49,1	- 0,00	—	—	Гранит	Бутовая кладка	
97,2	—	—	—		
75	—	—	—	Песчаник	Бетон	
41,2	—	—	—	Лава		
72,8	—	—	—	Андезит		
28,3	—	25,00	90	Диабаз		
56,4	—	—	—	Доломит		

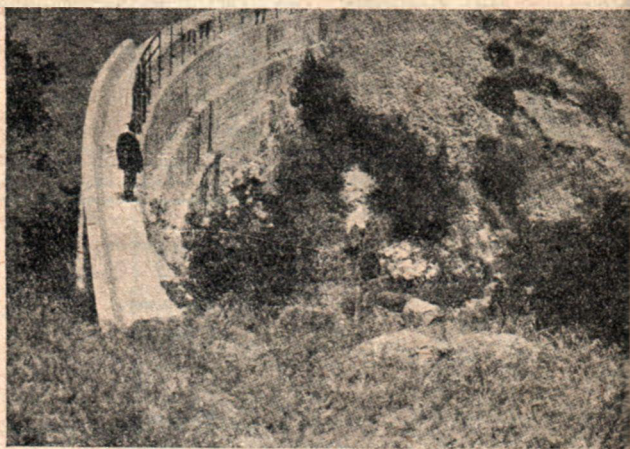
№ по порядку Графы	НАЗВАНИЕ ПЛОТИНЫ	Страна	Плотина построена (год)	Удельное сопротивление песку на склоне в м/м ²	Максимальная высота плотины над основанием в метрах	Толщина плотины в метрах на уровне:		Длина плотины по глубине в метрах	Ширина	
						Гребня	Основания			
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX		
35	Salmon Creek	Аляска	1914	23,2	57,0	1,83	14,48	193,2	100,0	
36	Spaulding	С.-А. С. Ш.	1914	23,8	82,5	3,3	55,7	—	—	
37	Gibraltar	"	1914	13,8	55	2,4	20,0	100,0	—	
38	Pocroce	Италия	1917	—	60	4	13,5	—	30,5	
39	Lumiei	"	1917	—	87,50	3	25	—	70,0	
		С.-А. С. Ш.:								
40	East Canon Creek	Утах	1917	—	50	2	8	30	122	
41	Brock	Швейцария	1921	10	60	3,0	24	—	—	
		С.-А. С. Ш.:								
42	Warm Sping	Орегон	1921	—	32,60	2,44	8,36	—	—	
43	Montsalvens	Швейцария	1921	—	60,00	2,00	0,5 Н	—	—	
44	Amsteg	"	1922	20	32	1,0	4,7	—	—	
45	Montejaque	Андалузия	1924	—	83,25	3,0	16,75	—	—	
46	Sautet	Франция	1925	—	125,0	2,0	16,4	—	—	
47	Pacoima	Америка	1926	—	122,30	2,44	29,25	—	—	
	Запроектировано:									
48	Ripraps	Washington	1927	—	169,00	—	—	—	—	
49	Diablo	г. Seattle	1927	—	90,00	—	—	—	—	
50	Lancha-Plana	Калифорния	1927	—	105,00	—	—	—	—	
51	Boulder Canyon	Аризона	1927	—	230,00	—	—	—	—	
	Кроме того, выстроены:									
		Италия:								
52	Turrite	Тоскана	—	—	42,00	—	—	—	—	
53	Manila	Филиппины	1913	—	30	—	—	—	—	
54	Sun River	Айдахо	1917	—	30,48	—	—	—	—	
55	Kerckhof	Калифорния	1919	—	32,91	—	—	—	15	
56	Crocodil River	Трансвааль	1922	—	60,35	4,90	22,25	—	15	
57	Lost Creek	Калифорния	—	—	34,14	1,22	7,16	—	11	
58	Bullards Bar	"	1923	—	55,78	1,83	13,41	—	13	
59	Mormon Flatt	Аризона	1923—24	—	65,86	2,44	8,23	—	—	
60	Upper Hubbard	Монтана	1923	—	39,93	1,52	7,62	—	—	
61	Emigrant Creek	Америка	1924	—	35,05	1,52	6,19	—	—	
62	Carmel River	Калифорния	1920	—	27,50	1,53	4,90	—	—	
63	Carrol	"	—	—	40,0	1,60	10,20	—	—	
64	Big Santa Anita Los Angeles.	Los Angeles	—	—	68,60	2,13	12,34	—	—	
65	Lake Cushman Washington	Washington	—	—	34	2,44	13,87	—	—	

1) + 2,44 относится к береговым глинистым частям, — 1,0 к средней части.

Сооружение выстроено из бетона хорошего качества на портланд-цементе. Первые 10,20 м плотины по высоте не представляют ничего необычного; выше уложены 2 ряда листового железа вдоль по оси плотины, над ними вертикально заделано в кладку круглое железо $d = 32$ м.м, через 0,60 м прут от прута.



Фиг. 171.



Фиг. 172.

Таблица арочных плотин,

подсчитанных по формуле $e = \frac{p \cdot r}{k}$; при допущенном $k \geq 20$ кг/см².

№.№ по порядку	Название плотины	Страна	Год постройки	к кг/кв см
1	Бер Велли	Калифорния	1884	59,1
2	Паркес	Австралия	1897	46,3
3	Кутамандра	"	1898	27,3
4	Тамуорс	"	1898	21,5
5	Волонгонг	"	1898	21,9
6	Маджи	"	1899	21,9
7	Велингтон	"	1899	21,9
8	Отэй	Калифорния	1900	58,6
9	Краули-Крик	Оригон	1908	24,7
10	Хелиген	Колорадо	1910	26,4
11	Лос Вегас	Новая Мексика	1910	25,5
12	Триунфо-Крик	Калифорния	1913	25,9
13	Сэмов-Крик	Аляска	1914	23,2
14	Сполдинг	С.-А.-С.-Ш.	1917	23,6
15	Амстег	Швейцария	1922	20,0
16	Пакоима	Лос Анжелос	1925 — 1927	22,0

Площадь бассейна 18 кв. км, а объем водохранилища равен 2,5 милл. куб. м. При таких обстоятельствах водохранилище не могло быть наполнено. Намечено было подвести воду из другого, верхнего водохранилища посредством устройства водопровода. В данное время неизвестно, осуществлено последнее намерение или нет; таким образом, хотя сооружение и является одним из самых смелых, оно не работало под проектным напором.

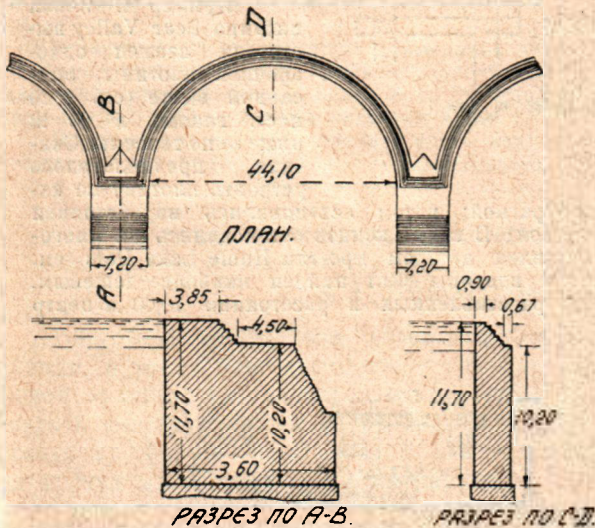
В заключение отметим, что в случае, когда каьон с некоторой высоты над дном тальвега становится с одной стороны резко пологим в противоположность нижним его частям — устройство арочной плотины на высоту с использованием указанных отклонений встречает затруднения; здесь приходится воздерживаться от увеличения высоты сооружения на границе перелома; в противном случае неизбежно применение прямолинейного в плане участка плотины, сопрягающего арочную плотину с берегом и идущего по касательной к дуге арки в месте соединения указанных участков.

Совершенно очевидно, что в случае каньона, расширяющегося с известной высоты в обе стороны, при наличии требования пойти на большую высоту плотины приходится устраивать прямолинейные участки плотины с обеих сторон, придавая им обычный профиль прямолинейный в плане плотины и прочно врезаая их в берег. Надо отметить, что в обоих последних случаях конкурирует много-арочная плотина.

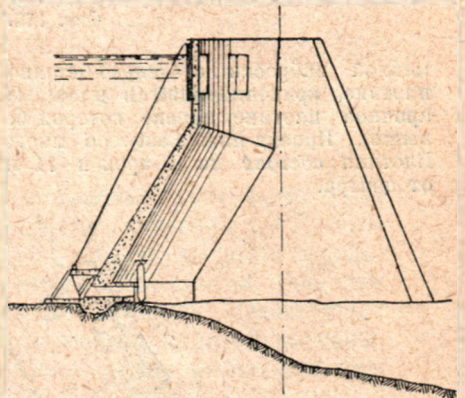
§ 21. Примеры многоарочных плотин.

Пример 1. Плотина Meer Allum (Индия) выстроена в 1800 году для водоснабжения города Hyderabad. Водоохранилище имеет глубину до 15 м и объем воды 8000000 куб. м. Плотина состоит из 21 арки, передающих давление на солидные каменные бычки (фиг. 173). Арки имеют пролеты от 21 м до 44 м. Вся плотина в целом от берега до берега имеет также арочное очертание. В средней части плотины имеем наибольший пролет малой арки (одной из 21), равный 44 м; очертание полуциркульное. Среднее напряжение кладки на сжатие равно 10 кг/кв.см. Кладка кирпичная. Толщина арки 2,55 м, высота 12 м.

Профиль арки взят прямоугольный, что нецелесообразно; рациональный профиль трапеции с верхним основанием равным $\frac{\sqrt{H}}{4}$, где H — подпор плотины (в метрах). При этом толщину арки внизу можно было бы увеличить за счет уменьшения ее в верхних частях профиля. Отказ от полуциркульного очертания и переход к сегментному (замена $2\varphi = 180^\circ$ иным $2\varphi < 180^\circ$) уменьшает длину арки, но увеличивает радиус, а следовательно, и толщину арки. Экономическое решение отвечает $2\varphi = 120^\circ$.



Фиг. 173.



Фиг. 174.

Пример 2. В 1898 году в Новом Южном Уэльсе в целях утилизации водных сил построена плотина Velubula в узком ущелье. Выше этого ущелья имеем расширение тальвега, для водохранилища. При максимальной высоте плотины в 18 м использован в $\frac{3}{4}$ км ниже ее напору турбин в 60 м.

В центральной части плотины расположены 6 бычков в 8,40 м один от другого (центр от центра); в них упираются пяты пяти эллиптических арок, имеющих толщину внизу 1,20 м и 0,48 м по гребню и наклоненных к горизонту под углом 60° . Длина бычков 12,00 м, ширина 3,60 м в одном конце и 1,50 м на другом. В исключительных случаях вода переливается слоем до 5 см через гребень плотины при работе водопропускных отверстий.

Пример 3. Плотина Hume Lake выстроена в 1908 году в Калифорнии, в гранитном ущелье, в целях получения водохранилища объемом, примерно, в 1.000.000 куб. м воды. Плотина многоарочная, бетонная, с бычками параллельными течению реки, выдерживающими давление арок, упирающихся в бычки своими пятами (фиг. 174). Число арок — 12, пролетами по 15 м каждая. От концов плотины отходят диафрагмы, врезающиеся в берега. Плотина имеет длину 203 м по гребню и высоту 15,30 м с напорной стороны и 18,30 м считая по центральной части гребня. Гребень средних 6 арок на 0,90 м выше нормального подпорного горизонта, тогда как гребень прочих арок на 0,30 м выше. Благодаря этому имеем запасной водослив шириной 99 м, который сможет пропустить паводок до открытия затворов водосливов. Арки, имеющие высоту до 6 м, сделаны верти-

кальными. При больших высотах они вертикальны лишь вверху на глубину 4,80 м а далее вниз наклонены к вертикали передней своей гранью под углом 32° . Толщина арок возрастает сверху вниз с увеличением давления воды.

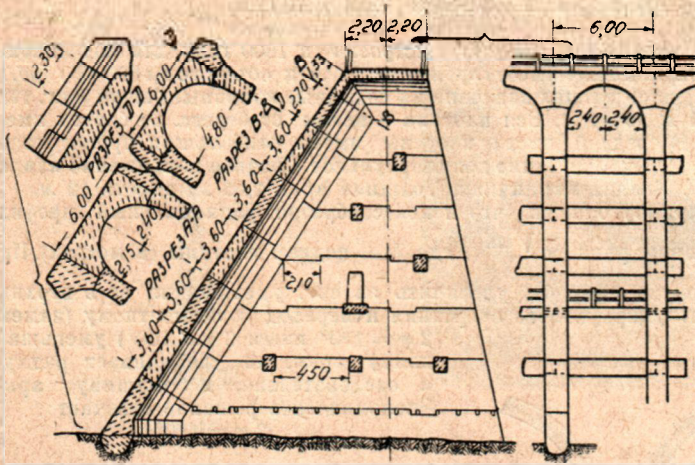
Центральный угол арки равен около 120° . Бычки имеют толщину 0,60 м по гребню с уклоном нижней грани по течению реки в $\frac{5}{12}$ и в стороны по $\frac{2}{4}$.

Сооружение выстроено из бетона на гранитном щебне и прекрасном речном песке состава 1:2:4 с использованием 10 км проволоки и рельсового железа, уложенного

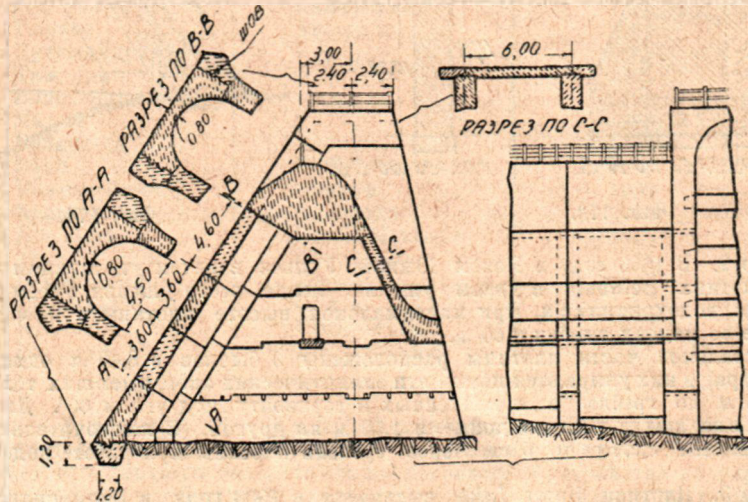
в кладку. Поверхности арки и бычков покрыты цементной штукатуркой в 2 слоя состава 1:1/2. Максимальное напряжение кладки арок на сжатие равно 13 кг/кв. см. скальвающие напряжения не превосходят $3,5 \text{ кг/кв. см.}$ коэффициент устойчивости сооружения на опрокидывание равен 3,6. Сооружение обошлось в 28 долларов за 1 куб. м тела его.

Пример 4. Новая плотина Bear Valley выстроена взамен одноарочной плотины, описанной выше (см. § 20 наст. главы), в 60 м ниже ее по течению. Сначала предполагалось устроить плотину из ка-

менной наброски с железобетонной диафрагмой; потом остановились на бетонной плотине, криволинейной в плане (не арочной). В конце концов остановились на многоарочной плотине, проект которой был составлен автором проекта Hume Lake Dam (см. выше). Проект инж. Eastwood многоарочной плотины был найден наиболее дешевым. Плотина состоит из 10 арок и 11 бычков, расставленных в расстоянии 10,00 м центр от центра.



Фиг. 175.



Фиг. 176.

Сооружение имеет длину по гребню 105 м, при максимальной высоте над основанием 27,45 м. Толщина бычков поверху—45 см; они имеют уширение книзу при уклоне боковых их граней к вертикали $\frac{1}{4}$. В сторону течения они имеют уклон в $\frac{1}{2}$ к вертикали, а против течения $\frac{3}{4}$. Толщина арок по гребню равна 30 см; она увеличивается на 1,5 см с каждым метром глубины ниже (см. пример № 4 следующей главы, § 2).

Пример 5. В 1910—1912 г.г. выстроена плотина Aziscohos (Maine) в 57 км от ближайшей станции железной дороги (фиг. 175—176). В виду чрезвычайных затруднений

в транспорте материалов и оборудования к месту работ, плотина спроектирована так, что не потребовала доставки многих материалов с железной дороги. Принят был многоарочный тип плотины с наклонной напорной гранью арки. Бычки расположены в 6,00 м центр от центра при толщине их 1,20 м и длине по гребню 4,05 м; по направлению течения, а также в противоположном направлении бычки имеют наклон, соответственно уширяясь на каждый метр углубления на 16 см и 20 см; они соединены железобетонными ребрами жесткости.

Внутренний радиус арок равен 2,40. Арки армированы. Южный конец плотины переходит в земляную дамбу с железобетонной диафрагмой, а северный — в водослив, имеющий конструкцию, указанную на чертеже.

Общая длина плотины, считая лишь от концов диафрагмы	264,3 м
Длина глухой части плотины	79,5 "
Тоже водослива	70,8 "
Максимальная высота глухой части над основанием	23,4 "
Превышение гребня водослива над меженным горизонтом реки	18 "
Превышение гребня глухой части над порогом водослива	2,10 "
Тоже глухой земляной части	3,60 "
Максимальная толщина переливающего слоя через водослив	1,80 "

Примеры 6 и 7. Аналогичные многоарочные плотины (см. пример 4) выстроены в 1915 и 1916 г.г. в Калифорнии: Gem Lake и Agnew Lake. Первая из них имеет максимальную высоту 33,60 м над основанием и длину 210 м по гребню (проекты инж. Jørgensen).

В заключение отметим, что применение простейших формул для определения толщины арки встречает здесь кроме большой кривизны арки (см. § 9 гл. III) и другие препятствия: гидростатическое давление воды в пятах арки здесь больше, чем в ключе, т. е. имеем случай неравномерной нагрузки арки.

Впрочем для простоты расчета здесь можно пойти на большее давление; неточности погашаются величиной принимаемых допускаемых напряжений: 10—15 кг/кв. см.

Глава четвертая. Железо-бетонные плотины.

§ 1. Общие соображения.

Благодаря способности своей оказывать сопротивление различного рода усилиям, а также благодаря гибкости конструктивных форм, железобетон в современной практике плотиностроения играет большую роль, нередко позволяя использовать в конструкции вес самой воды в целях устойчивости сооружения, придавая последнему формы, повышающие его устойчивость до пределов, недоступных для прочих материалов при конкурирующей стоимости железобетонной плотины.

Однако, хотя с 1903 года, когда была выстроена первая небольшая плотина этого типа, высотой 3,40 м, спроектировано и построено свыше 70 железобетонных плотин различной высоты в одних С.-А. С. Ш., все же нельзя не отметить некоторой осторожности в применении железобетона для постройки больших плотин.

Эта осторожность в Европе значительно больше, чем в Америке, где все же чувствуется сдержанность в распространении железобетонных плотин большой высоты по сравнению с каменными и земляными плотинами. Однако, в данное время во Франции имеется работающая железобетонная плотина высотой 15 м (Sélune); в Италии до 1914 г. построили лишь одну плотину высотой 7,30 м, зато следующее сооружение (1918 год) выстроено высотой 38 м (плотина Combimala). В дальнейшем Италия выстроила ряд крупнейших железобетонных плотин.

