

В. КРИГЕР и Дж. ДЖЕСТИН

ГИДРОЭЛЕКТРИЧЕСКИЙ СПРАВОЧНИК

ТОМ I

ОНТИ • ЭНЕРГОИЗДАТ • 1934

В. КРИГЕР и Дж. ДЖЕСТИН

ГИДРОЭЛЕКТРИЧЕСКИЙ СПРАВОЧНИК

ТОМ 1

**ПЕРЕВОД ИНЖ. Т. П. МАРЕЦКОЙ и Г. А. ГЛАЗЕНАП
ПОД РЕДАКЦИЕЙ ИНЖ. П. А. ЕФИМОВИЧА**



**ОНТИ НКТП СССР
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА — 1934 — ЛЕНИНГРАД**

Данная книга представляет собою перевод лучшего мирового гидротехнической литературе справочного издания по гидроэлектрическим станциям. Справочник этот, написанный коллективом крупнейших американских инженеров-гидротехников, предназначен ими, главным образом, для проектировщиков и студентов и ориентирует их во всех вопросах, связанных с теорией, проектированием, отдельными расчетами и конструкциями гидроэлектрических станций и, в несколько меньшей степени, знакомит их с эксплуатацией.

С целью ускорить издание этого полезного справочника, Издательство разделило его на 2 части, из которых ч. 2-я будет содержать главы о водоводах (каналы, трубопроводы, тоннели, теорию гидравлического удара уравнит. башины), главы о зданиях силовых станций и их оборудовании, о водяных турбинах; главы о проектировании электрического оборудования и линий передач, о гидрометрии и, наконец, об эксплуатации гидростанций.

Редактор инж. В. К. Рерих.

Техредактор А. Д. Чаров.

Сдано в набор 25 октября 1933 г. Поступило к печати 5 января 1934 г. Формат бумаги 62X94.

Количество печатных листов 24 1/2. Количество печ. знаков в листе 56516. Энергоиздат № 1240/М. Уполн. Главлита № В—61771. Заказ № 3187. Тираж 7000 экз.

HYDRO-ELECTRIC HANDBOOK

BY

WILLIAM P. CREAGER

AND

JOEL D. JUSTIN

WITH THE ASSISTANCE OF NINE CONTRIBUTORS

NEW YORK

JOHN WILEY & SONS, INC.

LONDON; CHAPMAN & NALL, LIMITED

1927

Составители

Вильям Кригер—William P. Creager, С. Е., М. Am. Soc. С. Е., Вице-президент и главн инж. The Power Corporation of New York, Watertown, N. Y.

Джозель Джестин—Joel D. Justin, С. Е., М. Am. Soc. С. Е., инж.-гидравлик, The U. G. I. Contracting Co., Philadelphia, Pa.

Гарднер Джордж—Gardner C. George, В. S. in С. Е., М. Am. Soc. С. Е., главн. инж. проект. бюро, The Power Corporation of New York, Watertown N. Y.

Джозеф Гандольфо—Joseph H. Gandolfo, В. S., М. Am. Soc. С. Е., инж. и архитектор, Department of Institutions and Agencies, State of New Jersey.

Натан Гровер - Nathan C. Grover, В. S., С. Е., М. Am. Soc. С. Е., главн. инж.-гидравл. U. S. Geological Survey, Washington, D. C.

Еуджен Хольмос—Eugene E. Halmos, С. Е., М. Am. Soc. С. Е., главн. инж., Parklap Construction Corporation, New York, N. Y.

Раймонд Гопкинс—Raymond A. Hopkins, Е. Е., Mem. A. I. E. Е., инж. электрик Stone u. Webster, Inc., Boston, Mass.

Джон Хойт—John C. Hoyt, С. Е., М. Am. Soc. С. Е., Директор, Surface Water Division, Water Resource Branch, U. S. Geological Survey, Washington, D. C.

Вильям Тейт—William W. Tefft, В. S., С. Е., М. Am. Soc. С. Е., Вице-президент и главн. инж., Commonwealth Power Corporation, Jackson, Mich.

Байрон Уайт—Byron E. White, В. S. in С. Е., М. Am Soc. С. Е., главн. инж., Utica Gas and Electric Co., Utica, N. Y.

Вильям Уайт William M. White, В. S., Mem. A. S. M. E. Директор и главн. инж., Hydraulic Department, Allis-Chalmers Manufacturing Co., Milwaukee, Wis.

Предисловие авторов

Цель этой книги преподнести читателю в сжатой форме сведения из всех областей гидроэлектростроительства. Книга содержит описательный материал в количестве достаточном для того, чтобы она была ценным пособием для студента, но, кроме того, в нее включено много материала нового как в отношении теории, так и в отношении практики, что представляет значительный интерес для инженера.

Так как книга эта составлялась в течение нескольких лет, то последние месяцы перед сдачей рукописи в печать были затрачены на приведение материала в соответствие с самыми последними данными нашего времени. Этим было достигнуто то, что текст истинно отражает современное состояние техники.

Авторы весьма признательны многим инженерам за значительную помощь, которую они оказали советами и статьями по отдельным вопросам. Большинство этих лиц упоминается в соответствующих местах текста. Кроме того, авторы особо желают выразить благодарность Ч. Бисселю (Ch. A. Bissel), А. Крейну (A. C. Crane), П. Дэй (P. C. Day), Р. Джонсону (R. D. Johnson), Ф. Кельси (F. C. Kelsey), А. Мейеру (A. F. Meyer) и Ф. Наглеру (F. Nagler).

Значительная помощь была оказана как инженерами Бюро погоды САСШ (U. S. Weather Bureau), Управления геологическими изысканиями САСШ (U. S. Geological Survey) и Отдела земельных улучшений САСШ (U. S. Reclamation Service), так и их опубликованными работами. Большую помощь оказали также члены различных инженерно-технических обществ (в особенности National Electric Light Association и его публикации).

Особая признательность приносится Г. Джорджу (G. George) за проверку текста и изготовление алфавитного указателя.

**Вильям Кригер.
Джозель Джестин.**

От издательства.