В СССР до сего времени не построено ни одной железобетонной плотины. Для применения железобетона в плотинах должны быть выполнены 3 основных условия:

- 1) материалы должны быть лучшего качества;
- 2) должна быть тщательная укладка арматуры согласно проекта;
- 3) должно быть тщательное производство работ опытными лицами.

Однако, эти условия даже в лучшей практике осуществляются не всегда в полной мере: песок и гравий могут оказаться не первого качества, арматура

при установке имеет иногда отклонения от проектных требований, бетон готовится и укладывается также не всегда безупречно.

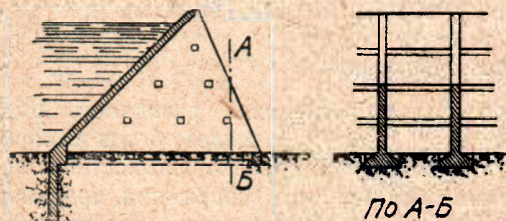
Поэтому целесообразно при проектировании устанавливать размеры и требования, безусловно связанные с выполнением указанных 3-х условий на 100%: необходимо считаться с реальными условиями, в которых будет возводиться сооружение. С другой стороны, нельзя считать, что арматура не подвергается в бетоне ржавчине: мы имеем здесь дело с фильтрующей водой, возможным прониканием воздуха в трещины; образующаяся ржавчина, как сравнительно более пористая масса, сама пропускает воду, создавая пути фильтрации воды и доступа воздуха, способствуя тем самым дальнейшему ухудшению состояния сооружения.

В Америке нет общепринятого мнения среди специалистов, по которому хорошо защищенное бетоном железо предохранено от образования ржавчины. Хотя в Европе это мнение и не оспаривается широкими кругами техников, однако, практически здесь еще резко подчеркнута эта осторожность (см. выше).

Надо признать, что она имеет свои основания: железо-бетонные плотины пока дают наибольший процент повреждений и разрушений по сравнению с плотины из других материалов.

Впрочем, справедливость требует отметить, что причины имевших место повреждений железо-бетонных плотин в значительном проценте относятся к неправильной оценке качеств основания сооружения и условий его работы в случае проницаемых грунтов (плотины Dansville, Stony River, Plattsburg — в С.-А. С. Ш.).

В настоящее время господствующим типом является арка с передней (напорной) гранью, наклоненной к горизонту под углом от 30° до 45° , и контрфорсами (бычками), расположенными на расстоянии от 1,5 до 6,00 м и более один от другого в зависимости от



Фиг. 177.

высоты плотины.

Эта передняя грань образует плиту, выдерживающую давление воды и опирающейся на контрфорсы. В больших плотинах плиты заменяют арками, что обычно сопровождается увеличением расстояния между контрфорсами и что способствует лучшей

использованию и сохранению материала, так как образующиеся трещины сами закрываются вследствие работы арки на сжатие.

Толщина контрфорсов увеличивается сверху вниз от 0,15 до 1,00 м и более, что достигается как применением уступов, так и трапециoidalным профилем контрфорса по его толщине. В целях придания всей конструкции жесткости контрфорсы соединяются между собой ребрами жесткости (см. фиг. 177) в виде железо-бетонных балок и плит. Уклон задней грани контрфорсов водоудержательных плотин обычно равен от 0° до 15° по отношению к вертикали.

При допускаемом напряжении бетона на сжатие 20—25 кг/кв. см для контрфорсов берут обычно состав бетона 1:3:6. По конструктивным соображениям (требования жесткости сооружения в целом) контрфорсам придают размер несколько более солидные (толщина), чем того требует расчет. Обычно контрфорсы снабжаются легкой арматурой.

Напорная плита делается из бетона состава 1:2:4 на портланд-цементе и прочих материалах лучшего качества: крупнозернистого острогранного чистого речного или морского песка и мелкого гравия безупречной промывки.

Допускаемые напряжения для плиты берутся от 35 кг/кв. см и выше для бетона на сжатие и в 1000 кг/кв. см для железа. Железо располагается в 2—4 см от напорной грани и более (см. пример 4, § 2).

Отличительная черта плит рассматриваемого типа — высокие коэффициенты устойчивости сооружения на опрокидывание ($\eta \cong 5$) и на скольжение, что объясняется наклонным положением силы давления воды на переднюю плиту и отчасти наклонным положением задней грани контрфорсов.

Давление на основание передается в подошвах контрфорсов, воспринимающих нагрузку от напорных плит, работающих под давлением воды.

Схема расчета ясна. Плиты работают как балки, полузаделанные на концах с $M = \frac{pl^2}{10}$; контрфорсы — на неравномерное сжатие и продольный изгиб, который устраняется введением ряда ребер жесткости. В виду того, что плита, кроме условий прочности, должна удовлетворять условию водонепроницаемости, небезинтересно поместить таблицу толщины δ плиты состава 1:2:4, являющихся водонепроницаемыми при напоре h (по Житкевичу. — „Бетон и бетонные работы“).

δ	h
0,10 м	1,20 м
0,37 „	12,00 „
1,65 „	30,00 „

Эти данные являются средними, иногда уменьшаемыми в практике.

При нахождении величины M берут величину p , отвечающую нагрузке на 1 пог. м пролета в нижней точке полосы шириной 1,00 м по высоте с пролетом l .

Расчетную толщину плиты находят по формуле Cristophe $\delta' = 0,0044 \sqrt{M}$ или лучше по одной из формул:

$$\delta' = 0,00375 \sqrt{M} \begin{cases} = 0,00375 l \sqrt{\frac{p}{8}} & \text{опоры свободные} \\ = 0,00375 l \sqrt{\frac{p}{10}} & \text{„ полузаделанные} \\ = 0,00375 l \sqrt{\frac{p}{12}} & \text{„ заделанные,} \end{cases}$$

при чем конструктивная толщина $\delta = \delta' + \Delta \delta'$, где $\Delta \delta'$ равна от 0,02 м до 0,04 м. Железо лучше всего брать 10% — это отвечает наибольшей экономии.

Далее, переходим к расчету бычков и устойчивости сооружения.

Вес бычка равен (фиг. 178) $\int_0^h dG$, где $dG = \gamma \cdot b_x \cdot d_x \cdot dz$, где γ — вес 1 куб. м тела бычка.

Пусть $d_x = d_0 + t_x$ и $d_u = d_0 + t$; при этом $t_x = \frac{t}{h} \cdot z$; $b_x = \frac{b}{h} \cdot z = \beta \cdot z$ при $\beta = \frac{b}{h}$.

Из трех последних уравнений имеем:

$$dG = \gamma \beta z \cdot \left(d_0 + \frac{t}{h} \cdot z \right) dz = \gamma \beta d_0 z dz + \gamma \beta \frac{t}{h} z^2 dz \quad \dots \quad (a)$$

$$\text{Вес бычка } G = \int_0^h dG = \gamma \beta d_0 \cdot \int_0^h z dz + \lambda \beta \cdot \frac{t}{h} \cdot \int_0^h z^2 dz = \frac{1}{6} \gamma \beta h^2 (3d_0 + 2t).$$

Взяв вместо t его значение $d_u - d_0$ и обозначив $\frac{d_u}{d_0} = \vartheta$, получим:

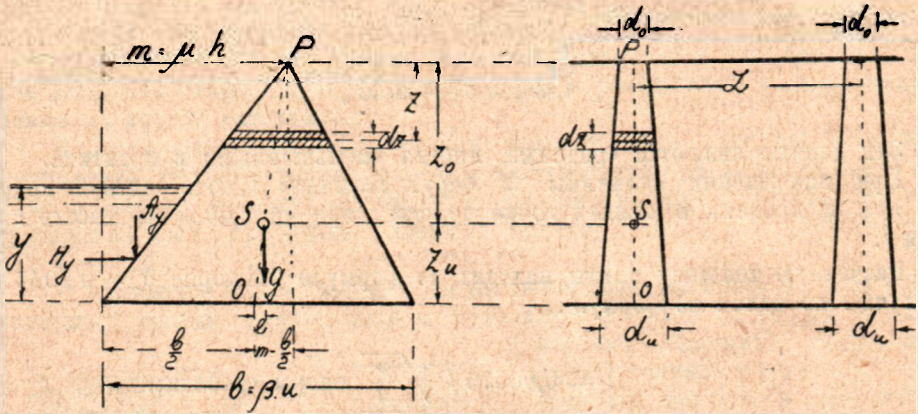
$$G = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot \beta d_0 \cdot h^2 (2\vartheta + 1) \quad \dots \quad (b)$$

Точка S приложения силы веса G лежит, очевидно, на прямой PO , соединяющей вершину P со серединой основания O ; с другой стороны, точка S отстоит от вершины P на расстоянии

$$z_0 = \frac{\int_0^h dV \cdot z}{\int_0^h dV}$$

где $dV = \beta_0 \cdot d_0 \cdot z dz + \beta \frac{t}{h} z^2 dz$.

Очевидно $\int_0^h dV \cdot z = \beta d_0 \int_0^h z^2 dz + \beta \frac{t}{h} \int_0^h z^3 dz = \frac{1}{12} \beta h^3 (4d_0 + 3t)$.



Фиг. 178.

Приняв по предыдущему $t = d_u - d_0$ и $\vartheta = \frac{d_u}{d_0}$, получим $\int_0^h dV \cdot z =$
 $= \frac{1}{12} \cdot \beta \cdot d_0 \cdot h^3 (3\vartheta + 1)$.

Знаменатель $\int_0^h dV = V = \frac{G}{\gamma} = \frac{1}{6} \beta d_0 h^2 (2\vartheta + 1)$.

Следовательно, $z_0 = \frac{\frac{1}{12} \beta d_0 h^3 (3\vartheta + 1)}{\frac{1}{6} \beta d_0 h^2 (2\vartheta + 1)} = \frac{h}{2} \cdot \frac{3\vartheta + 1}{2\vartheta + 1}$ (B)

Расстояние точки S от низа бычка

$$Z_u = h - z_0 = h - \frac{h(3\vartheta + 1)}{2(2\vartheta + 1)} = \frac{h}{2} \cdot \frac{\vartheta + 1}{2\vartheta + 1}$$
 (Г)

Из подобия тр-ков фиг. 178 имеем $\frac{e}{z_u} = \frac{m - \frac{b}{2}}{h}$, откуда $e = \frac{z_u}{h} \left(m - \frac{b}{2} \right) =$
 $= Z_u \left(\mu - \frac{\beta}{2} \right)$, где $\mu = \frac{m}{h}$.

Приняв во внимание (г), получим $e = \frac{h}{2} \cdot \frac{\vartheta + 1}{2\vartheta + 1} \cdot \left(\mu - \frac{\beta}{2} \right)$ (I)

Момент силы веса M_g относительно точки O равен

$$M_g = + G \cdot e = \frac{1}{6} \gamma \beta d_0 h^2 (2\vartheta + 1) \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{\vartheta + 1}{2\vartheta + 1} = \frac{1}{12} \cdot \gamma \beta d_0 h^3 \left(\mu - \frac{\beta}{2} \right) (\vartheta + 1)$$
 (O)

Знак + отвечает случаю, изображенному на чертеже.

Очевидно, возможен случай, когда $M_g < 0$.

Пусть отношение толщины бычка d_0 к расстоянию между осями бычков L равно

$$\frac{d_0}{L} = \delta \dots \dots \dots (\text{ж})$$

Из уравнений (δ) и (ε) имеем:

$$G = \frac{1}{6} \gamma \delta h^2 L \beta (2\vartheta + 1) \dots (\delta') \text{ и } M_g = \frac{1}{12} \gamma \delta h^3 L \beta \left(\mu - \frac{\beta}{2} \right) (\vartheta + 1) \dots \dots \dots (\epsilon')$$

Вертикальная слагающая давления воды

$$A_y = \frac{1}{2} \gamma_0 y \mu y L = \frac{1}{2} \gamma_0 L \mu y^2 \dots \dots \dots (з)$$

Горизонтальная слагающая

$$H_y = \frac{1}{2} \gamma_0 L \cdot y^2 \dots \dots \dots (\text{и})$$

Изгибающий момент относительно точки O равен:

$$M_A = -\frac{1}{4} \gamma_0 L \mu \beta h y^2 + \frac{1}{6} \gamma_0 \cdot L \mu^2 y^3 \dots \dots \dots (\text{к})$$

и

$$M_H = H_y \cdot \frac{y}{3} = \frac{1}{6} \cdot \gamma_0 \cdot L \cdot y^3 \dots \dots \dots (\text{л})$$

Сумма вертикальных сил равна $G + A_y$ и полная величина моментов сил $\Sigma M = M_g + M_A + M_H$.

Напряжение на задней грани $\sigma_2 = \frac{G + A_y}{b \cdot d_u} + \frac{6 \Sigma M}{b^2 \cdot d_u}$,

„ „ передней „ $\sigma_1 = \frac{G + A_y}{b \cdot d_u} - \frac{6 \Sigma M}{b^2 \cdot d_u}$.

Главные напряжения на задней грани, а также на напорной, соответственно равны при порожнем водохранилище:

$$\sigma'_2 = \sigma_2 \left[1 + (\beta - \mu)^2 \right], \text{ где } 1 + (\beta - \mu)^2 = 1 + \text{ctg}^2 \varphi_2 = \frac{1}{\sin^2 \varphi_2} \text{ (Фиг. 179), } \tau_2 = \frac{1}{2} \sigma'_2;$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 \cdot (1 + \mu^2), \text{ где } 1 + \mu^2 = \frac{1}{\sin^2 \varphi_1} = 1 + \text{ctg}^2 \varphi_1; \tau_1 = \frac{1}{2} \sigma'_1.$$

При полном водохранилище имеем:

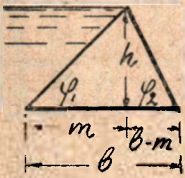
$$\sigma_1'' = \frac{\sigma_1}{\sin^2 \varphi_1} - p \cdot \text{ctg}^2 \varphi_1, \tau_1' = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_1 - p}{\sin^2 \varphi_1}; \sigma_2'' = \frac{\sigma_2}{\sin^2 \varphi_2} - p \cdot \text{ctg}^2 \varphi_2, \tau_2' = \frac{1}{2} \frac{\sigma_2 - p}{\sin^2 \varphi_2},$$

где
$$p = \gamma_0 \cdot y \cdot \frac{L}{d_u} = \gamma_0 \cdot y \cdot \frac{L}{\vartheta \cdot d_0} = \gamma_0 \cdot y \cdot \frac{L}{\vartheta \cdot \delta \cdot L} = \frac{\gamma_0 \cdot y}{\delta \cdot \vartheta}.$$

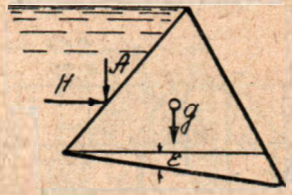
Для устойчивости сооружения на скольжение необходимо, чтобы

$$f (G + A) > H \text{ или } f_{\min} = \frac{H}{G + A}.$$

В целях увеличения величины f , можно пойти на придание основанию контрфорса наклона в сторону, совпадающую с направлением течения воды под углом ϵ к горизонту (см. фиг. 180).



Фиг. 179.



Фиг. 180.

Тогда сумма сил, параллельных плоскости основания, примет вид

$$H \cos \epsilon + (A + G) \sin \epsilon,$$

а сумма сил перпендикулярных равна $(A + G) \cdot \cos \epsilon - H \sin \epsilon$.

$$\text{Имеем } f_1 = \frac{H \cos \epsilon + (A + G) \cdot \sin \epsilon}{(A + G) \cos \epsilon - H \sin \epsilon} = \frac{\frac{H}{A + G} + \text{tg} \epsilon}{1 - \frac{H}{A + G} \cdot \text{tg} \epsilon} = \frac{f + \text{tg} \epsilon}{1 - f \text{tg} \epsilon}.$$

При $\varepsilon = 5^\circ$ нетрудно иметь $f_1 = 1,20 f$.

Устойчивость на опрокидывание около ребра O_1 проверяется обычным способом, рассматривая моменты сил веса и давления воды около O_1 .

Коэффициенты устойчивости на опрокидывание равны обратному частному от деления суммы моментов сил, опрокидывающих сооружение на сумму моментов сил, сопротивляющихся опрокидыванию:

$$\eta = \frac{M_c}{M_o}$$

Имеем три силы: H , G и A , из коих H и G на чертеже дают M_c , а сила H дает M_o .

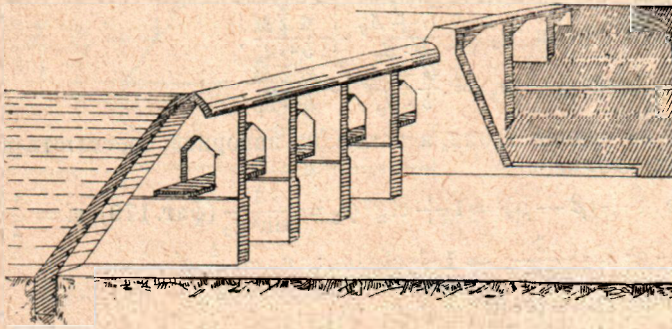
Обычно величина $\frac{M_c}{M_o} \geq 2$, что нетрудно обеспечить надлежащим выбором угла наклона передней грани. Аналогичным образом решаем задачу в случае принятия фильтрационного давления воды снизу.

§ 2. Железо-бетонные плотины на скалистом грунте.

При устройстве полой железобетонной плотины на скалистом основании необходимо сосредоточить внимание на соединении передней плиты и контрфорсов со скалой.

Плита должна быть погружена вниз в виде зуба до вполне прочной и водонепроницаемой породы, контрфорсы должны быть заделаны в прочную скалу, свободно выдерживающую нагрузку от контрфорсов.

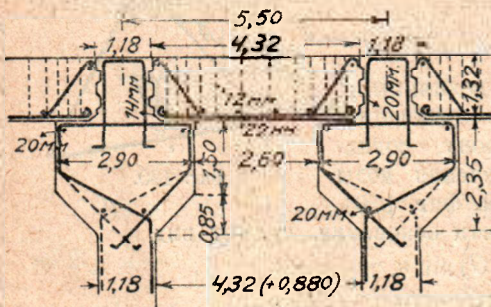
В результате имеем профиль (фиг. 181).



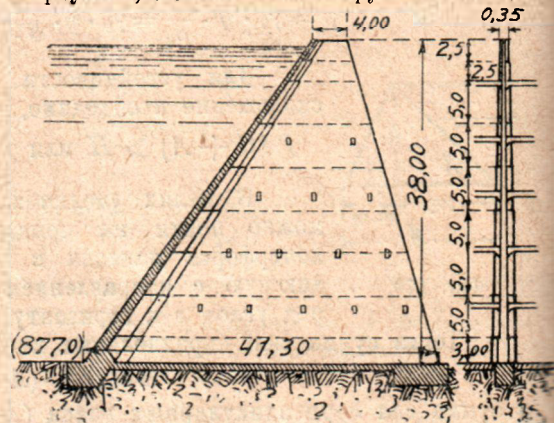
Фиг. 181.

внизу до 0,35 м у гребня. Контрфорсы расставлены друг от друга на 5,50 м центр от центра, при толщине их по низу 1,85 м и вверху — 0,35 м. Бетон в сооружении

не работает на растяжение. Передняя плита погружена в прочную водонепроницаемую породу на глубину не менее 3,00 м. Для лучшего сопротивления



Фиг. 182.



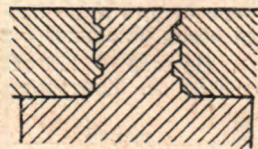
Фиг. 183.

горизонтальной сдвигающей силе устроен упор в скалу и в низовой части почти на ту же глубину. Если порода скалистого основания вполне прочна, но отчасти фильтрует, то

устанавливают отверстия в бетонной обделке основания, куда профильтровывавшая вода свободно выходит (см. фиг. 185).

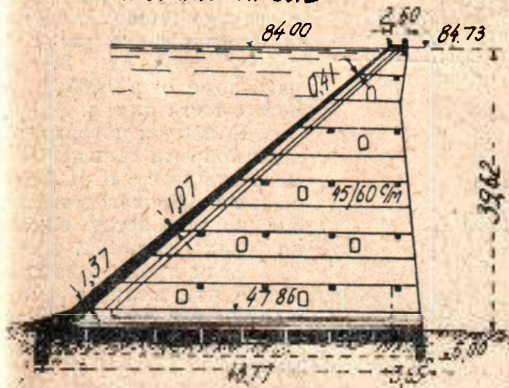
Пример 2. Фиг. 185 изображает сечение плотины Pèle, выстроенной в 1909—1910 г.г. в С.-А. С. Ш. (Wyoming) и имеющей высоту до 39,69 м. Основание — сланец. Контрфорсы расставлены через 5,50 м центр от центра при их толщине вверху в 0,305 м с увеличением толщины через каждые 1,27 м погружения вниз. Напорная грань наклонена к горизонту под углом 40° и имеет переменную толщину от 0,30 м до 1,40 м; плита свободно опирается на контрфорсы (без заделки). Штыки залиты асфальтом.

Допущены напряжения: для железа 1000 кг/кв. см, для бетона — 39 кг/кв. см., для основания 3 кг/кв. см., Основание покрыто бетонной подушкой с отверстиями для профильтровывавшей воды.



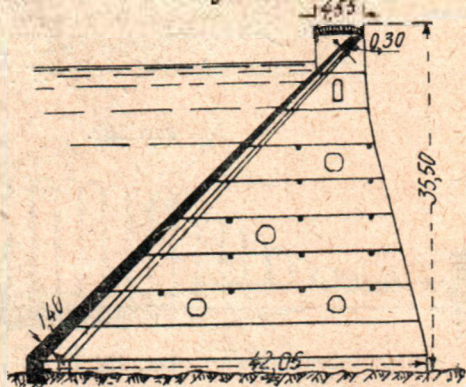
Фиг. 184.

ПЛОТИНА ПРЕЛЬ



Фиг. 185.

ПЛОТИНА Guayabal [ПОРТО-РИКО]

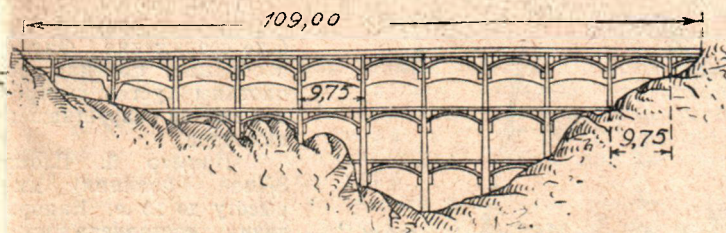


Фиг. 186.

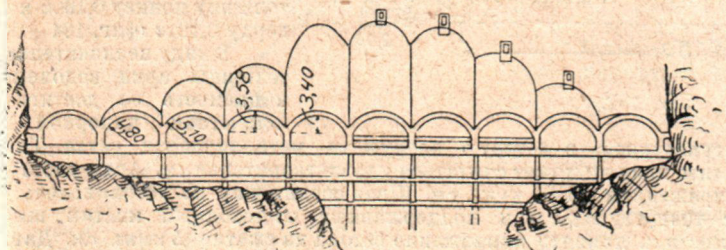
Пример 3. Плотина Guayabal, выстроенная в Порто-Рико в 1913 г., имеет высоту до 36,50 м; контрфорсы расставлены через 5,50 м и имеют уступчатый профиль (см. фиг. 186).

Напорная грань имеет уклон к горизонту в 44° ; ее толщина в нижней части 1,40 м и в верхней — 0,30 м. Поверху устроена проезжая дорога, для чего пришлось сделать арочный мост.

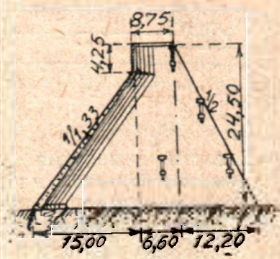
Пример 4. Плотина Bear Valley (см.



Фиг. 187.



Фиг. 188.

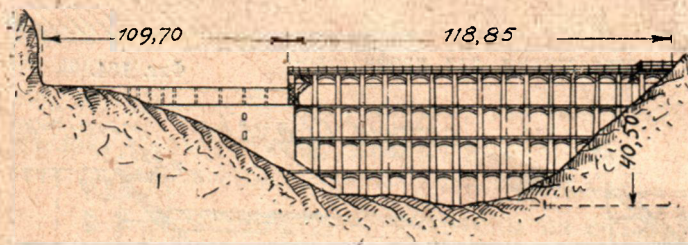


Фиг. 189.

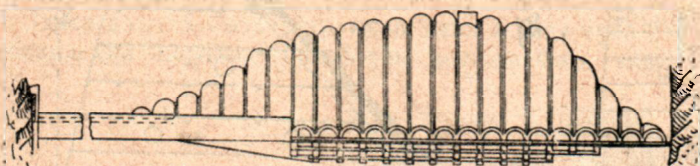
пред. гл.), выстроенная в 1913 г. является примером конструкции, где напорная грань образована 10 наклонными арками, упирающимися в 11 контрфорсов, [расставленных через 10 м ось от оси (фиг. 187—189).

Арки имеют толщину 0,30 м сверху и 0,60 м внизу; их внешний радиус равен 5,16, что отвечает углу раствора арки в $140^{\circ}6'$. Контрфорсы имеют уклон задней грани к вертикали $\frac{1}{2}$, а передней $\frac{1}{1,33} = \frac{3}{4}$; в верхней части напорная грань вертикальна. Максимальная высота контрфорсов над основанием равна около 28 м, при толщине контрфорсов от 0,45 м до 1,20 м. При постройке сначала сделали контрфорсы, затем в следующий сезон остальное (см. пример 4, § 21 предыдущей главы).

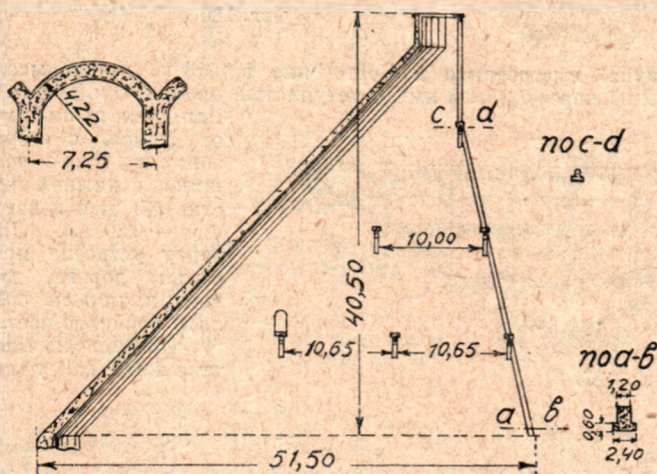
Пример 4. Плотина San Dieguito (Калифорния) имеет высоту над основанием до 40,50 м. Контрфорсы расставлены через 7,25 м один от другого и имеют толщину от 0,45 м до 1,20 м; они возведены без арматуры, лишь связаны ребрами жесткости сечения одноватра (фиг. 190—192).



Фиг. 190.



Фиг. 191.



Фиг. 192.

Арки имеют толщину сверху 0,30, внизу — 0,80 м. Они армированы железом $d \approx \frac{1}{2}'' = 1,3$ см. Железо расположено в 0,065 м от поверхности плиты.

Напорная поверхность арок покрыта гонитом (цемент-пушка, см. Н. И. А. и с и м о в. „Производство работ по устройству плотин на реках“, изд. 1927 г.).

Если принять во внимание, что, в случае разрушения плотины, из водохранилища хлынет вода в количестве 47000000 куб. м. со средним напором 30 м, то нельзя не подвигнуть смелости и искусству проектировщиков и строителей, создавших сооружение с контрфорсами, высотой 40 м, без всякой их арматуры, при исправной работе сооружения. Фиг. 192 изображает профиль новой плотины Аустин, выстроенной взамен разрушившейся каменной.

Пример 5. Плотина Sélune (Франция) имеет высоту до 15 м. Напорная грань составлена из полуциркулярных арок, прлетом в 5,00 м, имеющих толщину внизу 0,16 м и сверху 0,12 м (фиг. 194—195).

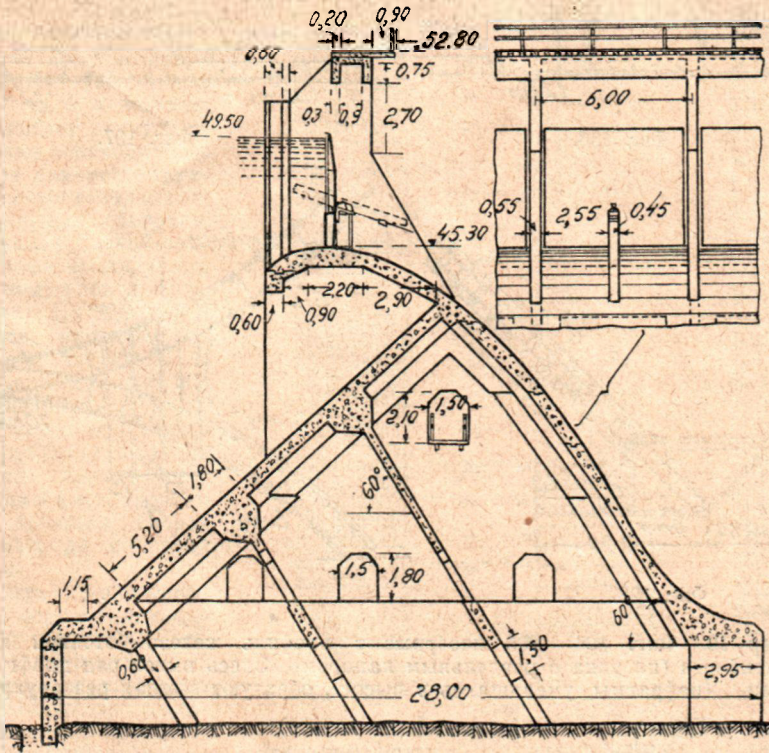
В виду незначительной толщины арки водонепроницаемость ее достигнута покрытием напорной

верхности цементной штукатуркой, в которую погружена металлическая сетка. Такой прием для большой плотины вряд ли может считаться удовлетворительным. Арки работают на сжатие с главным напряжением до 38 кг/кв. см. Швов соединения не устраивалось.

Контрфорсы имеют толщину 0,20 м и поддерживают пешеходный мостик шириной 2,50 м; при расчете мостика принято напряжение бетона на сжатие 45 кг/кв. см. Давление на основание не превышает 7 кг/кв. см. Арматура арок состоит из железа $d = 10$ и распределителей $d = 6$ мм.

Пример 6. Плотина Adamello (Италия) является примером остроумной конструкции, в которой использованы свойства железобетона (фиг. 200). Конструкция позволяет утилизировать объем воды, помещающийся в теле плотины, столь же полезный, что и объем воды в водохранилище. Вода, находящаяся в камерах плотины, давит сво-

весом на дно и способствует устойчивости сооружения, одновременно увеличивая объем водохранилища на 25%. Лишь по этой последней причине решено было построить первую в Италии железо-бетонную плотину (до 1913 г.).



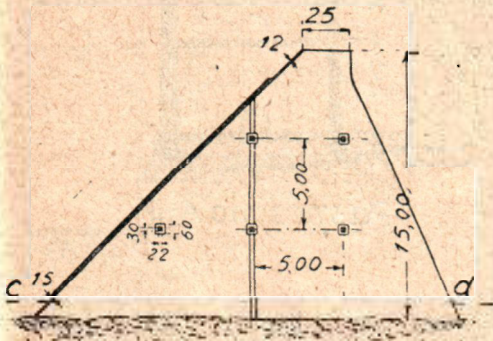
Фиг. 193.

Пример 7. Предыдущий пример, настоящий и последующие три примера являются образцами, иллюстрирующими способы использования свойств железо-бетона в удачных конструкциях, правда, неосуществленных, кроме плотины Адамелло.

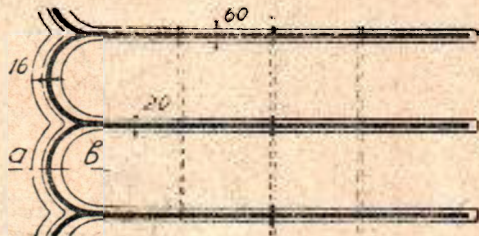
Фиг. 201 изображает сечение и часть фасада арочной железо-бетонной плотины, высотой 23,00 м, спроектированной проф. Mörsch для кантона St. Gallen. Толщина плотины поверху 0,80 м, внизу 3,40 м.

Пример 8. Фиг. 202 изображает поперечное сечение плотины, высотой до 53,00 м, по проекту Ziegler und Schacht. Две наклонных железо-бетонных стенки соединены вертикальными и горизонтальными ребрами, придающими конструкции полную жесткость. Плотина криволинейная в плане с радиусом 200 м.

Пример 9. (Фиг. 203). Плотина Джекова иллюстрирует использование железо-



Фиг. 194.



Фиг. 195.

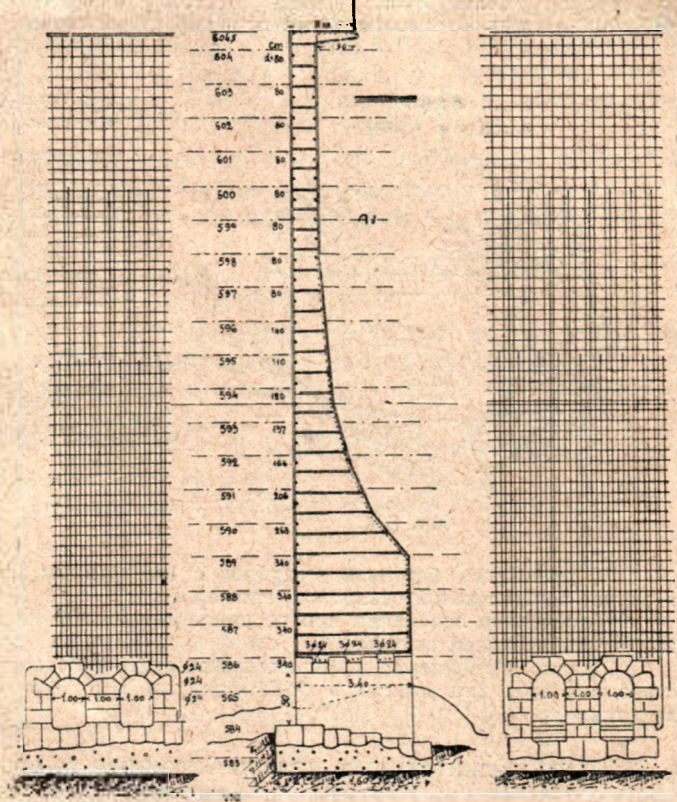
бетонной конструкцией силы веса воды для придания плотине большей устойчивости: в данном случае имеем не треугольную призму воды, давящую вниз, а четырехугольную,

2) опасное разрушение плотины и быстрое опорожнение водохранилища заменяется здесь незначительной и легко исправимой поломкой при медленном истечении воды.

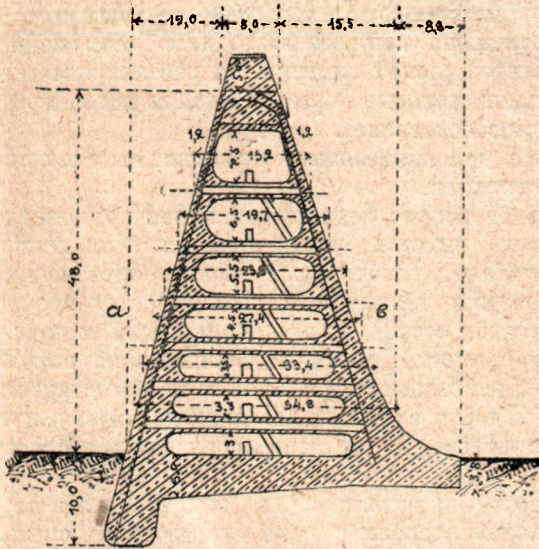
Так, если плотина имеет напор в 40 м, то максимальный напор на отдельную диафрагму можно довести до 5 м при 8 диафрагмах, убывающих в высоте на 5 м каждая. Инж. Рутенберг предусматривал также необходимость устройства саморегулирующих приспособлений и предохранительных диафрагм, во избежание какой-либо поломки при неожиданном уменьшении уровня воды в камерах. По подсчетам Рутенберга, плотина его конструкции обошлась бы на 40% дешевле полую железобетонной.

Проект Рутенберга появился до 1914 года, когда в Италии железобетонные плотины фигурировали лишь в проектах, упорно отвергаемых до приступа к работам.

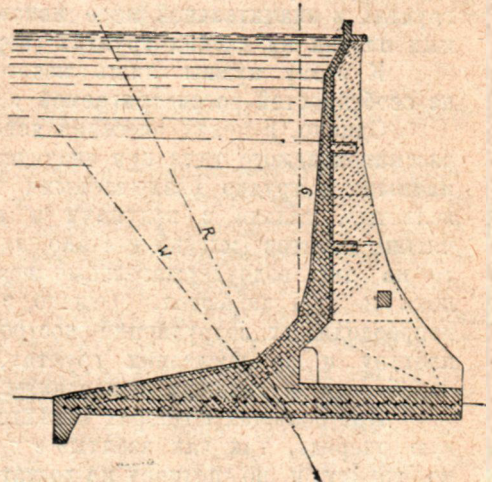
Теперь же, когда в Италии осуществлен проект полую плотины Сомбатала, высотой до 38,00 м, идея Рутенберга утрачивает интерес, возбуждая сомнения в экономии, исчисленной инж. Рутенбергом.



Фиг. 201.



Фиг. 202.

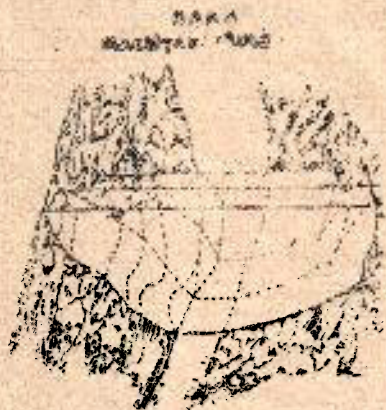


Фиг. 203.

В заключение отметим, что устройство железобетонной плотины на скалистом основании требует выполнения следующих условий:

1) первых трех условий для применения железобетона в плотинах (см. § 1);

- 2) простейшего расчета плиты (арок) и контрфорсов;
- 3) расчета устойчивости сооружения в целом (опрокидывание и скольжение);
- 4) погружение в скалу переднего зуба, являющегося продолжением плиты на глубину, зависящую от высоты плотины и характера породы основания;



Фиг. 204.



Фиг. 205.

5) устройства бетонной подушки с отверстиями для выхода фильтрационных вод в случае трещиноватой скалы (см. пример 2).

Цементация основания при не вполне надежной скале позволяет устроить сооружение значительной высоты.