Приступая к переводу этой широко известной книги, Редакция сочла целесообразным в целях ускорения всего издания разделить ее на два выпуска—тома, отнеся ко второму тому весь материал, начиная с XVII главы.

Таким образом ко второму тому оказались отнесенными главы по следующим вопросам: XVII—водоводы, XVIII—каналы, XIX—лотки, XX—металлические трубопроводы, XXI—деревянные трубопроводы, XXII—бетонные трубопроводы, XXIII - туннели, XXIV—гидравлический удар, XXV—урavnительные башни, XXVI—XXVII—здания станций (проектирование, гидротехническое и строительное), XXVIII — гидравлические турбины, XXIX—проектирование электрической части, XXX—генераторы, возбудители и трансформаторы, XXXI—электрическое оборудование, вспомогательное оборудование и освещение, XXXII — линии передач, XXXIV — гидрометрия, XXXV — эксплуатация гидростанций.

Содержание главы XXXIII „О капиталовложениях и предпринимательских докладах“, как всецело трактующих экономические вопросы применительно к условиям капиталистического хозяйства с его конкуренцией и погоней за наживой, было сочтено материалом хотя и любопытным, но все же излишне обременяющим книгу в своем естественном состоянии. За невозможностью быстрого написания этого раздела вновь для замены этой главы последняя опущена вовсе.

Главы, содержащиеся в этом томе (I—XVI), переведены полностью и, насколько это оказалось возможным, переработаны¹ применительно к условиям СССР. Это в первую очередь коснулось главы V — „Паводки“, в которой были произведены сокращения данных по американским рекам и введены дополнительные сведения по рекам СССР (по данным Кочерина). Там же в § 35 „Уравнения для расчета паводков“, было сочтено нужным отразить работы Кочерина. В § 37 („Влияние искусственного регулирования на паводки“) редакцией также сделано небольшое дополнение.

Для большего удобства в пользовании книгой были произведены пересчеты мер, формул, данных чертежей в метрические, а номограммы для расчетов были просто составлены заново номографическим сектором ОНТИ.

В заключении считаем должным упомянуть лиц, принявших участие в переводе этого труда:

Главы I—VIII переведены инж. Т. П. Марецкой

” IX—XVI ” инж. Г. А. Глазенап.

Пересчет мер произведен инж. Ф. Ф. Энгелем под общей редакцией талантливого, ныне покойного, инж. П. А. Ефимовича.

Особо отмечаем инж. Божко-Степаненко, принявшего на себя труд по просмотру корректуры.

¹ Переработка заключалась, главным образом, во введении небольших дополнений или небольших текстовых изменений.

Оглавление.

	Стр.
Предисловие авторов.....	5
От издательства	6

Глава I. Осадки

(В. Кригер)

1. Общее описание.....	11
2. Наблюдение над осадками.....	13
3. Средние годовые осадки для данной площади.....	—
4. Год осадков.....	15
5. Средняя повторяемость засушливых лет.....	16
6. Осадка большой интенсивности.....	18
7. Библиография	25

Глава II. Испарение

(В. Кригер)

8. Общее описание.....	26
9. Испарение с водной поверхности	—
10. Испарение с поверхности почвы и транспирация.....	30
11. Влияние характера выпадающих осадков на возможность испарения	31
12. Интенсивность поверхностного стока.....	—
13. Условия просачивания.....	33
14. Возвращение просочившейся воды.....	—
15. Ирригация.....	34
16. Библиография	—

Глава III. Факторы, влияющие на сток

(В. Кригер)

17. Общее описание.....	35
18. Глубокое просачивание.....	—
19. Геологическая характеристика бассейна.....	36
20. Болота и озера.....	38
21. Растительность.....	39
22. Географические характеристики бассейна.....	—
23. Температура.....	41
24. Просачивание и другие потери.....	42
25. Библиография.....	44

Глава IV. Оценка стока реки

(В. Кригер)

26. Общий обзор.....	45
27. Гидрометрические наблюдения на месте использования.....	—
28. Распространение наблюдений на месте на более длительный период	47
29. Отсутствие гидрометрических наблюдений на месте.....	50
30. Регулирование.....	52
31. Библиография.....	—

Глава V. Паводки

(В. Кригер)

32. Общий обзор.....	53
33. Изучение повторяемости паводков.....	—
34. Показатели бывших паводков.....	55
35. Уравнения для расчета паводков.....	56
36. Сравнение с другими реками.....	75
37. Влияние искусственного регулирования на паводки.....	77
38. Библиография.....	86

Глава VI. Мощность установки

(В. Кригер)

39. Общие замечания.....	87
40. Спрос на энергию.....	90
41. Напор.....	96
42. Возможное регулирование стока.....	—
43. Стоимость установки.....	—
44. Ценность энергии.....	97
45. Резервные станции.....	—
46. Библиография.....	—

Глава VII. Отдача и потребный расход

(В. Кригер)

47. Общие соображения.....	99
48. Коэффициент полезного действия машин и оборудования.....	—
49. Напор.....	103
50. Энергия, работа и мощность.....	104
51. Отдача.....	107
52. Потребный расход.....	112

Глава VIII. Регулирование и возможная мощность

(В. Кригер)

53. Общий обзор.....	114
54. Длительное регулирование.....	115
55. Таблица расходов реки.....	117
56. Гидрограф.....	—
57. Интегральная кривая.....	123
58. Кривая продолжительности.....	126
59. Аналитический метод.....	128
60. Неполное регулирование.....	134
61. Задача об обеспеченности необходимых объемов водохранилища.....	135
62. Влияние других станций на отдачу.....	136
63. Библиография.....	137

Глава IX. Гидравлика

(В. Кригер)

64. Истечение воды из отверстий и насадков.....	137
65. Расход через промывные шлюзы.....	143
66. Потери напора в трубопроводах.....	—
67. Вихревые потери в трубопроводах.....	—
68. Потери при входе в трубопровод.....	—
69. Потери на вход в водоприемные сооружения.....	144
70. Потери в коленах трубопровода.....	145
71. Потери в затворах трубопровода.....	148
72. Различные потери в трубопроводах.....	—
73. Потери в водоводах от трения о стенки.....	150
74. Перелив через плотину.....	161
75. Измерительные водосливы.....	166
76. Теорема Бернулли.....	169
77. Прыжок воды и гидравлический уклон.....	172