Однако, выполнение в современных наших условиях п. 1 вызывает сомнение, вследствие чего этот тип плотин в СССР вряд ли будет скоро применен при значительных высотах.

§ 3. Вододержательные железо-бетонные плотины на мягких (пористых) грунтах.

Рассматриваемый тип плотины является несколько более сложным и требующим искуственного учета свойств грунта, на котором возводится сооружение. Принципы проектирования железо-бетонной полую плотины на рассматриваемых грунтах в значительной мере напоминают таковые проектирования водоподъемных плотин на мягких грунтах (пористое основание).

К этому нужны лишь некоторые дополнительные указания, вытекающие из особенностей рассматриваемой конструкции.

Однако, в целях внесения ясности в вопрос, надо добавить, что применение рассматриваемого типа при значительных высотах ограничивается пока несжимаемыми и трудно размываемыми грунтами: галечно-гравелистыми, песчано-гравелистыми, галька с валунами и плотными глинистыми; что касается прочих мягких грунтов (мягкий песчано-глинистый, песчаный, песчано-илистый и друг.), то на них вододержательные железо-бетонные плотины значительной высоты пока не устраиваются. Однако, в пределах подпора в 5—8 м не представляет непреодолимых затруднений построить даже в наших условиях прочную полую плотину и на последних грунтах, прибегая к шпунтовым рядам, а в случае надобности, к свайным основаниям.

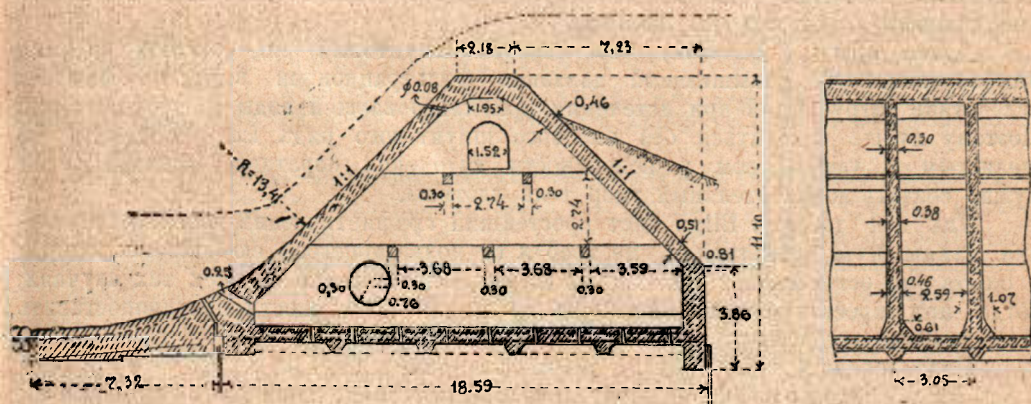
При больших подпорах металлические шпунтовые ряды выдвигаются в первую очередь, так как забитые с верхней стороны в один или два ряда, смотря по грунту и по подпору на достаточную глубину, они позволяют довести фильтрацию в основании до минимума, предупреждая вымывание мелких частиц грунта из-под сооружения.

Так как исчерпывающая строительная характеристика грунтов основания может быть выявлена строителем лишь на месте, с одной стороны, а с другой—

проектирование водоподпорных сооружений на мягких грунтах остается по сей день искусством, плохо укладывающимся в шаблонные арифметические подсчеты, то совершенно естественно притти к заключению, что проект железобетонной плотины на мягком грунте, как до сего времени менее всего проверенный тип плотины, должен быть до осуществления одобрен на месте работ инженером с достаточным гидротехническим строительным стажем. В противном случае неизбежен недоучет некоторых явлений, связанных с практикой работ на водоносных грунтах.

Например, не имея большого опыта по массовой забивке временных и постоянных круглых и шпунтованных свай в различные пористые грунты и опыта по работам на водоносных грунтах за перемычками, можно допустить следующие ошибки:

- 1) в оценке качества грунта в отношении возможности иметь в этом грунте шпунтовые ряды вообще и удовлетворительные в частности;
- 2) в назначении по опыту для данного грунта предельной глубины шпунтового ряда, от какового обстоятельства будет зависеть конструкция плотины;
- 3) в оценке качества основания после производства работ за перемычками на водоносном грунте (изменение пористости);
- 4) в оценке влияния типа перемычки на конструкцию профиля плотины на песчаных грунтах (степень изменения пористости);
- 5) в оценке грунта в отношении необходимости свайного основания.



Фиг. 206.

Представим себе железобетонную плотину на мягком (пористом) грунте по типу, изображенному на фиг. 206.

Передняя плита переходит в глубокий зуб, опущенный в грунт. Профиль-трованная вода по линии зуба переходит к сплошной плите плотины, где не имеет выхода, а, теряя в напоре по мере движения в сторону нижнего бьера, выходит со стороны низового зуба. При этом вода оказывает значительное давление на плиту основания, ослабляя устойчивость сооружения и удорожая его.

Забивка верхового шпунта ниже зуба на глубину, равную подпору плотины, и устройство отверстий в плите основания для отвода профильтрованной воды, вообще говоря, решает задачу. При этом скорость фильтрующей воды становится не опасной для основания плотины. Надо только над плитой поместить загрузку гравием, щебнем и камнем, создав обратный фильтр и препятствуя выносам песчинок из основания в упомянутые отверстия. Однако выпуск воды хорош при гравелисто-галечных грунтах, а не мелких песках.

Применение металлического шпунтового ряда крайне облегчает задачу, позволяя ограничиться верховым шпунтом и не забивая шпунта в низовой части профиля, где можно устроить также обратный фильтр пред выходом профильтро-

вавшей воды в нижний бьеф. При этом скорость фильтрующей воды можно свести к минимальной и не опасной для подмыва основания.

Инж. М. Bligh из нескольких наблюдений над разрушением плотин, построенных на пористых грунтах, приблизительно установил, что безопасные скорости фильтрации для различных грунтов, лежащих в основании сооружения, зависящие от характера этих грунтов, получаются при длине пути фильтрации $L = H \cdot C$, где H — подпор; а C зависит от характера грунта. Bligh имел дело лишь с некоторыми грунтами, для которых он дает следующую таблицу значений величины C .

	C
Очень мелкий песок	18
Мелкий песок	15
Крупный „	12
Песок с гравием	9
Гравий с галькой и валунами и т. п.	6—4

По Bligh выходит, что горизонтальные пути фильтрации для сооружения играют ту же роль, что и вертикальные. Прделанные наблюдения на существующих плотинах и практика плотиностроения резко противоречат этому допущению; вертикальные пути фильтрации в верховой части профиля плотины играют гораздо большую положительную роль.

Далее по Bligh, вес сооружения не играет роли при фильтрации воды под плотиной. Это конечно неправильно: чем больше вес сооружения, тем больше отличается движение воды под плотиной от поверхностного потока, тем стесненнее движение воды под сооружением.

Далее опыты показали, что низовой шпунтовый ряд плотной забивки нежелателен, как повышающий давление фильтрационной воды на флутбет вследствие затруднений при истечении профильтровавшей воды в низовой части. Поэтому лучше обходиться без низового шпунтового ряда или устраивать его щелистым с устройством у поверхности истечения обратного фильтра, если нужно создать дополнительный упор тела плотины.

Так как таблица Bligh дает простейший арифметический способ определения длины пути фильтрации, не требуя от пользующегося ею больших знаний и опыта, то естественно, она нашла широкое применение во всех тех случаях, когда при проектировании инженеры не имели возможности противопоставить этим данным материалы из практической деятельности.

Надо добавить, что таблица Bligh получена для грунтов без указания их размеров (что значительно обесценивает таблицу) в условиях

сильно развитого горизонтального пути фильтрации по отношению к участкам вертикального пути.

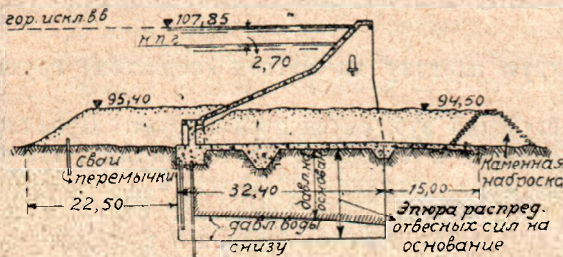
При обратном соотношении между длинами вертикальных путей фильтрации и горизонтальных данные таблицы Bligh вовсе не годятся.

Приведем пример устройства полой железобетонной плотины

Sherman Island на песчаном основании при подпоре $H = 15,15$ м (1921—1923 г.г.).

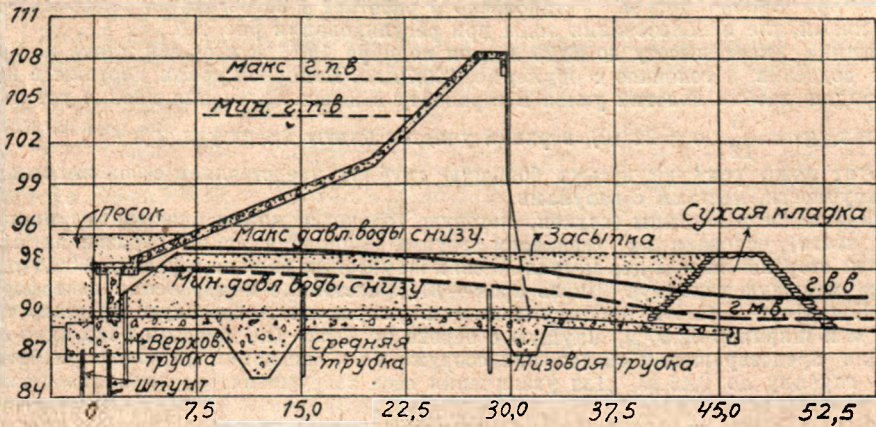
Передний зуб плотины опирается на 2 металлических шпунтовых ряда, забитых в расстоянии 2 м друг от друга при глубине забивки 15 м (фиг. 207—208).

На протяжении 39 м вертикального пути по засышке и обводу шпунтовых рядов фильтрационная вода потеряла напора 11,40 м, т.е. на 1 пог. м вертикальной линии 0,29 м.



Фиг. 207.

Что касается горизонтальных путей фильтрации, то здесь по данным непосредственных измерений имеем на 45 пог. м пути потерю напора 3,30 м, т.е. на 1 пог. м горизонтального пути имеем потерю напора лишь 0,073 м. Данные получены из наблюдений над фильтрационными трубками, заложенными в сооружение при постройке.



Фиг. 208.

Отсюда ясно видно, что отказаться от погашения фильтрационного напора на вертикальных путях фильтрации можно лишь в случае невозможности забивки шпунтовых рядов: горизонтальные пути слишком слабо погашают напор (в 4 раза менее в данном случае).

Это положение весьма давно известно среди русских гидротехников-практиков, которые в основу составления проектов плотин на пористых грунтах неизменно клали шпунтовые ряды, устраивая их с верховой стороны на большую глубину, нежели с низовой (см. журналы технических Сессий Управления Внутренних Водных Путей и Ш. Д.). Надо отметить, что русские выстроенные плотины своими размерами не отвечают таблице Bligh.

Необходимо отметить, что удельное значение шпунтового ряда в отношении погашения напора находится в зависимости от глубины забивки, повышаясь вместе с таковой (см. Н. И. Анисимов. Водоподъемные плотины, часть II, издание II-ое).

Шпунтовый ряд неудовлетворительного качества в отношении удлинения пути фильтрации бесполезен (см. Н. И. Анисимов. Разрушение плотин). 2 шпунтовых ряда, расположенных на близком расстоянии (не большем двойной глубины забивки при небольших глубинах) надо считать за один ряд: вода фильтрует здесь между остряками шпунтов, а не по обводу каждой шпунтовой линии. Однако практически конструкция улучшается в целом.

Пример 1. Плотина Cisco (Техас), выстроенная в 1922—1923 г.г., имеет высоту над основанием до 25,50 м. Сооружение основано на глине различных видов, толких слоях известняка и сланцевой глине.

В самом пониженном участке — твердая сланцевая глина на глубину до 4,50 м ниже дна лога. 27 бычков (контрфорсов) расставленных через 5,40 м, упираются на известняк толщиной от 0,90 м до 1,80 м; под ним твердая глина. Известняк пропускает воду. 13 бычков с другой стороны имеют в основании глину.

Напряжение на грунт допущено до 7 кг/кв. см, на скальвание в контрфорсах 6 кг/кв. см при составе армированного бетона 1:3:6.

Для напорных плит из бетона состава 1:2:4 допущено 45 кг/кв. см для бетона и 1000 кг/кв. см для железа, при чем 3 кг/кв. см от скальвающих усилий принято на работу бетона. Плиты перекрывают сразу 4 пролета, общей длиной $5,40 \times 4 = 21,60$ м. Соединение четырехпролетной плиты с контрфорсом на крайних опорах свободное; при этом арматура соседней плиты входит в трубки первой плиты на глубину 75 см.

Там, где сооружение основано на глине, имеем сплошную железо-бетонную плиту в основании, сопряженную с этим последним рядом зубьев глубиной 1,50 м. Передняя плита переходит в зуб, погруженный в глину. Здесь не столько приходится опасаться фильтрации (глина в этом отношении спокойный грунт), сколько неравномерной осадки и сдвига. Сооружение описано в „Eng. News Record“, 1 ноября 1923 г.

Пример 2. Плотина Shermann Island выстроена на р. Hudson в 1921—1923 г. в целях получения гидро-электрической энергии в зданиях силовой станции мощностью 50 000 kw при напоре 19,8 м. Установлено и работает 4 агрегата по 10 000 kw, предусмотрен пятый, для использования воды при регулировании рис. 207.

Плотина имеет высоту до 24,23 м при подпоре 15,15 м и общей длине по гребню, включая водослив и головное сооружение, 620,70 м. Напорной грани плотины в нижней части придан весьма пологий уклон к горизонту в целях получения вполне устойчивого сооружения ($\operatorname{tg} \alpha = \frac{5}{12}$, $\alpha = 22^\circ 40'$), верхний участок плиты имеет уклон в 45° .

Грунт ложа реки на весьма большую глубину представляет собой желтый песок разной крупности, местами с валунами.

Главная часть плотины (глухая, которую только и можем опи́сывать в настоящей главе и части) основана на указанном грунте. Напорная грань образована арками, с напорной стороны забиты два металлических шпунтовых ряда на глубину 15,00 м (один на несколько меньшую глубину). Число арок — 31, расстояние между осями контрфорсов — 5,70 м. Контрфорсы имеют толщину 1,05 м и упираются в бетонную подушку толщиной 0,90 м и шириной 32,40 м, идущую с берега на берег (по берегам основание скалистое). Для предотвращения скольжения сооружения в основании устроено три бетонных зуба на глубину до 3,45 м. Для увеличения веса сооружения оно засыпано песком на толщину до 5,00 м.

С напорной стороны забито два металлических шпунтовых ряда системы Lackawanna.

Первый ряд имеет свай длиной 16,50 м арочного профиля (см. Н. И. Анисимов). Производство работ по устройству плотин на реках) весом 60 кг в погонном метре.

По забивке первого ряда до отметки 72,00 м впереди него был забит второй ряд глубиной 12 м в расстоянии 1,30 м от первого. Вес бабы копра 500 кг. В среднем отказ шпунтовых свай первого ряда равен 1 см от 10 ударов, второго ряда 1 см от 6 ударов. Сначала сваи забивались „забором“, установленные в ряд.

При постройке в сооружение заделаны трубки $d = 7,5$ см из котельного железа, просверленные в 160 местах (дыры $d = 0,3$ см) на протяжении 3,00 пог. м трубы в нижней ее части. Трубки погружены в грунт основания на 3,00 м ниже подошвы флютбета.

Фильтрационное давление измерялось высотой горизонта воды в трубках. Фильтрационное давление оказалось большим на том участке плотины, где песок был более мелким. Фильтрационное давление оказалось зависящим также от температуры и других условий.

Далее горизонт воды в трубках постоянно менялся при изменениях горизонта воды в нижнем бьере в то время, как изменения горизонта воды верхнего бьера оказывали сравнительно меньшее влияние.

Фиг. 208 изображает линию падения напора в трубках по длине профиля. Средняя потеря напора, вызванная шпунтовыми рядами, равна 11,40 м.

Расстояние от верха песчаной загрузки до низа шпунтовых рядов равно 25 м, а от низа шпунтовых рядов до основания плотины 15 м. Следовательно путь фильтрации воды до верхней трубки, показанной на чертеже, равен 39 м, из них 6,60 м приходится на путь в песчаной загрузке. Следовательно, на 1 пог. м вертикального пути фильтрации приходится потеря напора $\frac{11,40}{30} = 0,29$ м.

Средняя потеря напора фильтрационной воды по подошве флютбета от верхней трубки до конца профиля равна 3,30 м на протяжении 45 м, что на 1 пог. м дает $\frac{3,30}{45} = 0,0733$, т. е. в 4 раза менее, чем в предыдущем случае.

Вертикальные шпунтовые линии в русской практике никогда не приравнивались к горизонтальным путям фильтрации, а при производстве работ никогда не разрешалось забивать деревянный шпунтовый ряд раньше полного открытия котлована до проектной отметки со всеми кюветами, хотя бы это было в мелко-песчаном грунте, оплывавшем с откосов в котлован. Исключение было допущено при постройке Белоомутской плотины на р. Оке и то по недоразумению, вследствие коллегиального возглавления этих работ и энергии подрядчика, которому, конечно, выгоднее сначала забить шпунты, а потом рыть котлован.

Техническим работникам, опиравшимся в своей проектной работе лишь на Bligh приходится, имея перед собой опубликованные данные о роли вертикальных линий пути фильтрации, отказать от Bligh, а вспомнить о Köhn, гораздо раньше установившего в литературе взгляд о роли шпунтовых линий (см. Н. И. Анисимов. Плотины, часть II).

В той же русской практике считалось целесообразным низовой шпунтовый ряд сделать короче верхового. Однако, отсутствие сгруппированных и опубликованных материалов из практики русского плотиностроения лишило возможности знакомиться с ними широкие технические круги, вследствие чего опубликованная формула Bligh, как удобная арифметически и всем доступная, получила широкое распространение, не дав однако осмысленного подхода к проектированию. Однако это распространение не дошло до применения данных Bligh в русской практике крупного плотиностроения, опиравшегося на свой опыт: все ограничилось лишь проектами.

Средний напор фильтрационной воды в основании равен в плотине Shermann Island 3,40 м при подпоре 15,15 м или 22% подпора. В первоначальных подсчетах до осуществления проекта было принято 26%. Хотя в проекте было предусмотрено фильтрационное давление снизу на флютбет по всей его подошве, фактически оно распределяется в главнейшем на первых 50% длины подошвы.

На фиг. 209 изображены кривые фильтрационного давления снизу на флютбет по временам года II, а также температуры воды—I.

Крайне интересно отметить, что разница в напоре фильтрационной воды при высокой и низкой температуре достигает 65% от минимального напора, что приобретает большое практическое значение. Температура воды менялась от +18,3° С до ±0,00° С, тогда как средний фильтрационный напор менялся от 3,40 м до 2,16 м. В основании плотины температура воды колебалась, вероятно, несколько менее, чем температура воды в реке ¹⁾.

На основании данных о плотине Shermann Island „Proceed. of the American Society of Civil Engineers“ март 1925, автор статьи Parsons приходит к заключениям:

- 1) скорость движения фильтрационной воды под основанием плотины менее 0,0003 м/сек. при максимальной наблюдаемой температуре при действующем диаметре зерен $d = 0,5$ мм и постоянной в формуле Hazen'a равной 800;
- 2) увеличение температуры воды, понижая сопротивление движению фильтрационной воды, не только увеличивает скорость, но также уменьшает потерю напора; возрастание скорости при отмеченных выше колебаниях температуры имело место, вероятно, менее, чем на 60%.

Надо отметить, что максимальный напор фильтрационной воды за 1924 год меньше такового за 1923 год, хотя максимальная температура была одна и та же.

Объяснение в заилении песчаной загрузки у напорной грани плотины и в уплотнении основания под песчаной загрузкой. При рассмотрении водоподъемных плотин (часть II) будет подробно изложен вопрос о водосливных плотинах, в том числе и железобетонных. При этом частично придется вернуться к настоящей главе. Здесь же мы рассматривали лишь водоудержательные плотины и глухие участки водоподъемных плотин (Shermann Island).

Глава пятая. Водосливы и водоспуски водоудержательных плотин.

§ 1. Общие соображения.

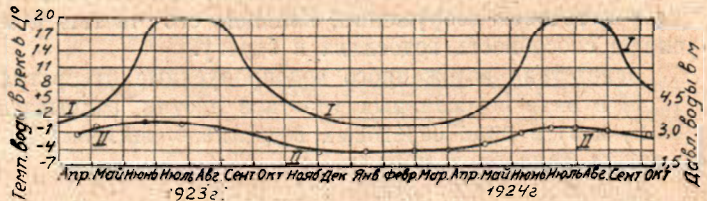
Лучший способ отвода излишней воды из водохранилища—это водосливом, расположенным в берегу, у одного из концов плотины.

Однако, кроме отвода паводковой воды, надо иметь возможность использовать воду, накопленную в водохранилище для целей орошения, водоснабжения или утилизации водной энергии.

Если срабатываемый слой водохранилища невелик, то можно обойтись устройством водослива в невысокой плотине, устроив последнюю состоящей из глухой и водосливной части, перекрываемой затворами.

При большой высоте плотины срабатываемый слой обычно велик, так что отверстие для выпуска воды приходится располагать ниже уровня сработанного водохранилища, вследствие чего первоначальный выпуск воды происходит под большим напором.

¹⁾ Верхняя кривая изображает изменение температуры воды в реке (I), а нижняя (II)—напора снизу в метрах.



Фиг. 209.

Далее, некоторые водохранилища, не снабженные донным спуском, быстро заиляются; другие начинают самое накопление воды лишь после прохода вод с большим содержанием насосов, дождавшись прохода более чистой воды; во всех этих случаях необходимы донные отверстия большей или меньшей пропускной способности по местным условиям, работающие под напором при опорожнении водохранилища.

Наконец, условия производства работ по постройке плотины иногда диктуют устройство обходного тоннеля с одной или двух сторон для пропуска воды за период постройки. Пример—устройство плотины в скалистом ущелье.

В этом случае тоннель, снабженный затвором, нередко продолжает нести службу в готовом сооружении, являясь его частью и позволяя уменьшить пропускную способность водослива в берегу.

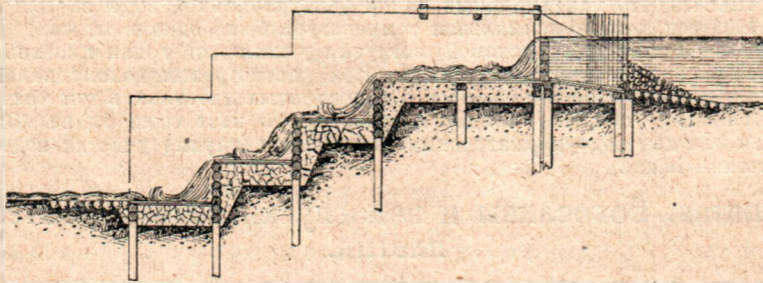
Вследствие изложенного водопропускные отверстия могут быть:

- 1) в виде водосливных участков плотин, закрываемых щитами;
- 2) и 3) в виде береговых водосливов: щитовых и сифонных, с устройством отводящих каналов и перепадов;
- 4) в виде водоспускных отверстий.

Первый тип водосливов ничем не отличается от водосливных плотин, которые будут рассмотрены в II части „Плотин“. Поэтому здесь будут рассмотрены лишь типы 2, 3 и 4 водопропускных отверстий. Дальнейшее изложение будет вестись на примерах; для удобства отнесем примеры к выстроенным земляным плотинам, к плотинам из каменной наброски, каменным плотинам и железобетонным.

§ 2. Водосливы и водоспуски земляных плотин.

При пропуске воды чрез плотину ничтожным слоем устраивают мощный лоток-водослив. Если водослив предназначен для пропуска несколько более значительного количества воды, то водосливный лоток делается каменный или деревянный. Если водосливное русло обходного канала или водослива в конце дамбы имеет крутой уклон дна, то ему придают ступенчатый продольный профиль для погашения живой силы воды, падающей с уступов.



Фиг. 210.

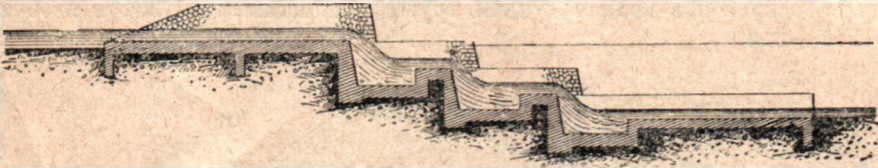
На фиг. 210 показан продольный разрез подобного водослива. Водослив огражден с боков ряжевными ящиками, основанными на сваях и загруженным и землей.

Уступы срублены из бревен, а дно покрыто проконопаченным и просмоленным двойным досчатым настилом. Под полами произведена загрузка песчано-глинистым грунтом.

Для предохранения от фильтрации со стороны напора воды забито два параллельных шпунтовых досчатых ряда, которые проходят как под водосливным руслом, так и под ряжевными его стенками.

Другой пример (фиг. 211) изображает продольный разрез каменного ступенчатого водослива, автоматически работающего. Конец каждой горизонтальной площадки снабжен вертикальной стенкой, вследствие чего под полом всегда находится слой воды, воспринимающий на себя и ослабляющий удары воды.

Так как сопряжение водослива с телом плотины есть самое слабое место сооружения, то иногда устраивают водослив в виде колодца с отводной трубой под плотиной. При этом в целях лучшего сопряжения трубы с телом плотины

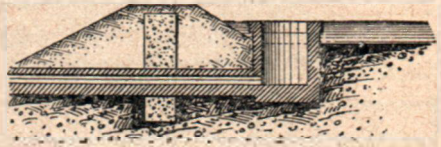


Фиг. 211.

необходимо связать трубу с прилегающими к ней участками [плотины] путем заделки трубы в кладку, как показано на чертеже, с опусканием кладки в виде зуба в плотный грунт (фиг. 212). Речь идет пока о небольших сооружениях.

Имеются в практике случаи применения в качестве водосливов сифонов, автоматически начинающих действовать при известном повышении горизонта воды в водохранилище (впервые во Франции).

Размеры водосливов определяются по известным формулам гидравлики при заданной отметке горизонта воды в водохранилище и максимальном количестве воды, подлежащей пропуску в одну секунду (см. ниже)



Фиг. 212.

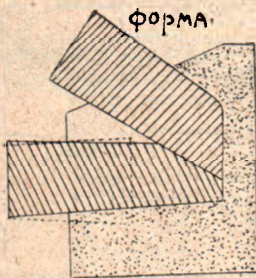


Фиг. 213.

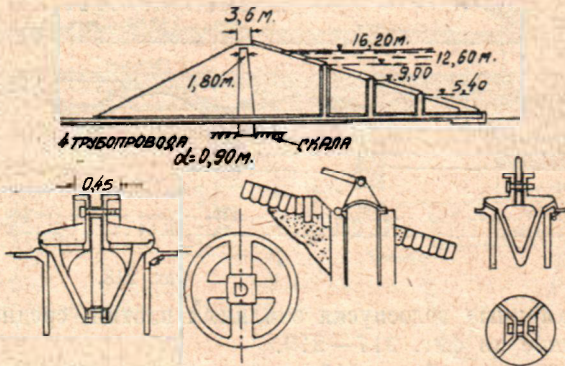
Водоспуски устраиваются для полезных попусков воды и для совершенного выпуска воды из водохранилища.

При небольших высотах плотины водоспуски устраиваются или из чугунных труб, уложенных в основание плотины

и закрываемых клапанами и задвижками, или из отверстий во всю высоту плотины, обделанных деревянною или каменною конструкцией и закрываемых щитами.



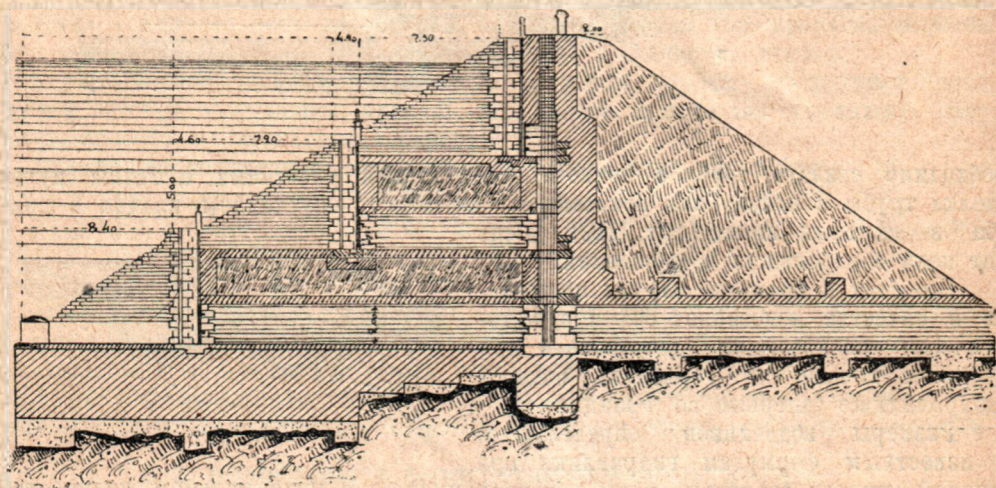
Фиг. 214.



Фиг. 215 и 216.

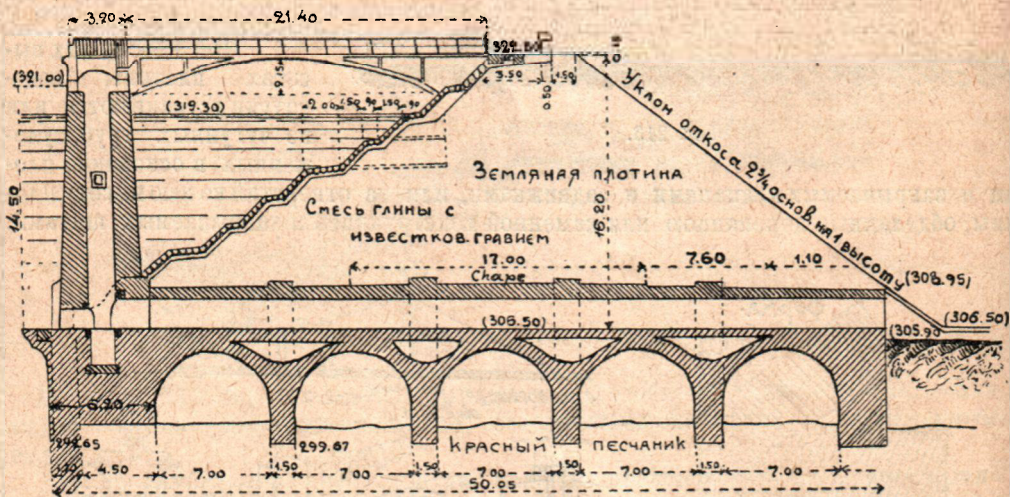
Простейший пример водоспуска для плотин незначительной высоты изображен на фиг. 213—214.

Водоспуск представляет собою проходящую под плотиной трубу, составленную из конических бетонных звеньев и поднимающуюся по напорному откосу. Сниманием и надеванием крайних звеньев можем регулировать запасы воды в водохранилище. Описанное устройство часто применяется на Цейлоне. Конструкция водоспусков в виде чугунной трубы с клапанным затвором изображена на фиг. 215—216.



Фиг. 217.

Если к этой конструкции применить задвижной затвор, то приемный конец трубы можно поместить в особо устроенный колодец, сообщающийся с верхом плотины посредством мостика, откуда происходит управление затвором.

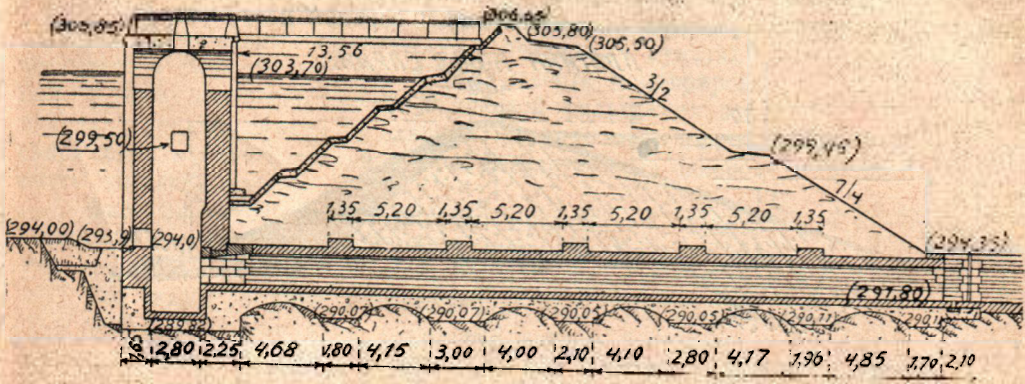


Фиг. 218.

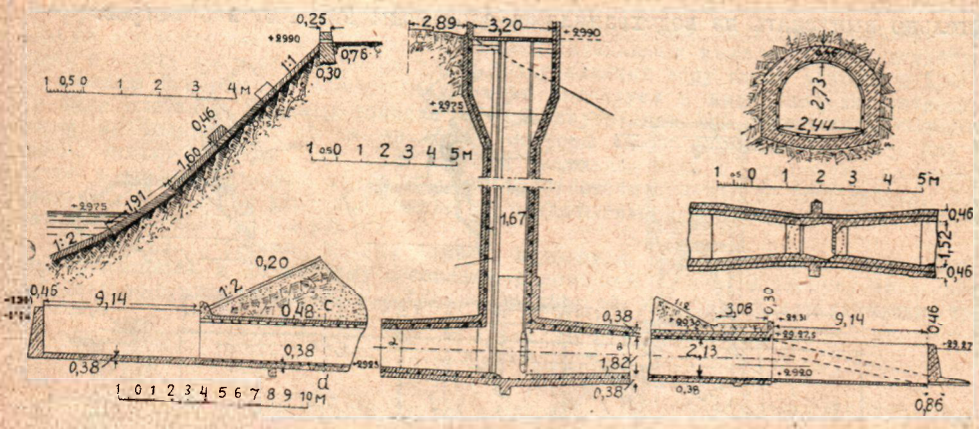
Каменные водоспуски земляных плотин средней высоты имеют устройство, показанное на фиг. 217—219.

Водоспуск фиг. 217 состоит из каменной сводчатой трубы сечением 1 м × 2 м, проходящей в основании плотины. В центре профиля проходит вертикальный колодец, соединяющийся с упомянутой трубой.

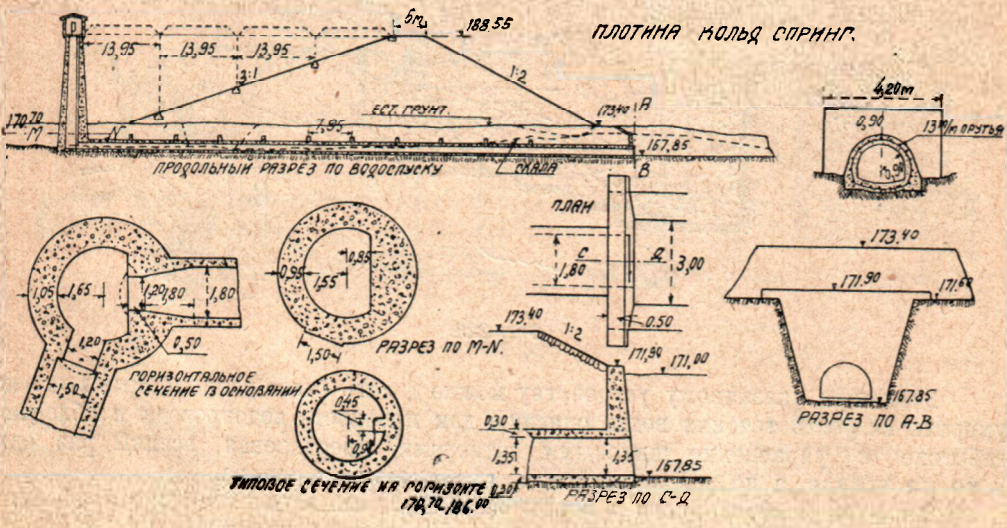
С верхней стороны в стене колодца устроены 3 отверстия, из коих одно на 5,20 м ниже нормального горизонта воды, другое на 10,20 м и третье закры-



Фиг. 219.



Фиг. 220.



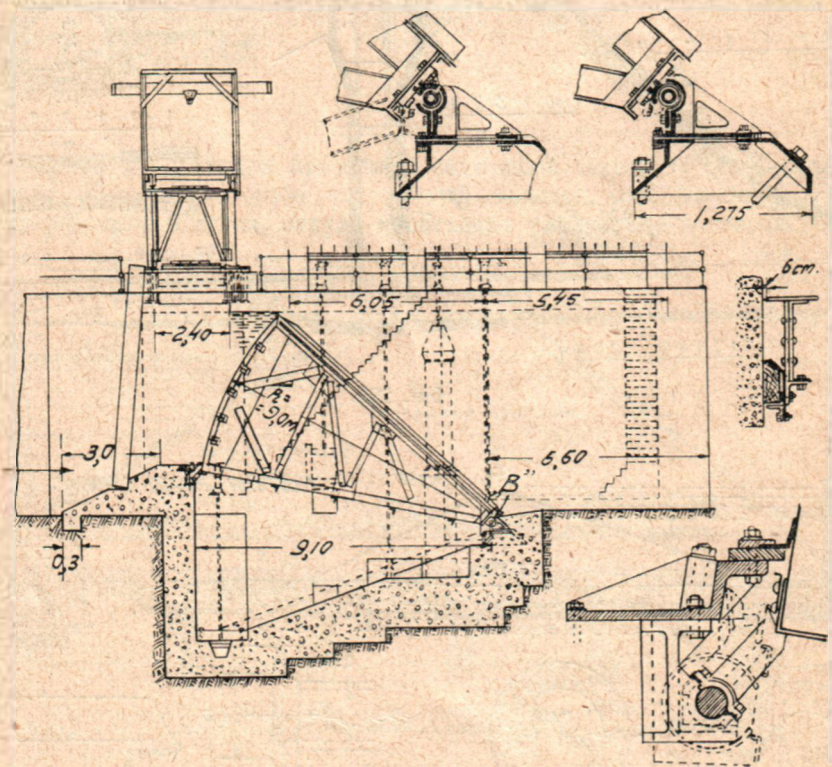
Фиг. 221.