78. Волна повышения и волна понижения в открытых водотоках.....	177
79. Неравномерное движение.....	180
80. Библиография.....	181

Г л а в а X. Общие основы проекта

(В. Кригер)

81. Общие положения.....	183
82. Выбор местоположения и типа установки.....	184
83. Количество агрегатов.....	193
84. Консультация со специалистами по эксплуатации.....	197
85. Скорость и потери напора на трение.....	199
86. Кривые обеспеченности.....	200
87. Теория экономического проектирования.....	209
88. Библиография.....	215

Г л а в а XI. Деревянные плотины

(Дж. Джестин)

89. Преимущества деревянных плотин.....	216
90. Тип с А-образными контрфорсами.....	—
91. Ряжевый тин с заполнением каменной наброской.....	217
92. Тип плотины Бивер.....	218
93. Устойчивость деревянных плотин.....	—
94. Уплотнение основания.....	219
95. Защита от размывания.....	220
96. Выбор типа.....	—
97. Пределы в применении деревянных плотин.....	—

Г л а в а XII. Плотины из каменной и бетонной кладки

(В. Кригер)

98. Типы плотин.....	221
99. Обозначения.....	—
100. Силы действующие.....	223
101. Правила расчета.....	230
102. Общие уравнения для расчета массивных гравитационных плотин.....	233
103. Расчет гравитационных плотин.....	238
104. Расчет пустотелых плотин.....	241
105. Расчет арочных плотин.....	253

Г л а в а XIII. Земляные плотины

(Дж. Джестин)

106. Общие положения.....	256
107. Материалы для земляных плотин.....	—
108. Линия депрессии и гидравлический градиент.....	—
109. Руководящие принципы проектирования земляных плотин.....	—
110. Первый принцип.....	257
111. Второй принцип.....	—
112. Третий принцип.....	263
113. Четвертый принцип.....	267
114. Пятый принцип.....	269
115. Шестой принцип.....	272
116. Подготовка места постройки.....	273
117. Сортировка материала.....	274
118. Диафрагмы.....	274
119. Насыпные укатанные плотины.....	277
120. Намывные плотины.....	279
121. Полунамывные плотины.....	281
122. Осадка насыпей.....	286
123. Библиография.....	287

Глава XIV. Плотины из каменной наброски

(Дж. Джестин)

124. Общие замечания	288
125. Плотины из каменной наброски с диафрагмой по напорному откосу	—
126. Устройство водослива	289
127. Тип плотин из каменной наброски с внутренней диафрагмой	290
128. Смешанный тип плотины из каменной наброски	292
129. Осадка	293
130. Библиография	—

Глава XV. Устройства для регулирования горизонта верхнего бьефа и принадлежности плотин

(В. Кригер)

131. Регулирование уровня верхнего бьефа	294
132. Временные деревянные щитки	295
133. Постоянные заграждения	300
134. Секторные затворы	301
135. Клапанные затворы	302
136. Затворы Биртреп	—
137. Затворы на гребне	—
138. Щиты Стоinea и затворы на гусеничном ходу	304
139. Сегментные затворы	305
140. Вальцовые затворы	306
141. Шандоры	—
142. Спицы	307
143. Щиты и затворы донных водоспусков	308
144. Сифонные водосливы	311
145. Рыбоходы	313
146. Лотки для сплава леса	314
147. Защита затворов от действия льда	315
148. Библиография	317

Глава XVI. Водоприемные устройства водоподводящих сооружений

(В. Кригер и Дж. Джестин)

149. Общие положения	319
150. Аванкамера	320
151. Скорость течения через решетки	322
152. Скорость течения через затворы	323
153. Гидравлический к. п. д.	—
154. Затворы водоприемных устройств	324
155. Скользящие затворы	325
156. Щиты с роликовыми опорами	336
157. Вращающиеся затворы	344
158. Игольные затворы	353
159. Цилиндрические затворы	—
160. Шандоры	355
161. Усилие, потребное для работы затворами и клапанами	356
162. Мощность и к. п. д. подъемников	360
163. Замечания о различных видах передач	363
164. Выбор типа подъемника	364
165. Подъемники с зубчатой рейкой	365
166. Винтовые подъемники	367
167. Канатные подъемники	—
168. Гидравлические подъемники	—
169. Движущая сила	372
170. Передвижные подъемники	374
171. Водоприемные устройства	—
172. Низконапорные водоприемные устройства	376
173. Высоконапорные водоприемные устройства	380
174. Решетки для удержания плавающих тел	382
175. Прочистка решеток	385
176. Меры борьбы со льдом в водоприемных устройствах	388

Глава 1

Осадки

1. **Общее описание.** Предел, до которого следует доводить использование реки, величина отдачи энергии, а также многие детали проектирования зависят от расходов воды; поэтому знание элементов гидрологии весьма важно для инженера-гидротехника.

Из осадков, выпадающих в бассейне, часть теряется на испарение как путем транспирации растениями, так и непосредственным испарением с поверхности почвы и воды; незначительное количество влаги используется растениями на образование растительной ткани; часть может быть потеряна посредством глубокого просачивания и стока в другой бассейн. Оставшаяся часть осадков составляет поверхностный сток и частично или полностью может быть использована для получения энергии.

Осадки в общем значении этого слова можно определить как всякую конденсацию атмосферной влаги, которая достигает земли, включая сюда все виды дождя, снега и пр. Количество осадков выражается в миллиметрах слоя воды за данный период времени.