ваит вход непосредственно в нижнюю трубу. Отверстия ведут в водопроводы, снабженные с верхней стороны деревянной рамой сечением в свету $0,60 \text{ м} \times 0,30 \text{ м}$, закрываемой щитом, приводимым в движение с верхней платформы.



Фиг. 222.

Каменным водопроводам и трубе приданы большие поперечные размеры, удобные для исполнения и осмотра и погашающие скорость воды, поступающей из малых щитовых отверстий. Поочередно открывая отверстия, можно последовательно выпускать из водохранилища слои воды высотой в 5 метров.



Фиг. 223.

Благодаря указанному устройству можно делать более равномерные выпуски, умерять скорость течения воды, опасную для прочности водопровода и облегчать действие и управление щитовыми затворами, преодолевая всякий раз одно и то же усилие, а не возрастающее в зависимости от напора.

В случае необходимости ремонтировать щитовые затворы можно прибегнуть к шандорам, под защитой коих можно произвести исправление.

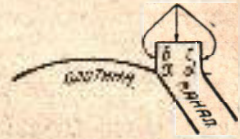
Нижняя труба выполняет роль донного водоспуска и служит для полного опорожнения водохранилища.

Если позволяют местные условия, целесообразнее располагать водопроводы, помещенные на разных горизонтах, в различных пунктах по длине плотины, чем достигается большая легкость и безопасность маневрирования, а также становится не столь опасной фильтрация воды в виду уменьшающихся в данном профиле поверхностей сопряжения кладки с землей и меньше нарушается однородность земляной массы.

Фиг. 220—221 иллюстрируют применение железобетона для устройства водоспуска земляных плотин Belle Fourshe и Cold Spring.

См. также рисунки, изображающие водоспуск плотины Lahontan.

Фиг. 223 изображает секторный затвор водослива, а фиг. 224 указывает способ увеличения гребня (*abcd*) водослива плотины.



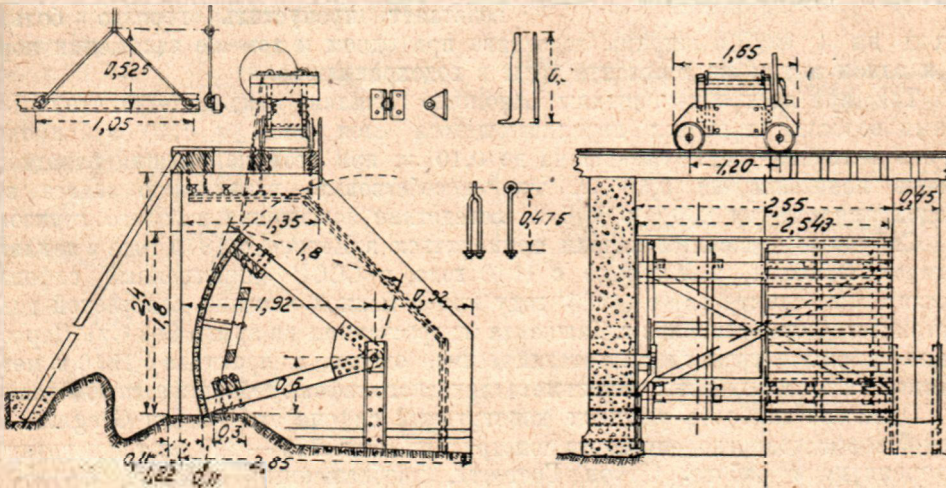
Фиг. 224

§ 3. Водосливы и водоспуски плотин из каменной наброски.

Пример 1. Walnut Grove имеет водоспуск в виде двух металлических труб $d = 50$ см, проложенных в основании плотины и заделанных в кладку. Кроме водоспуска, устроен в берегу водослив шириной 7,8 м, пропускающий воду слоем толщиной 1,80 м.

Пример 2. Плотина Lower Otay имеет водоспуск в виде тоннеля, устроенного не в теле плотины. Диаметр тоннеля 1,50 м; внутренняя его поверхность облицована бетоном на толщину от 30 см до 45 см. Затворы имеют управление сверху, для чего устроена шахта высотой 31,00 м, в которой проложена тяга к затвору. На дальнейшем участке в тоннель уложена труба $d = 120$ см, забетонированная со всех сторон. Труба сопрягается с тоннелем уголками жесткости, обхватывающими ее через 7,50 м. Площадь питающего бассейна равна 225 км².

Пример 3. Плотина Mogena имеет водоспуск, проложенный в теле плотины и прикрепленный к скалистому основанию с помощью бетона. Водоспуск представляет собой железобетонную трубу $d = 2,25$ м, в которой уложены 2 металлических трубы



Фиг. 225.

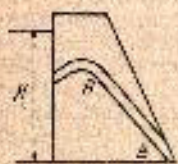
$d_1 = 60$ см и $d_2 = 75$ см. Вода поступает в трубы из железобетонной башни, устроенной у подошвы плотины. Трубы продолжены в башню, где по их длине устроены отверстия, позволяющие произвести постепенное опорожнение водохранилища (см. § 2). Кроме водоспуска, плотина Mogena имеет также водослив, очерченный по дуге круга. Отдельные пролеты водослива (2,25 м) закрываются деревянными сегментными затворами высотой 1,80 м простейшей конструкции (см. фиг. 225).

§ 4. Водосливы и водоспуски каменных плотин.

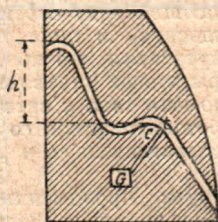
Расположение в плане водосливов и водоспусков явствует из прилагаемых выше рисунков. В целях увеличения пропускной способности водослива устраивают кольцевой водослив или многогребенчатый (см. § 2 и фиг. 224). Иногда удары сливающейся воды смягчают устройством водяной подушки толщиной от $\frac{P}{5}$ до $\frac{P}{7}$, где P — высота падения воды, переливающейся через водослив. (см. Wilson Irrigation engineering, 1914).

В плотине Sweetwater при помощи маленькой железобетонной плотинки устроили водяную подушку.

Устройство уступчатой обделки скалы на некотором протяжении от водослива является обычной мерой. Практика показала, что применение на водосливах секторных затворов, работающих, как известно, благодаря давлению воды верхнего бьефа снизу на затвор, вполне целесообразно (фиг. 223). Сегментные затворы и щитовые применяются на тех же основаниях, что и в разборчатых плотинах (см. плотины часть II). Применение водосливов — сифонов вполне одобрено практикой. Скорость истечения воды равна $Q = \mu a \sqrt{2gH} = 0,65 a \sqrt{2gH}$, что отвечает донному затвору при напоре H . Величина μ зависит от формы и рода материала передней перегородки сифона.



Фиг. 226.



Фиг. 227.

Во время пропуска воды через сифон происходит дрожание кладки в A и B . Явление практически прекращается при устройстве сифона двойной кривизны (фиг. 226 — 227). Разность высот H не должна превосходить 10 м. Величина a — минимальное сечение сифона, пропускающее воду („гòрло“).

Применение сифонных водосливов позволяет пропустить гораздо больший расход на 1 пог. м ширины водослива при одном и том же заложении порога его и одним и тем же горизонте воды в водохранилище.

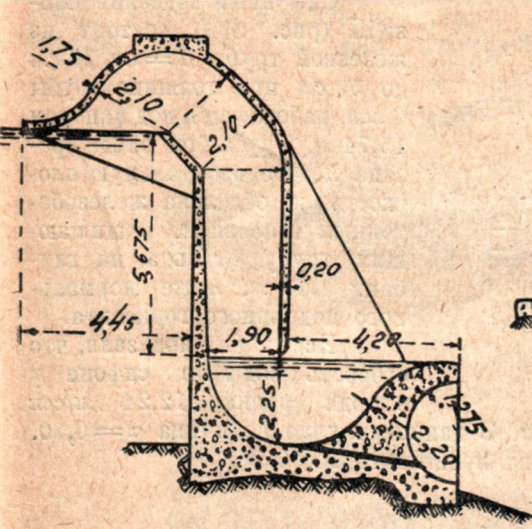
Так, при постройке плотины Lagobruno (Италия) найдено было, что обыкновенный водослив требовал переливающегося слоя воды в 1,40 м, сифонами же эта величина была уменьшена до 0,10 м; при этом наивысший паводковый уровень понизился на 0,30 м, что способствовало увеличению запаса воды в водохранилище на 300 000 куб. м, вследствие повышения рабочего горизонта.

Сифонные водосливы начали применяться в Европе с 1870 года в земляных плотинах Франции, в Америке с 1910 года, в СССР единственный сифонный водослив был выстроен в 1925 году при земляной плотине Бозсуйской гидроэлектрической станции, близ г. Ташкента (гидростанция на арыке Боз-Су). Первоначально сифоны устраивались металлические, однако, в практике с 1910 г. металлический сифон — редкость: стенки металлического сифона подвергаются обмерзанию.

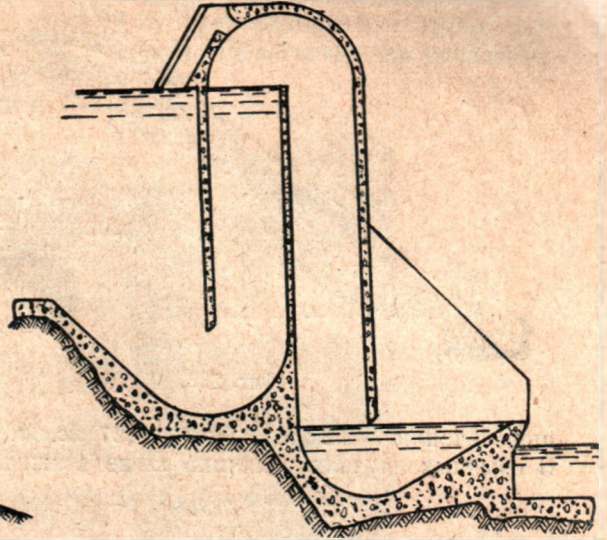
Одна из наиболее удачных конструкций сифона это — сифон Gregotti. Его главнейшее достоинство — простота конструкции. Фиг. 228 — 229 дают конструкцию, проверенную в работе. Сифон Греготти, изображенный на фиг. 229 имеет трубку, облегчающую заряд и разряд сифона. Вода не должна подниматься выше порога более, чем на 50 см. Трубка соединена с сифоном. Когда вода поднимается над порогом, она переливается через гребень, закрывает сообщение трубки с воздухом, увлекает последний и заряжает сифон.

Один из первых сифонов этого типа был установлен в гидростанции Milani á Verona (Италия) на р. Adda. При небольшой разности горизонтов трубку упраздняют: сифон сам заряжается. Наиболее крупный сифон в Италии построен на канале di Milano; сифонная батарея состоит из 10 единиц, каждая из которых

имеет сечение 1,40 кв. м при напоре 6 м. Этот сифон имеет $\mu = 0,41$. Французские сифоны не меньшей пропускной способности имеют $\mu = 0,50$.

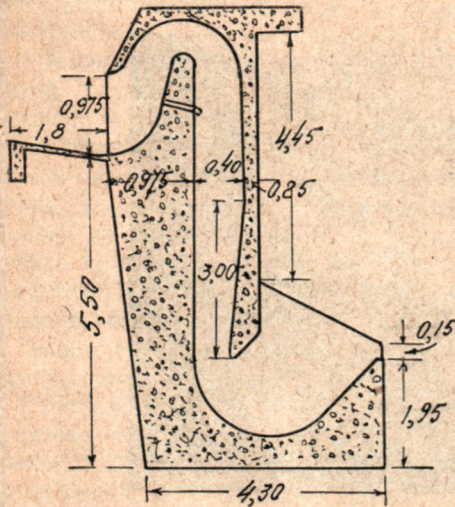


Фиг. 228.

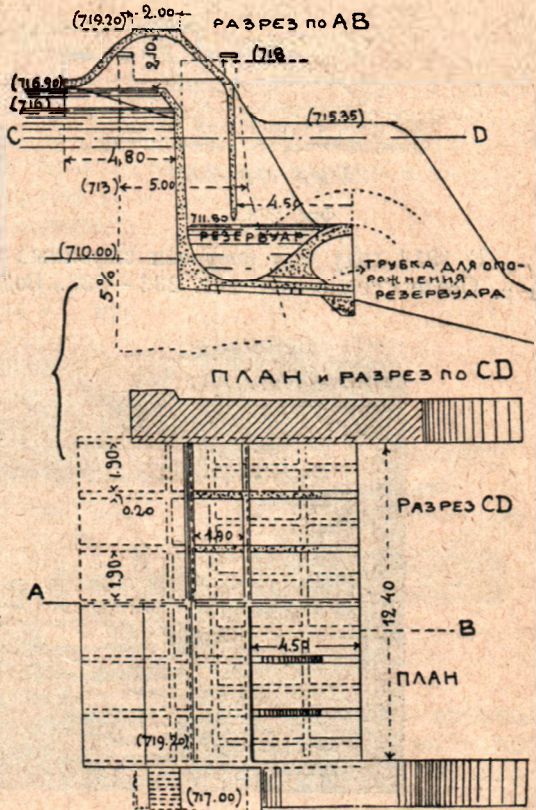


Фиг. 229.

Фиг. 230 изображает сечение сифона, регулирующего расход воды в канале Arizona (Arizona Power Plant). Расчетное сечение сифона (a—a) имеет площадь в 1 кв. м. Железо-бетонные сифоны на одном ирригационном канале (Arizona) по испытаниям Unites States Reclamation Service дали $\mu = 0,64$ до 0,80 $H = 3,50$ м. Плотина Badana



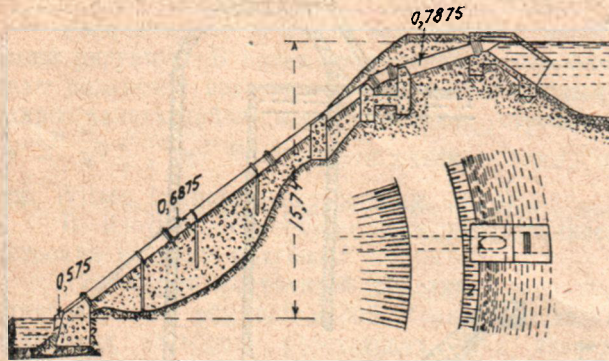
Фиг. 230.



Фиг. 231.

(Италия), имеющая высоту 56,00 м, снабжена сифонным водосливом типа Gregotti для пропуска паводков (см. фиг. 231).

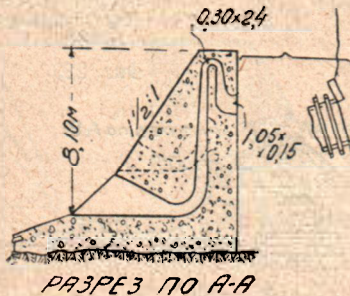
В Швейцарии также успешно работают сифонные водосливы в условиях льдообразования, имеющего место в течение 2—3 месяцев в году.



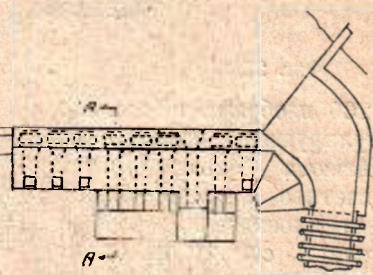
Фиг. 232.

Сифонный водослив Gibswill (рис. 232) состоит из железной трубы $d =$ от 79 см до 59 см при толщине трубы 6 мм, работающей под напором 15,74 м. Труба при входе срезана под горизонтальную плоскость и обделана железобетонным оголовком, защищающим трубу от льда на глубину 1,00 м, ниже нормального подпорного горизонта.

Испытания показали, что скорость воды в сифоне у выхода равна 12,24 м/сек при сечении у выхода около 0,27 кв. м. В данном случае величина $\mu = 0,70$. В обычных случаях величина H не должна превышать 10,00 м.

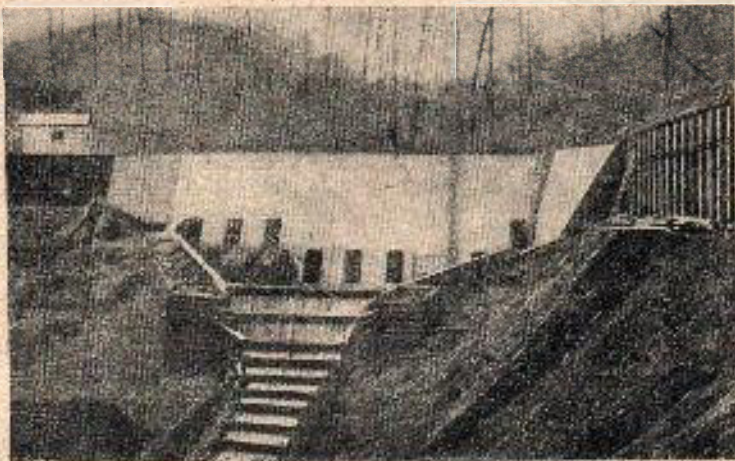


Фиг. 233.



Фиг. 234.

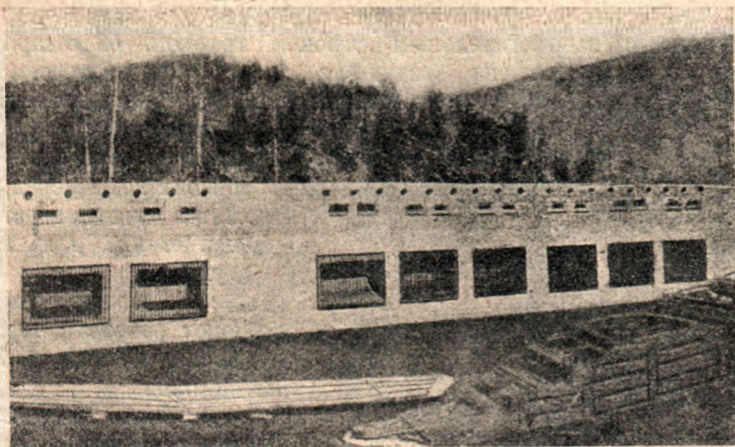
В 1914 году был построен сифонный водослив типа Stickney при плотине на р. Осее (Tennessee) фиг. 233—236. Водослив, состоящий из 8 единиц, устроен



Фиг. 235.

у напорного бассейна, имеющего водную площадь около 900 кв. м, на случай отвода воды при остановке в работе турбин гидроэлектростанции.

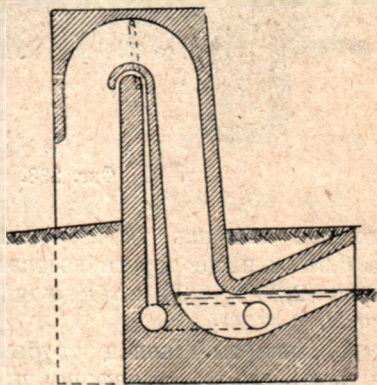
На сифонах остановились, как на наиболее совершенной конструкции, позволяющей сбрасывать воду с меньшим колебанием уровня в напорном бассейне, имеющей большую пропускную способность при сравнительно небольшой занятой ширине (см. фиг. 234 — 235). В целях предотвращения попадания



Фиг. 236.