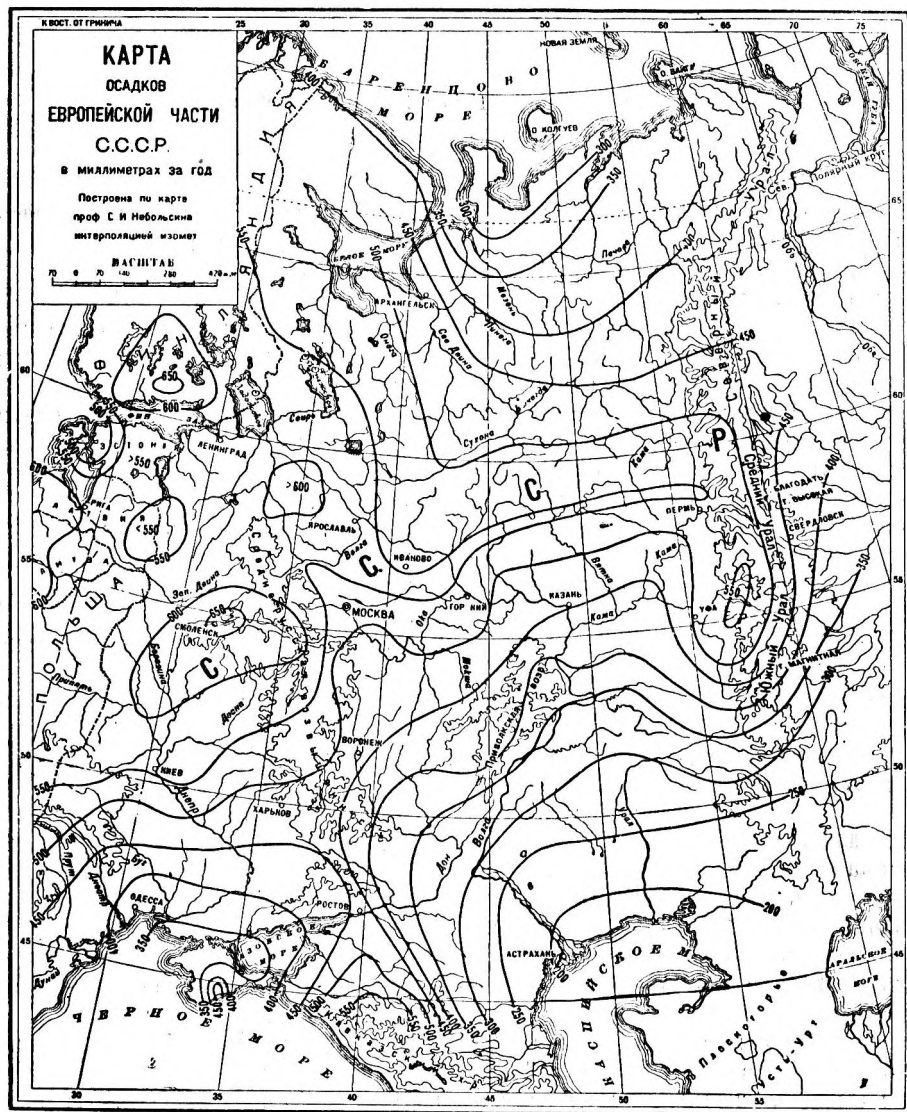
Обычно имеются только весьма ограниченные сведения относительно причин, вызывающих изменение количества осадков во времени и пространстве. Изменения осадков по временам года обыкновенно следуют определенному закону для каждой местности, но факторы, влияющие на многолетние изменения осадков, слишком многочисленны для возможности правильного установления их влияния.

Фиг. 1 показывает ход изменения нормальных годовых сумм осадков для европейской части СССР по проф. С. И. Небольсину. Вообще говоря, на величину осадков влияют топография местности, высота над уровнем моря и близость к источнику влаги.

Когда влажный воздух достигает горных районов, он отклоняется вверх. Попадая при подъеме в область более низкого давления, он расширяется и охлаждается и отдает свой запас влаги. Даже при слабых уклонах поверхности земли, обращенных к влажным ветрам, осадки, вообще говоря, увеличиваются с высотой. А. Мейер (A. Meyer) находит, что это утверждение справедливо до высот около 900 м, после чего начинается опять уменьшение осадков, за исключением районов, находящихся под непосредственным действием океанских ветров, где осадки увеличиваются и при высотах более 900 м. На противоположных склонах интенсивность осадков падает более быстро, так что эти местности имеют значительно меньше осадков, чем площади на тех же высотах, но на стороне, обращенной к источнику влаги.

Грунский (Grunsky) находит, что, например, для Калифорнии район наибольших осадков в таких случаях обыкновенно расположен несколько

ниже гребня хребта. Он указывает, что количество осадков от западных предгорий Сиерры-Невада (Sierra Nevada) в Калифорнии через горы к Неваде на широте Орвилля (Oroville) увеличивается от 508 мм в долинах на западе Сиерры до максимума около 2 032 мм на высоте около



Фиг. 1.

300 м ниже гребня. Для плато восточного склона осадки падают ниже 254 мм, или $1/8$ количества, выпадающего на той же высоте западного склона. Аналогичные условия наблюдаются в СССР на Кавказе в районе главного хребта и по направлению Батум-Ахальцих.

2. Наблюдения над осадками. Данными наблюдений над осадками следует пользоваться с полным сознанием их недостатков, которые можно кратко суммировать следующим образом.

а) Большинство дождемерных станций расположено вблизи населенных пунктов, которые обычно находятся ниже средней высоты района. Так как количество осадков изменяется с высотой над уровнем моря, данные, получаемые на этих станциях, не показательны для средней величины осадков.

б) Станции, находящиеся на расстоянии всего нескольких километров друг от друга, в одинаковых климатических условиях, часто показывают разницу месячных осадков до 25% вследствие ограниченной ширины полосы сильных ливней, которые дают значительную часть месячных сумм осадков. Это обстоятельство особенно важно для сезона летних ливней. Можно найти лишь очень мало районов, где дождемерные станции расположены настолько близко друг от друга, что дают правильные месячные величины для всей местности. Для годового и более длительных периодов, однако, ошибки взаимно компенсируются, и можно рассчитывать на удовлетворительную точность.

в) Годовые осадки сильно изменяются из года в год, и, чтобы установить средние величины для данной станции с достаточной точностью, необходимы наблюдения значительной продолжительности. Обычно в САСШ для определения вероятного отклонения кратковременных наблюдений от истинного среднего пользуются таблицей, выведенной Бинни (Binnie) ¹ для европейских условий (табл. 1).