в сифон плавающих тел входное отверстие каждого сифона, имеющее размеры $1,50 \text{ м} \times 1,80 \text{ м}$, расположено на $1,65 \text{ м}$ ниже нормального подпорного горизонта и защищено решеткой из прутьев $d = \frac{3}{8}'' = 8,5 \text{ мм}$, отстоящих один от другого на 10 см (центр от центра прута). Сечение сифона постепенно уменьшается к „горлу“ и доходит в этом последнем до размеров $2,4 \text{ м} \times 0,30 \text{ м}$ (по горизонтальному направлению). Далее (книзу), сифон постепенно меняет свое сечение и на глубине $3,84 \text{ м}$ ниже гребня сечение становится прямоугольным размерами $0,6 \text{ м} \times 1,20 \text{ м}$, с каковым сечением сифон доходит до самого конца (выхода). 4 сифона работают под напором $8,16 \text{ м}$, а другие 4 — при $H = 5,76 \text{ м}$.

В горле поверхность сифона защищена отливкой, заложеной в момент бетонных работ, имеющей отверстие, отвечающее требуемым размерам сечения „горла“. Вблизи порога каждого сифона — водослива устроены 2 горизонтальные трубки в бетоне для сообщения с воздухом. Сечение трубок $15 \text{ см} \times 45 \text{ см}$. Трубки проходят в горло сифона до напорной грани сооружения, вследствие чего сифон прекращает работу, как только горизонт воды в напорном бассейне падает до уровня гребня водослива. Колебание горизонта воды в напорном бассейне не превышает $0,30 \text{ м}$.



Фиг. 237.

Повышение горизонта воды в напорном бассейне на 10 см вызывает к работе сифоны, имеющие общую пропускную способность $47,14 \text{ куб. м}$ воды в секунду. Тщательно поставленные испытания дали возможность найти величину μ для сифонов; она оказалась равной $0,65$.

Фотографии фиг. 235 — 236 изображают эти сифоны со стороны напорного бассейна, а также со стороны выхода воды.

В 1916 году выстроен близ Ripon (Калифорния) сифонный водослив в конце ирригационного канала (фиг. 237).

Водослив состоит из двух главных сифонов сечением 0,90 м ширины и 0,60 м высоты с порогом на 0,15 м выше нормального уровня воды.

Сифоны эти приводятся в действие вспомогательными сифонами сечением 0,90 м ширины и 0,05 м высоты, расположенными непосредственно ниже главных сифонов в том же теле сооружения, с порогом на уровне воды.

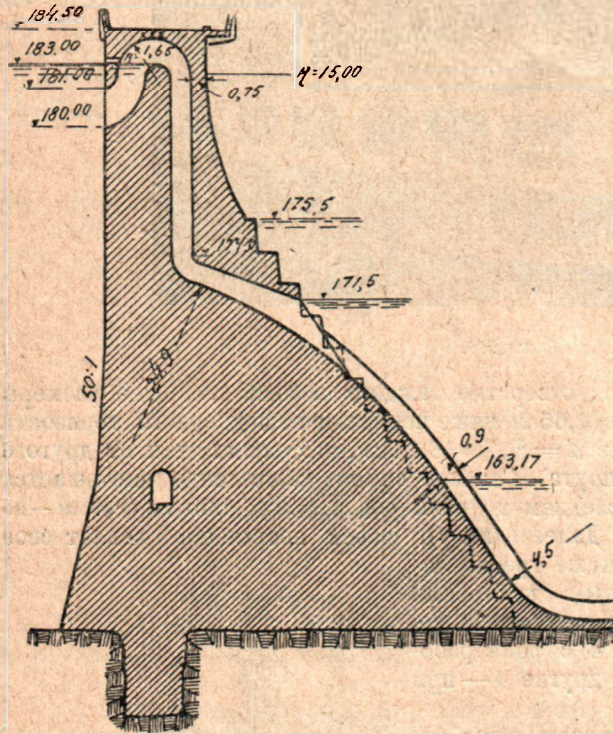
В передней стенке сифонов имеется отверстие для впуска воздуха; горло сифона соединено с вспомогательным сифоном трубкой, благодаря чему при работе вспомогательного сифона воздух из горла главного сифона увлекается с водой, вызывая разрежение в горле главного сифона и вызывая его к работе.

Вспомогательный сифон начинает работать, как только горизонт воды перед ним поднимется выше отверстия в передней стенке для впуска воздуха.

Главные сифоны начинают работать через 5 минут после начала работы малых сифонов.

Фиг. 238 — 239 изображают сифон, устроенный в средней части плотины Alpine (Калифорния) в 1918 году. Расположение сифона в средней части плотины принято по соображениям экономии (Ing. and Contracting, April 14 — 1920). Проект составлен инж. Stickney.

Плотина Alpine, криволинейная в плане, имеет длину по гребню 96 м и высоту 30 м. Водослив состоит из 6 сифонов сечением каждый (горло) 2,25 м × 0,90 м (ширина × высота) общей пропускной способности 114,3 куб. м/сек. Входное отверстие имеет



Фиг. 238.

площадь сечения двойную по величине, от указанной выше, и расположено на 0,90 м ниже порога водослива. Сечение сифона уменьшается постепенно до горла (2,25 × 0,90 м). Нижний конец вертикален на глубину 9 м, где кончается сифон.

Изогнутый конец трубы ниже сифона отклоняет струю воды, направляя ее под углом, отвечающим приданному очертанию низовой грани плотины. Это очертание в нижней части принято в соответствии с большими скоростями воды вытекающей из сифонов.

Рис. 239 изображает работу сифона плотины Alpine.

Подъем воды у передней грани плотины на 0,30 м вызывает все сифоны к работе под напором 9,30 м.

Многочисленные испытания, произведенные United States Reclamation Service над 5 построенными сифонами, дали значение коэффициента μ в пределах от 0,644 до 0,805 при напорах от 3,20 м до 3,57 м и расходах одного сифона около 6 куб. м в секунду. Сифоны начинали работать при повышении верхового горизонта воды над порогом сифона на величину, меняющуюся в пределах от 0,045 м до 0,12 м.

При проектировании сифонов надо иметь в виду следующее:

1. Величина H должна быть меньше 10 м, что известно из физики; однако, на каждые 850 м возвышения над уровнем моря величина H падает на 1 м.

2. Там, где нет льда и плавающих тел, вход в сифон можно располагать на уровне воды; в холодном климате или при наличии обилия плавающих тел вход в сифон опускают значительно ниже поверхности воды; для уменьшения потерь при входе входное отверстие сифона делают значительно большего сечения, чем „горло“ сифона (расчетное сечение).

3. Уменьшение сечения сифона от входа к „горлу“ надо вести постепенно, чтобы нарастание скоростей было плавным.

4. Нижнее колено сифона может быть вертикальным или наклонным, смотря по обстоятельствам; сечение сифона от горла до конца обычно одно и то же; однако, в некоторых сифонах оно постепенно увеличивается.

5. Если разность уровней воды превышает 10 метров, нижнее колено должно устраиваться коническим для уменьшения площади сечения сифона в конце его, как это сделано в сифоне Gibswill. Инж. Stikney получил хорошие результаты, увеличивая площадь сечения от горла к выходу, с постепенным обратным уменьшением сечения у выхода, где оно равно по площади сечению в горле.

6. Оба колена сифона должны быть плавно очерчены в целях сведения к минимуму потерь в сифоне.

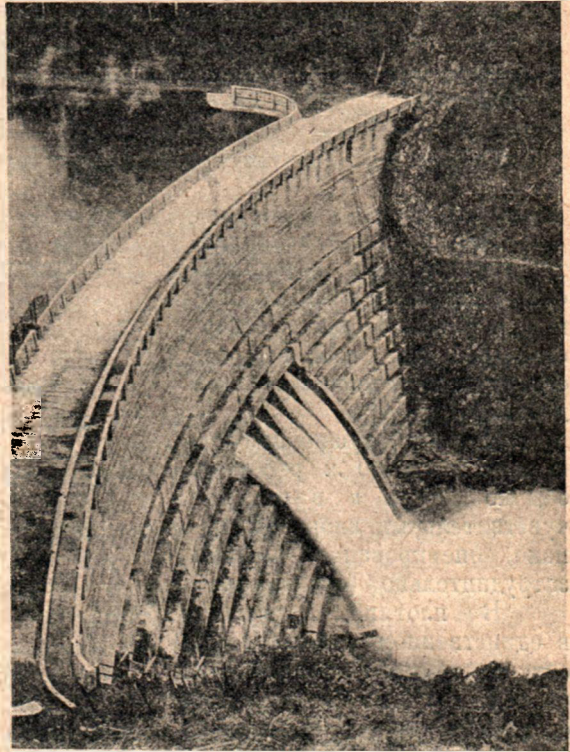
7. Сифоны работают одинаково хорошо с нижним коленом, опущенным в воду или приподнятым над ней.

Однако, некоторые конструкции (напр., сифон Ripon и подобные ему) работают лишь с затопленным нижним концом.

8. Величина μ в формуле $Q = \mu \omega \sqrt{2gH}$ изменяется также в зависимости от напора: при малых напорах $\mu = 0,55$ и больших $\mu = 0,80$. Заканчивая на этом изложение вопроса о водосливах и отмечая, что весьма большие расходы все же приходится сбрасывать не сифонами, а боковыми водосливами, переходим к водоспускам.

Водоспуск может быть устроен или в теле плотины или в виде тоннеля в обход плотины с устройством приемной башни (см. водоспуск плотины Morena § 3) или без нее. При этом чистое сечение тоннеля у затворов сужают.

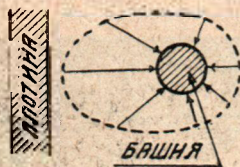
Тоннель стоит дорого, к тому же устройство его ослабляет скалистое основание плотины; поэтому, в случае крайней необходимости, устраивают его в стороне от сооружения (чем вносится дополнительное удорожание), обычно используя временный тоннель, служивший для отвода воды при постройке, что имеет место в случае узкого каньона, когда другой способ отвода воды затруднителен. При этом чистое сечение тоннеля у затворов для облегчения управления ими сужают на 35 — 40%. Что касается башен, то их применение ограничивается



Фиг. 239.

высотой не более 50 м, что вытекает из условий прочности и устойчивости башни при разумных затратах.

Не следует применять башни в водохранилищах, покрывающихся зимой толстым льдом, неравномерно давящим на башню, расположенную в стороне от плотины (см. фиг. 240).



Фиг. 240.

Водоспуски в теле плотины устраивают металлические (Elephante Butte) или просто бетонные в виде отверстий в теле плотины без обделки его металлом по всей длине (фиг. 241).

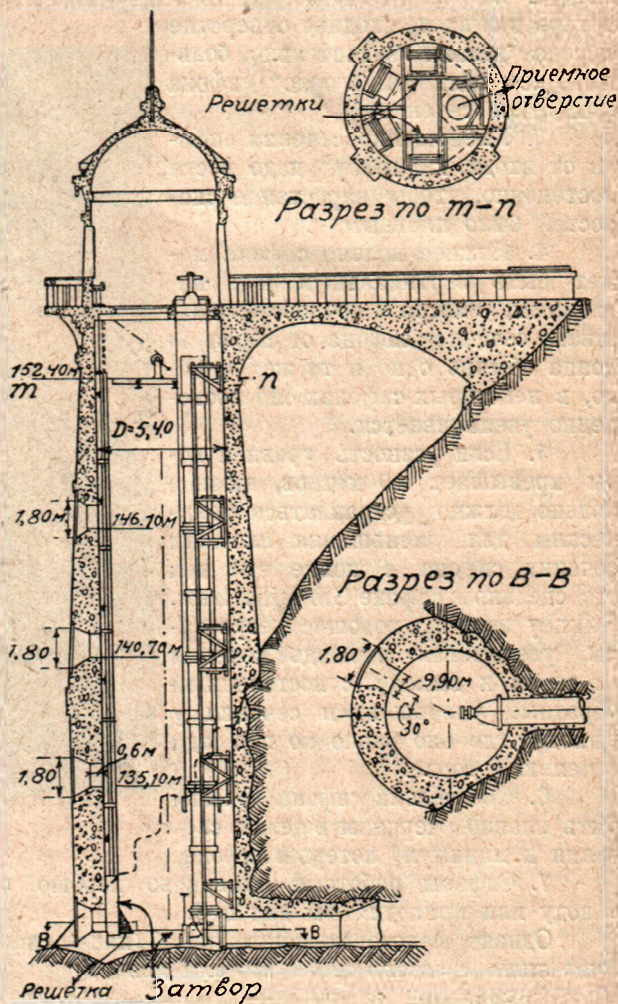
Эти водоспуски при напорах H до 20 м работают обычно сносно и в них нет чувствительных вибраций, однако, оперирование щитами затруднительно (см. ниже).

В плотине Arrowrock в единственном из всех водоспусков по прошествии 3 лет работы его при напоре 21 м облущился кусок цементной штукатурки на внутренней поверхности водоспуска; размеры куска 50 см × 20 см. Повреждение было легко исправлено.

В случае донного расположения водоспусков большого напора и небезупречной прочности пород грунта, по которым подходит вода к отверстию водоспуска, применение его требует обделки подходов бетоном с покрытием их облицовкой во избежание истирания бетона наносами, если их много (имеем в виду напоры до 20,00 м).

При еще больших напорах имеем резко ухудшенную картину явлений, что явствует из опыта эксплуатации водоспусков плотин Roosevelt, Shoshone и Pathfinder (1908—19—18), работавших при напорах в 27,00 м, 38,00 м, 60,00 м и 68 м. Первоначально устроенные щиты плотины Рузвельт должны были работать при напоре 68 м при закрываемом отверстии 3,00 м × 1,50 м. Давление на каток (10 см) щита доходило до 6 т, а на щит—до 36 т.

Щиты начали работать в июне 1908 года под напором 27,00 м. В мае 1909 года было обнаружено, что тележки катков поломаны, бронзовые части щитов повреждены, почти все гайки и болты утрачены, а металлическое покрытие



Фиг. 241.

поверхности водоспуска впереди щитов сорвано и унесено; бетонная поверхность водоспуска изрыта: в 6 м ниже щита со свода галлерей оторвался кусок бетона диаметром 3,00 м; бетонный флютбет весь изрыт. Неоднократно производился ремонт.

Новые затворы были установлены в 1918—1919 г.г., при этом поверхность водоспуска была обделана листовой сталью с нагнетанием раствора в примыкающие к железу части кладки. Причину повреждений усмотрели на месте в вибрации, порождавшейся при маневрировании щитами.

Плотина Shoshone имеет 2 водоспуска-тоннеля, закрываемые щитами. Нижний тоннель служил во время постройки для отвода высоких вод. При напоре в 66,00 м во время маневров щитами вибрация достигла крайних пределов и быстро привела щиты в негодное состояние (1913). Щиты нижнего тоннеля редко поднимаются, притом не при полном напоре; регулирование истечения воды из водоспуска производится щитами Ensign, установленными в нижней части тоннеля („уравнительный затвор“).

В плотине Pathfinder временный тоннель, понадобившийся во время постройки, использован в эксплуатации. В 1908 году в нем были установлены 4 щита размерами 1,10 м × 1,85 м в шахте глубиной 60 м. Все 4 щита были быстро повреждены.

В конце 1909 года осушили водохранилище и осмотрели тоннель. Бетонная обделка пола тоннеля оказалась разрушенной на протяжении 40,00 м ниже щитов (по течению). Третья часть листовой стали, покрывавшей внутреннюю поверхность тоннеля, была снесена. Большая глыба бетона оторвалась с поверхности тоннеля. Повреждения были исправлены, тоннель заново обделан листовой сталью, обращено было внимание на ее прикрепление к поверхности водоспуска. Однако, в 1911 году опять обнаружены были серьезные повреждения.

Усматривая причину повреждений в вибрации водоспуска при маневрировании щитами, на месте произвели опыты, изменяя открытие отверстий водоспуска. Опыты подтвердили появление сильнейшей вибрации и разрушающее действие ее на сооружение. Тоннель был покрыт заново листовой сталью. Для уменьшения в случае нужды до 0 напора на щиты при их поднятии ниже их были установлены уравновешенные затворы (см. ниже).

В плотинах, выстроенных в позднейшее время, напр., Arrowrock Elephant Butte учтен опыт работы водоспусков плотин: Pathfinder Roosevelt, Shoshone и других. Последовал отказ от работы обыкновенных щитов под слишком большим напором. Водоспуски облицованы с внутренней поверхности лишь на протяжении 6,30 пог. м и расположены в 3 яруса; число водоспусков—25.

На глубине 74 м ниже гребня плотины устроено 5 водоспусков диаметром 1,80 м, защищенных сороудержательной решеткой и закрываемых обыкновенными щитами размером 1,80 м × 1,80 м с помощью гидравлических подъемников (масло под давлением).

На глубине 59 м ниже гребня плотины имеется 10 водоспусков; 3 из них $d = 2,20$ м питают турбины гидростанции; 7 остальных имеют $d = 1,55$ м и управляются уравновешенными затворами.

Наконец, на глубине 34 м ниже гребня плотины расположены 10 водоспусков, аналогичных 7, только что описанным. Стоя на гребне плотины во время работы водоспусков, можно ощущать легкое сотрясение кладки. Обыкновенные затворы описанных водоспусков (не уравновешенные) приводятся в движение с помощью гидравлических приспособлений.

Рис. 241 изображает водоспуск плотины современного типа для работы не при полном напоре, отвечающем положению щита под подпорным горизонтом (очередность слива воды в 3 отверстия).

Плотина Рузвельт, выстроенная с 1905 по 1911 год, имеет 2 водослива по одному с каждой стороны шириной 60 м каждый. На время постройки для отвода межженного расхода воды 114,3 куб. м/сек был устроен тоннель в прочной скале. Длина тоннеля 144 м; сечение прямоугольное с арочным очертанием сверху, размеры—3,60 м ширина, 3 м высота в средней части до шельги свода.

Паводки при постройке достигали 3714 куб. м/сек; при этом вода шла через плотину и работы на время прекращались. Этот тоннель использован в сооружении, как водоспуск. Управление движением воды производится с помощью 2-х щитов, из коих один предназначен для регулярной службы, а другой служит резервным. Щиты установлены в шахте, пробитой на высоту 36 м над верховым порталом тоннеля, имеющей в плане форму эллипса с осями в 8,8 м и 6,9 м.

Бетонная диафрагма толщиной 2,10 м делит шахту по высоте на 2 части: в нижней помещаются щиты, а в верхней цилиндры для гидравлического управления щитами. Диафрагма работает под большим напором воды снизу, вследствие чего она усилена 4 мя чугунными балками, соединенными с полыми чугунными трубами, заполненными бетоном, поднимающимися над диафрагмой под углом 60° к горизонту и прикрепленными к стенам шахты.

2 бычка и 2 боковых стены делают отверстие на 3 пролета, каждый из которых снабжен основным и запасным щитами расставленными на расстоянии 3,00 м (с верховой стороны запасный щит).

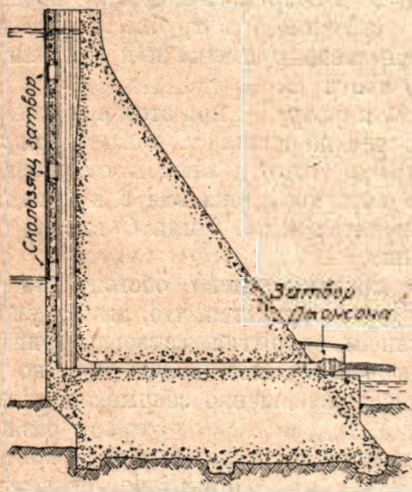
Всего, таким образом, имеется 6 щитов одних и тех же размеров: 3,45 м высотой и 1,90 м шириной. Щиты закрывают отверстия 3 м × 1,50 м. Щиты чугунные толщиной 2 1/2" = 63 мм, укрепленные вертикальными и горизонтальными ребрами.