3. Средние годовые осадки для дайной площади.

При вычислении стока реки, для которой не имеется измерений расходов, часто используются данные по стоку соседней реки, причем проводится помимо прочих элементов сравнение средних годовых осадков для обоих бассейнов. Данные по осадкам бассейна используются также и для того, чтобы установить, относятся ли годы с наблюдаемыми расходами к многогодным или засушливым периодам.

Собирание и использование данных для определения годовых осадков на данной площади или средних осадков за ряд лет производится следующим образом. Все данные по годовым осадкам для станций в пределах бассейна или вблизи его границ сводятся в таблицу, причем недостающие данные для каждой станции получают интерполяцией между данными для соседних станций, в результате чего данные всех станций охватывают один и тот же период лет. Тогда для каждой станции может быть получена за этот период средняя величина годовых сумм осадков.

Наиболее точным методом определения средней величины годовых осадков на данной площади является построение карты изогиег. Эта карта состоит из ряда линий, соответствующих равным количествам годовых осад-

Таблица 1

Вероятные отклонения краткосрочных наблюдений над осадками от истинного среднего ²

Продолжительность наблюдений, лет	Вероятный процент ошибки (\pm)
5	15
8	9
10	7
15	5
20	3
30	2

¹ „Proc. Inst. of Civil Engineers“, vol. 109, 1892, p. 89.

² Употребляется также для установления вероятных отклонений значения годового стока.

ков. Линии показывают изменение количества осадков на данной площади, подобно тому как на обычных топографических картах изменения отметок поверхности земли даются горизонталями. Карта изогьет, показывающая изменение средних годовых осадков европейской части СССР, дана на фиг. 1 в мелком масштабе. Изогиеты для более крупного масштаба показали бы изменения осадков, которые невозможно было отметить на фиг. 1. Точность карты возрастает также с числом станций, по которым строятся изогииеты.

Для составления карты изогьет на топографическую карту желаемого масштаба наносятся все имеющиеся дождемерные станции с их величинами средних годовых осадков. Затем проводятся изогииеты, причем следует уделять должное внимание возможному влиянию на осадки топографии местности, так как осадки между станциями не всегда изменяются пропорционально расстоянию между ними, особенно если две станции расположены в различных долинах. Направление господствующих ветров и размещение главных источников получения влаги также надо иметь в виду, так как они влияют на изменение осадков с высотой. Отклонения господствующих ветров горными хребтами и широкие долины должны изучаться в связи с их влиянием на вероятные осадки.

Метод расчета средних годовых осадков для данной площади по карте изогьет ничем не отличается от определения средней отметки площади по горизонталям обыкновенной топографической карты.

Карты изогьет составляются для годовых осадков как средних за период наблюдений, так и для каждого года, но если требуются данные за каждый год, употребление карты утомительно, и чаще применяются другие способы, особенно когда имеющиеся данные не позволяют получить большой точности.

Метод взвешивания обычно применяется для приблизительных расчетов и для случаев, когда сравнение осадков за различные годы производится с целью распространить на более длительный период кратковременные данные по расходам рек. В последнем случае относительное количество осадков для каждого года наблюдений так же важно, как и действительное количество их за этот год. Метод взвешивания, хотя и менее точный, чем расчет по изогиегам, влечет за собою приблизительно одинаковые ошибки для каждого года, которые поэтому весьма мало влияют на относительные величины осадков.

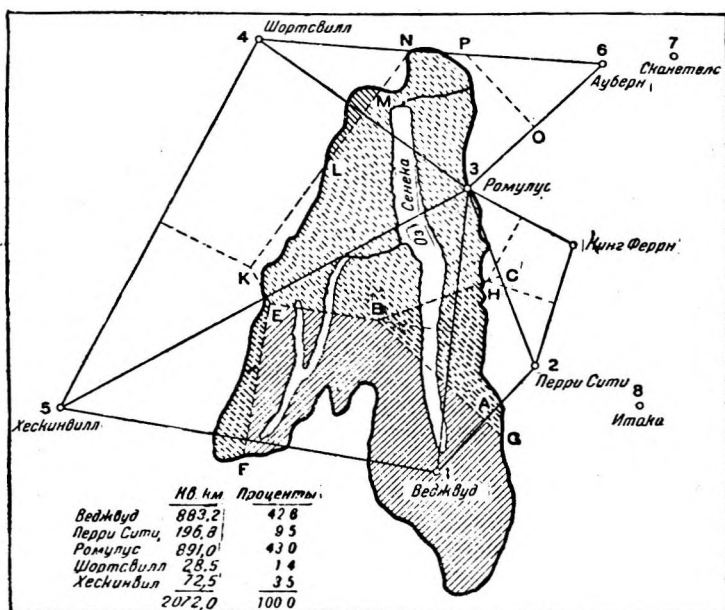
При методе взвешивания каждой дождемерной станции придается вес, зависящий от той части общей площади, которую она должна собой представлять. Р. Е. Хортон (R. E. Horton)¹ предложил следующий метод для определения таких весов. Дождемерные станции, расположенные на рассматриваемой площади или вблизи нее, наносятся на карту мелкого масштаба, как показано на фиг. 2. Затем проводятся прямые, соединяющие различные станции (1 — 2, 2—3 и т. д.), и из середины отрезков восстанавливаются перпендикуляры (*AB*, *BC* и т. д.). Станция 1 лежит ближе остальных ко всем точкам внутри замкнутой площади *ABEFG*. Станция 2 — ближайшая для площади *GABC* и станция 3 — для *HBEKLMN*. Точки на линии *GB* находятся на равном расстоянии от станции 1 и 2. Станции 6, 7 и 8 не являются ближайшими ни для одной части площади и могут быть исключены. Это очевидно для станции 6, так как перпендикуляр *OP* лежит целиком

¹ „News Record“, August, 2, 1917, p. 211.

вне рассматриваемой площади. Поэтому ни одна часть площади не лежит ближе к станции 6, чем к станции 3.