Щит по контуру обделан бронзой. При подъеме щита давление передается от бронзовых полос на катки. Полный вес каждого щита с катками равен около 9 т.

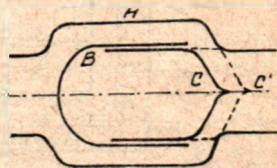
Так как дно тоннеля ниже гребня плотины на 72,00 м, то максимальное давление на щит доходит до 363 т, порождая сопротивление трения равное до $0,4 \times 363 = 145,2$ т. Щиты поднимаются и опускаются путем впуска воды под давлением в верхнюю или нижнюю часть цилиндра, в котором ходит поршень, соединенный со щитом. Впуск и выпуск воды производится автоматически при наличии индикатора, указывающего положение поршня (см. выше о работе щитов при эксплуатации). Фиг. 242 изображает конструкцию щитовых отверстий плотин Пасфайндер, аналогичных описанным.

Уравновешенные затворы позднейшей конструкции применены в плотине Arrawgock и других (balanced valve); они располагаются с напорной стороны. При больших напорах применяются игольчатые уравновешенные затворы (needle valve), помещаемые с низовой стороны профиля плотины.

Уравновешенные затворы (игольчатые) состоят из 3-х главных частей (рис. 244): 1) наружного цилиндрического кожуха А, скрепленного болтами с трубопроводом;



Фиг. 243.



Их главнейшее достоинство—плавность работы и сведение к минимуму вибрации в теле плотины: все части затвора работают лишь на сжатие. При этом вода вытекает с громадной скоростью прямо из отверстия у затвора (рис. 243).

Другое достоинство—значительно меньшее потребное усилие для маневрирования затвором. По этой причине наиболее предпочтительны затворы гидравлические, а не действующие с помощью механизмов.

Уравновешенные затворы (игольчатые) состоят из 3-х главных частей (рис. 244):

1) наружного цилиндрического кожуха А, скрепленного болтами с трубопроводом;

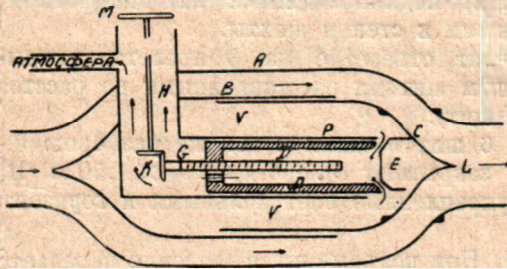
- 2) внутреннего кожуха *B*, равным образом закрепленного;
- 3) цилиндрического клапана *C*, движущегося в *B*, и закрывающего трубопровод, принимая положение *C*.

Клапан *C* имеет движение или с помощью давления воды (из верхнего бьефа), передаваемого через трубку на внутреннюю поверхность, или вследствие приложения усилия, передаваемого механизмом. Давление воды действует симметрично на его поверхность; поэтому нет причин для возникновения вибрации; затвор отлично уравновешен, откуда и происходит его название.

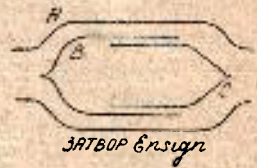
Движение клапана *C* происходит с применением давления воды или работы механизмов. Первый способ предпочтительней по причинам, указанным выше;

ему отвечают затворы Ensign'a, Johnson и Welman.

Затвор Ensign изображен на фиг. 245 и 245а.



Фиг. 245.

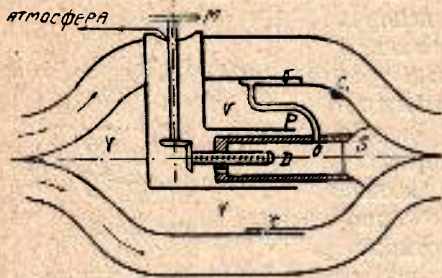


Фиг. 245а.

Пространство *V* между *B* и *C* сообщается с напорным трубопроводом выше затвора, порождая в пространстве *V* давление то же, что и в трубопроводе, если *V* не соединен с наружным воздухом.

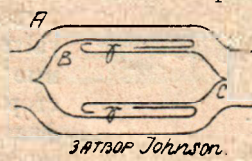
В затворе Ensign цилиндр *D* приводится в соприкосновение с упором *E* при помощи передаточного приспособления, устроенного в трубке *F*. Это движение к упору *E* передается цилиндру посредством рукоятки или вентиля *M*, винтового стержня *G*, конических колец *K* и штока *H*.

Для закрытия трубопровода прижимают *D* к упору *E*; при этом под напором воды верхнего бьефа, вошедшей в *V*, цилиндрический клапан *C* движется вправо и закрывает отверстие. Для того, чтобы открыть его, отделяют *D* от упора *E*; камера *V* получает сообщение с наружным воздухом, давление в ней падает, сравнивается с таковым в *L* или даже становится ниже. Тогда *C* входит в *B* и отверстие трубопровода закрывается затвором.



Фиг. 246.

На практике дело обстоит не так просто. Часто случается, что, желая уменьшить степень открытия затвора, приводят клапан в необходимое положение, но при этом клапан совершенно закрывает затвор.



Фиг. 246а.

Это как раз имело место в плотине Pathfinder, у которой 6 затворов Ensign'uстроенных на правом берегу, не могли принимать промежуточных положений: или

они были открыты, или совершенно закрыты. Поэтому необходимо было присоединить к затвору Ensign приспособление, регулирующее степень его открытия.

Затвор Johnson отличается, главным образом, тем, что он снабжен маленькой камерой γ между *B* и *C*; объем камеры γ изменяется в обратную сторону в отношении к объему камеры *V* и таким образом несколько тормозит движение клапана *C* (рис. 246 и 246а).

Действуют этим затвором так. Цилиндр D соединен с камерой γ при помощи отверстия O и трубки P , соединенной с C . Чтобы закрыть затвор, прижимают D к упору при помощи вентиля M ; в этот момент отверстия O и P находятся друг против друга и γ соединена с атмосферой; камера V , наоборот, соединена с верхней частью трубопровода, находящейся под напором; затвор закрывается.

Если C имеет стремление двигаться быстрее D , то вследствие отхода D от упора S давление падает, а трубочка P более не совпадает с O и γ закрыта; вода, заполняя γ , тормозит движение.

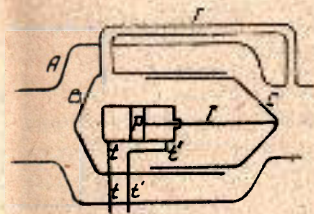
Для открытия затвора отделяют D от упора, давление понижается; клапан C получает движение влево в сторону верхнего бьефа.

Дальнейшее движение само собой прекращается, если перестают вращать вентиль M и продолжается по желанию с помощью M . Таким образом можно достичь любой степени открытия затвора.

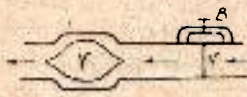
Затвор Welman значительно проще, но пока он не применен в таких же условиях. Принцип устройства затвора заключается в следующем (фиг. 247).

Клапан C соединен штоком T с поршнем P ,двигающемся в цилиндре. Этот клапан при помощи соединительной трубки уравновешен, имея одинаковое давление с обеих сторон. По желанию можно придавать C любое положение: для этого достаточно соединить с верхним бьером низ или другую сторону цилиндра, пользуясь двумя трубочками t и t_1 . Для приведения C в движение достаточно преодолеть сопротивление трения равное 0,25 от веса C .

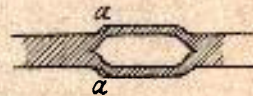
Затворы Johnson дают лучшие результаты, чем Ensign, вследствие чего они более распространены. Затворы Welman очень соблазнительны, но, пока они не применены на практике, рискованно их рекомендовать. Затворы Johnson применены в плотине Hetch Hetchy. Затворы Ensign в плотине Pathfinder. Вследствие значительных усилий, необходимых для приведения в действие затворов, предпочтительно пользоваться давлением воды верхнего бьера.



Фиг. 247.



Фиг. 248.



Фиг. 249.

Описанные затворы применяются:

1) в гидроэлектрических установках в конце подводящих тоннелей для регулирования расхода воды в турбинах;

2) для выпуска воды из водохранилищ в водоспусках.

В последнем случае затвор нужно устраивать на выходном конце водопровода или тоннеля, а отнюдь не на входном, при чем его приводят в действие из особой камеры, находящейся над затвором.

Если поместить затвор на входном отверстии, то его нельзя осматривать при напоре, нужны галлерии в теле сооружений, пропускная способность водоспуска уменьшается, появляются вихревые движения воды с большими скоростями. В плотине Pathfinder 6 затворов, устроенных на входном конце водоспусков, в течение 6 лет размыли гранитное основание на 1 м.

При устройстве затвора у входного конца водоспуска приходится иметь дело с присутствием воздуха в точке a (фиг. 248 и 249). В результате при больших напорах в непосредственной близости к ней образуются водовороты и отдельные струи воды отходят от стенок водоспуска по выходе из затвора. В этом месте происходит разрежение воздуха и разрушение поверхности водоспуска.

При напорах до 25 м возможно устраивать затвор (balanced valve) с напорной стороны, этот затвор значительно дешевле игольчатого.

Зимой затвор нельзя держать совершенно закрытым.

отдельных частей: цилиндрической и конической. Последняя легко может быть сменена. Наибольший диаметр A выходного отверстия затвора (в установленных затворах) — 6 м. Пропускная способность затворов Pathfinder dam равна 28 куб. м/сек каждого при напоре 51 м и диаметре 1,45 м. Максимальная пропускная способность затвора Johnson, установленного до сих пор в плотинах, не превышает $q = 45$ куб. м/сек.

В заключение скажем несколько слов об уравновешенном затворе, действующем с применением работы механизмов.

Предварительно уравнивают давление на обе стороны затвора; затем при помощи кремальеры, устроенной на оси затвора, клапану придают движение. Кремальера приводится в действие системой зубчатых колес от руки или электромоторов. Последний тип затвора уступает предыдущим по причинам, указанным выше.

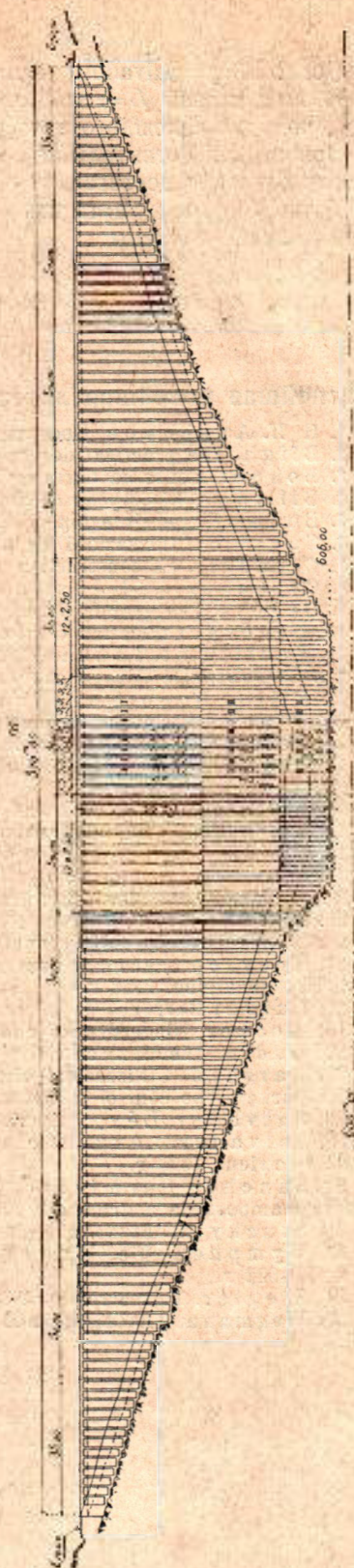
В заключение отметим, что водосливы и водоспуски, описанные в главе V, могут быть применены как в случае земляной, так и прочих плотин.

Глава шестая. Каменные плотины будущего.

Стремление достигнуть максимальной экономии при постройке плотины нередко является условием ее возведения: дорогая плотина может сделать все предприятие нерентабельным.

Широкое распространение арочных плотин в последние годы вызвано той экономией, которой этот вид плотин позволяет достигнуть. При этом отсутствие теории, позволяющей рассчитать сооружение с учетом всех хотя бы важнейших факторов, влияющих на величину напряжений в теле плотины, не останавливает прогрессирующего признания исключительной целесообразности применения арочных плотин на скалистых грунтах при узком и глубоком каньоне.

Излишняя ширина тальвега — препятствие для получения экономии путем возведения арочной плотины: в этом случае арочность не вносит сбережений, так как профиль сооружения получается тяжелый. Стремление и в этом случае получить значительную экономию привело инж. Фигари, Gaetani и Gutzwiler к мысли устроить в теле плотины пустоты круглого или шестиугольного очертания (см. фиг. 250 — 252). Такая плотина осуществляется ныне в Апеннинах близ Поррета.



Проф. Lévy Salvador, нечисля кубатуру подобного сооружения высотой $H = 64$ м и длиной $L = 370$ м, пришел к заключению, что она меньше на 41,4%, чем для сплошного тела плотины.

При этом действительная экономия выражается в размере 33%. Этот размер экономии близок к достигаемому в иных арочных плотинах.

Таким образом, путь для сбережений установлен и для случая прямолинейной в плане плотины.

Главнейшая новейшая литература по вододержательным плотинам.

1. Н. И. Анисимов. Производство работ по устройству плотин на реках, 1927 г.
2. Bligh The practical design of irrigation works, 1925 г.
3. Bonnet. Cours de barrages, 1920 г.
4. Billings. El empego del hormigón en los grandes presas, 1919 г.
5. Bonomi. La situazione della produzione idroelettrica in Italia al 1926 г.
6. Cavalli. Utilizzazioni idrauliche di montagna, 1922 г.
7. Creadger. La construction des grands barrages en Amerique, 1923 г.
8. Creadger and Justin. Hydroelectric Handbook, 1927 г.
9. Degove. Les grands barrages en maçonnerie aux Etats-Unis, 1922 г.
10. Degove. Utilisation des forces hydrauliques, 1926 г.
11. Feuilly et Touche. Отчет французской комиссии инженеров, командированных в Соединенные Штаты для изучения вопроса о плотинах большой высоты, 1922 г.
12. Flinn, Bogert and Weston. Waterworks Handbook, 1927 г.
13. Fox Cyril. Civil engineering geology, 1923 г.
14. Führer durch die Schweizerische Wasserwirtschaft, t. I, 1926 г.
15. Gonsales Quijano. Доклад на XIV Международном Судостроительном Конгрессе в Каире 1926 г.
16. Gillette. Earth work and its cost, 1920 г.
17. Garnier. Forces Hydrauliques, t. II, 1922 г.
18. Guidi Camillo. Statica delle dighe per laghi artificiali, 1926 г.
19. Ippolito. Nouvelles contribution a l'étude des barrages en arc, 1927 г.
20. Kanthack. The principles of irrigation engineering, 1924 г.
21. Kelen. Die Staumauern, 1926 г.
22. Kleinlogel. Bewegungsfugen im Beton und Eisenbetonbau, 1927 г.
23. Креутер. Расчет и возведение каменных вододержательных плотин, перевод инж. Н. П. Анисимова, 1923 г.
24. Luiggi Barrages de Réservoirs recement construits en Italie, 1923 г.
25. Locher. Niederdruck—und Hochdruck-Anlagen, 1921 г.
26. Ludin. Die Wasserkräfte, 1923 г.
27. Marzolo. Utilizzazioni di forze idrauliche, 1926 г.
28. Parker. The control of water, 1925 г.
29. Salvador Lévy. Hydraulique agricole, 1922 г.
30. Salvador Lévy. Aménagement des cours d'eau en vue de la production de l'énergie électrique, 1922 г.
31. Sánchez Sarmiento. Metodo racional para el calculo de perfiles de los diques de mamposteria a gravetad, 1925 г.
32. Stucky A. Etude sur les barrages arqués, Lausanne, 1922 г.
33. Sympher. Die Wasserwirtschaft Deutschlands und ihre neue Aufgaben, t. I + t. II, 1922 г.
34. Ziegler. Talsperrenbau, 1927 г.
35. Wegmann. The design and construction of dams 1927 г.

Н. Анисимов.

ОГЛАВЛЕНИЕ.

	Стр.
Предисловие ко второму изданию	3
Введение. Общие соображения.	5
Глава первая. Земляные плотины.	9
§ 1. Достоинства и недостатки земляных плотин. Условия применения. Требования, предъявляемые к земляным плотинам	9
§ 2. Основание земляной плотины	10
§ 3. Типы земляных плотин	11
§ 4. Земляные плотины из однородного грунта. Примеры	12
§ 5. Земляные плотины с ядром из водонепроницаемого грунта, с диафрагмой из каменной кладки и проч. Примеры	31
§ 6. Земляные плотины с водонепроницаемой одеждой напорного откоса. Примеры	38
§ 7. Земляные плотины из сортированных материалов. Примеры	42
§ 8. Смешанные плотины. Примеры	44
§ 9. Намывные плотины. Примеры	45
а) общие соображения	45
б) профиль плотины	46
в) добыча материала	47
г) транспортирование добытого грунта	48
д) укладка материалов в тело плотины	51
е) применение	52
ж) примеры	52
Глава вторая. Плотины из каменной наброски.	64
§ 1. Общие соображения	64
§ 2. Основание плотины	65
§ 3. Работа тела плотины	66
§ 4. Меры для достижения водонепроницаемости тела плотины	70
§ 5. Осадка тела плотины из каменной наброски	71
§ 6. Примеры плотин из каменной наброски	71
§ 7. Допустимость перелива воды через гребень плотины из каменной наброски	79
Глава третья. Каменные водоудержательные плотины.	79
§ 1. Условия применения каменных плотин	79
§ 2. Расположение каменных плотин в плане	83
§ 3. Давление воды, земли и наносов на переднюю грань плотины	87
§ 4. Взвешивающее давление воды	87
§ 5. Давление льда	89
§ 6. Вес 1 куб. метра тела плотины	90
§ 7. Допускаемые напряжения в теле плотины	91
§ 8. Профиль плотины, прямолинейной в плане	92
§ 9. Профиль одноарочной плотины	98
§ 10. Многоарочные плотины	102
§ 11. Дренаж основания и тела плотины	103
§ 12. Исследование и подготовка основания	107
§ 13. Швы соединения	108
§ 14. Выбор материала для постройки тела плотины	110
§ 15. Кладка тела плотины	111
§ 16. Фильтрация через сооружение	112
§ 17. Качество кладки	112

	Стр.
§ 18. Примеры плотин, прямолинейных в плане	112
§ 19. Примеры плотин криволинейных в плане, но рассчитанных, как прямолинейные	118
§ 20. Примеры одноарочных плотин	124
§ 21. Примеры многоарочных плотин	135
Глава четвертая. Железо-бетонные плотины	137
§ 1. Общие соображения	137
§ 2. Железо-бетонные плотины на скалистом грунте	142
§ 3. Водоудержательные железо-бетонные плотины на мягких (пористых) грунтах	148
Глава пятая. Водосливы и водоспуски водоудержательных плотин	153
§ 1. Общие соображения	153
§ 2. Водосливы и водоспуски земляных плотин	154
§ 3. Водосливы и водоспуски плотин из каменной наброски. Примеры	159
§ 4. Водосливы и водоспуски каменных плотин	160
Глава шестая. Каменные плотины будущего	173
Главнейшая новейшая литература по водоудержательным плотинам	174