Графическое построение легко проверяется тем, что перпендикуляры к трем сторонам треугольника пересекаются в общей точке, как, например, *K* для треугольника 3—4—5. Затем определяются площади фигур, ближайших к различным станциям, и подсчитываются их доли в общей площади. Эти доли и есть веса, которые придаются наблюдениям соответствующих станций.

Осадки каждой станции умножаются на ее вес, и сумма полученных взвешенных количеств является вероятной средней взвешенной величиной осадков для данной площади.



Фиг. 2

Как объяснено выше, иногда бывает очевидно, что вследствие топографических особенностей и направления господствующих ветров дождемерная станция не представляет правильно средних осадков на площади, от которой она получила свой вес. В таких случаях наблюдения этой станции за каждый год соответственно увеличиваются или уменьшаются или осадки берутся те же, но соответственно изменяется вес, причем тогда сумма весов не будет равна единице.

4. Год осадков. Сравнивая годовые осадки с годовым стоком, надо помнить, что часть осадков, выпавших в ноябре и декабре, может стекать в январе или феврале следующего года. Поэтому сравнение осадков и стока за календарный год будет заключать в себе значительные ошибки. Так как осадки за заслушиваемый период не имеют заметного влияния на суммарный годовой сток, более точное сравнение можно произвести, употребляя «год осадков», начинающийся в конце сухого сезона, когда грунтовые воды в значительной мере истощены. Управлением геологических исследований

САСШ (Geological Survey USA) принято публиковать данные по стоку по гидрологическому году, начинающемуся с 1 октября, с конца межени, или сухого сезона, почти для всех САСШ. Сравнение стока с осадками должно производиться для года осадков, охватывающего тот же период, или, так как сток не совпадает точно с осадками, для больших площадей в до-сборов осадки берутся на месяц или два вперед, и их год надо начинать 1 августа или 1 сентября.

В условиях климата, характеризуемого продолжительной зимой, в течение которой осадки накапливаются в твердом виде и почти совсем не стекают до наступления более теплого времени, правильнее принять деление года по методу Мейера, принимая за начало года осадков момент, когда температура воздуха падает ниже нуля и, следовательно, прекращается поверхностный сток. За начало года стока правильнее принимать момент, когда перед наступлением половодья температура воздуха поднимается выше нуля и возобновляется поверхностный сток; одновременно этот последний момент совпадает с наибольшим истощением запасов воды подземного бассейна, питающего реку в течение всей зимы без участия поверхностного стока. Строгое применение этих принципов, как это делает инж. В. Назаров, приводит к гидрологическим годам различной длины, что не совсем удобно; в силу этого рациональнее, хотя и не столь логично, принять за начало года осадков среднюю многолетнюю дату наступления температур ниже нуля и за начало года стока среднюю дату наступления температур, больших нуля. При последнем методе деления абсолютно точного соответствия осадков с сопоставляемым с ними стоком не будут иметь место — часть осадков одного года будет иногда учитываться в стоке другого года, но эта часть будет, вообще говоря, невелика, и при общей, неточности расчетов, которые на подобных сопоставлениях базируются, это обстоятельство серьезного значения иметь не может.

5. Средняя повторяемость засушливых лет. Когда имеются наблюдения над осадками достаточной продолжительности, средняя повторяемость случаев данной интенсивности годовых осадков может быть определена с достаточной степенью точности по теории вероятностей, как описано в § 86.

Как пример в табл. 2 приведены годовые осадки в Пиории (Peoria, Иллинойс).

Графа 2 этой таблицы показывает число случаев, когда средние годовые осадки для данной площади имели величину, заключающуюся между двумя последующими значениями гр. 1. Например, три раза за период в 53 года наблюдений количество годовых осадков колебалось между 1041 и 1 067 мм. Графа 3 суммирует гр. 2 и показывает число случаев за период наблюдений, когда осадки были меньше количества, приведенного в гр. 1. 48 раз за рассматриваемый период годовые осадки были меньше 1 067 мм.

Пусть n — сумма случаев, как показано в гр. 3, m — полное число случаев (в нашем примере 53). p — процент лет, для которых осадки, вероятно, будут меньше данной величины.

Тогда согласно § 86:

$$p = 100 \left(\frac{n - 0,5}{m} \right).$$

Это уравнение служит для вычисления значений гр. 4, которая показывает, например, что согласно теории вероятностей годовых осадков 1 067 мм можно ожидать в 89,7% всех будущих лет.

Таблица 2

**Расчеты для определения повторяемости годовых осадков
в Пиории (Иллинойс). 53 года наблюдений**

Годовые осадки, мм	Число случаев	Суммарное число случаев n	Процент лет p	Повторяемость (интервал), лет
1	2	3	4	5
610	1	1	0,944	105,8
635	1	2	2,83	35,3
660	2	4	6,60	15,15
686	2	6	10,38	9,65
711	1	7	12,27	8,15
737	3	10	17,92	5,57
762	1	11	19,8	5,05
787	6	17	31,1	3,22
813	2	19	34,9	2,86
838	6	25	46,2	2,16
864	1	26	48,1	2,08
889	2	28	51,9	1,93
914	6	34	63,2	1,58
940	1	35	65,0	1,54
965	1	36	67,0	1,49
991	3	39	72,7	1,37
1 016	5	44	82,1	1,22
1 041	1	45	84,0	1,19
1 067	3	48	89,7	1,11
1 092	1	49	91,5	1,09
1 118	1	50	93,5	1,06
1 143	—	—	—	—
1 168	—	—	—	—
1 194	—	—	—	—
1 219	—	—	—	—
1 245	1	51	95,3	1,05
1 270	1	52	97,2	1,03
1 295	—	—	—	—
1 321	—	—	—	—
1 346	—	—	—	—
1 372	1	53	99,1	1,01
$m = 53$				

Окончательно, вероятная частота J в годах, с которой осадки будут равны или меньше данной величины, может быть найдена согласно § 86 из уравнения:

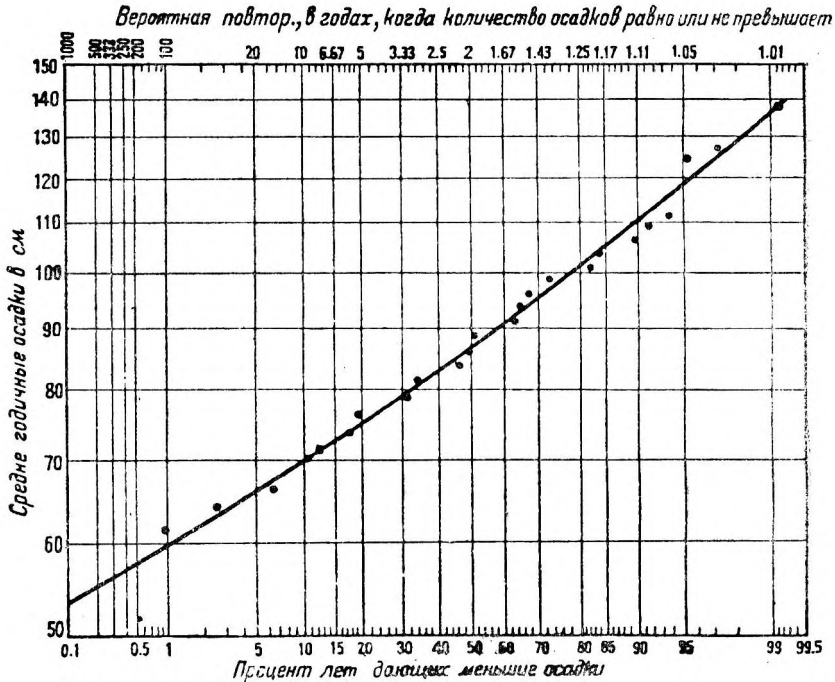
$$J = \frac{100 \cdot y}{m \cdot p} = \frac{100}{p},$$

где y — число лет наблюдений, которое здесь равно числу случаев m .

При помощи этого уравнения может быть вычислена гр. 5. Результат показывает, что, например, годовых осадков меньше 1 067 мм можно ожидать в среднем один раз в 1,11 года. Гр. 1, 4 и 5 показаны на фиг. 3 в виде графика. Кривая, проведенная через нанесенные точки, представляет вероятность осадков по станции настолько близко, насколько они могут быть определены. Она показывает, например, что годовые осадки менее 583 мм можно ожидать не чаще, чем один раз в период около 100 лет.

Этот метод дает точные результаты для наблюдений большой продолжительности. Но по большей части наблюдения относительно кратковременны и потому подвержены ошибкам, указанным в § 2. Для того чтобы получить вероятности осадков для всей площади бассейна, можно пользоваться вместо данных одной станции средними осадками для данной площади.

6. **Осадки большой интенсивности.** Изучение осадков большой интенсивности ведется, главным образом, в связи с вопросами паводков. В «Ги-



Фиг. 3. Кривая вероятности среднегодовых осадков в Пиории. (Peoria, С° J1.)

дрологии» Мида (Mead) ¹ даны уравнения различных авторов для осадков большей интенсивности. Такими уравнениями не следует пользоваться без рассмотрения каждого конкретного случая отдельно. Они имеют эмпирический характер, выведены, главным образом, для некоторых конкретных местных условий и поэтому непригодны для применения в общем случае. Надо внимательно изучить все данные об осадках в районе, относящемся к проекту, и проверить сделанные на их основании выводы.

Фиг. 4, построенная по данным А. Хазена (A. Hazen) ², показывает приблизительные изменения интенсивности осадков в зависимости от продолжительности дождя. Кривая показывает, например, что для одной и той же повторяемости средняя интенсивность осадков за 10 час., вероятно, почти вдвое больше, чем за 24 часа.

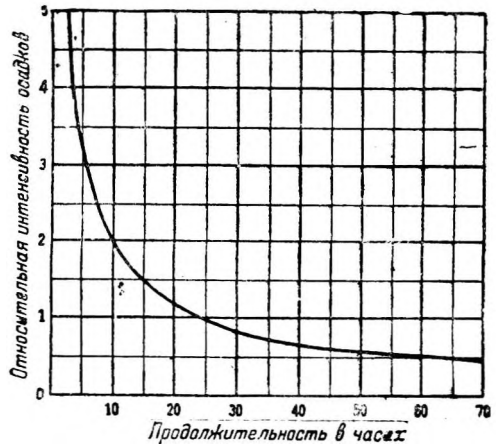
Инженеры района Мейами (Miami, Дэйтон, Огайо) собрали большое ко-

¹ Mc Grow-Hill Book Co, 1-st Ed., p. 262.

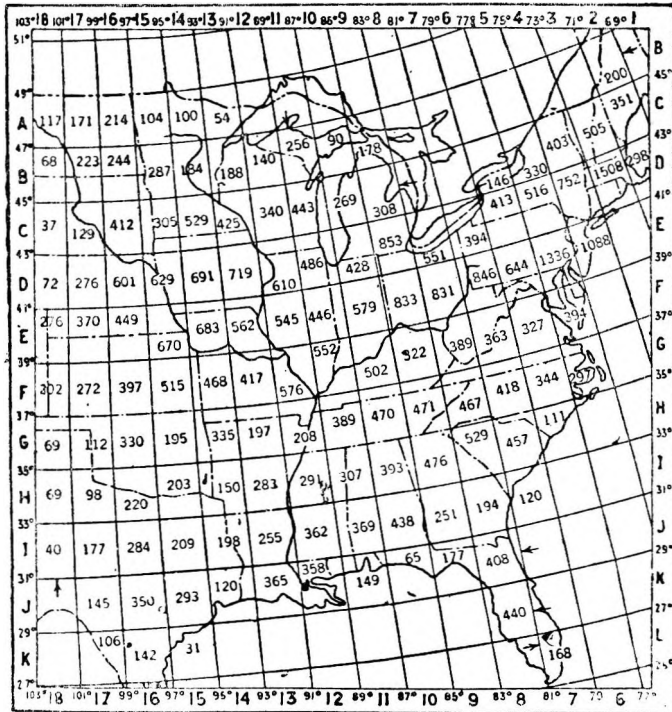
² Повторяемость осадков большой интенсивности, „Eng. News Record“, т. 87, 1921, стр. 858.

личество данных по осадкам для количество станций-лет наблюдений, на фиг. 5. Их карты, показывающие максимумы осадков продолжительностью от 1 до 6 дней для всех лет наблюдений, воспроизведены здесь на фиг. 6—11, и карта с изогиптами, показывающая интенсивности 24-часовых осадков с повторяемостью раз в 100 лет, дана на фиг. 12. Так как интенсивность осадков изменяется с местными условиями и может быть существенно различна для станций, находящихся на расстоянии всего в несколько километров, фиг. 12 показывает только общий характер изменения и не может быть использована с достаточной точностью для частных районов.

восточных штатов¹. Суммарное количество включенных в их исследования, дано

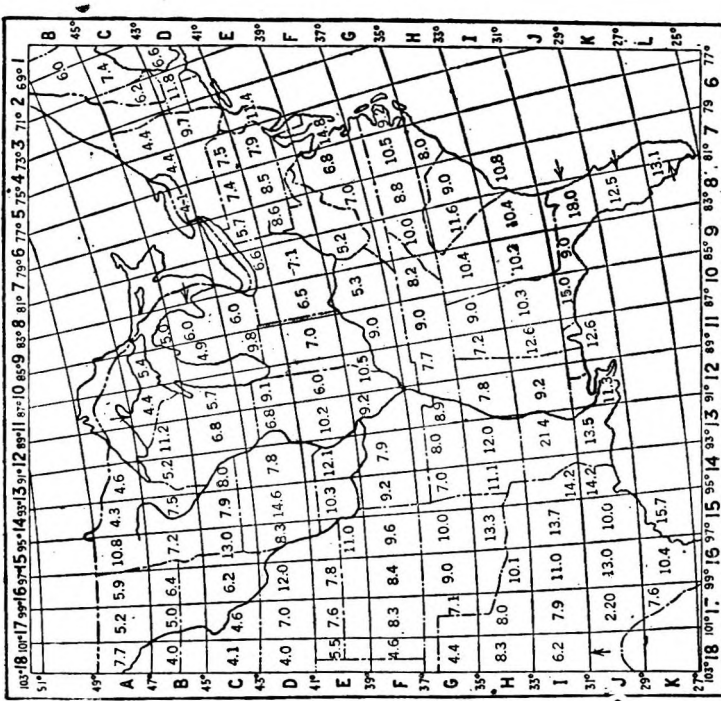


Фиг. 4. Приближенная относительная интенсивность осадков в пределах интенсивности для 24 час. (основана на одинаковой повторяемости).

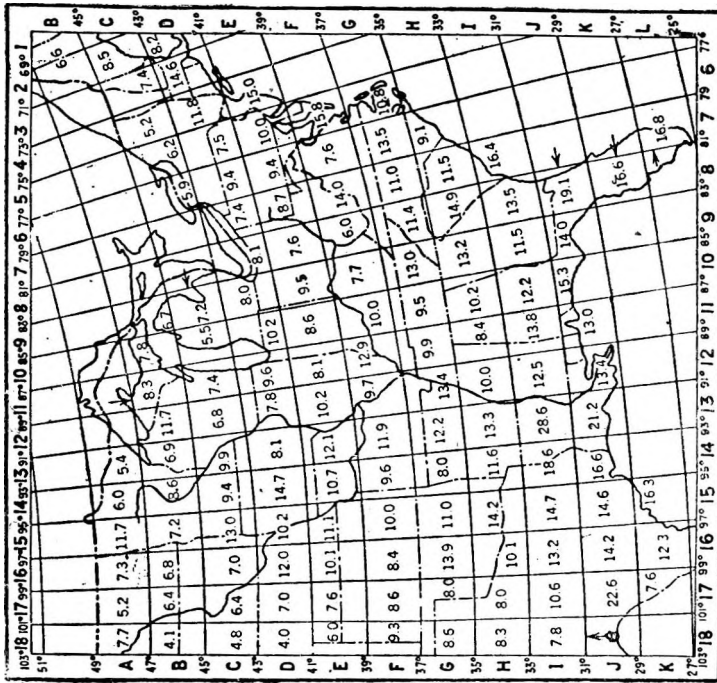


Фиг. 5. Суммарное количество станций-лет наблюдений (значения указаны в каждом квадрате).

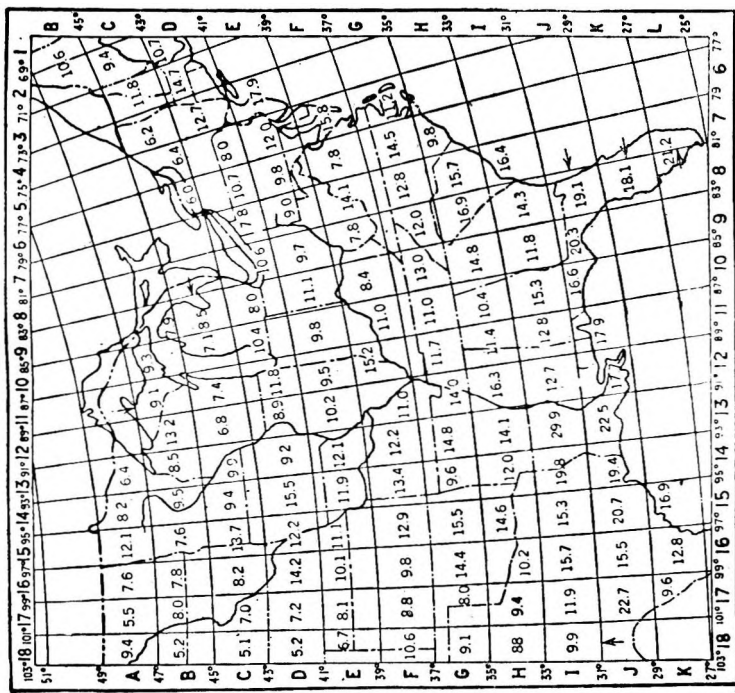
¹ Технический отчет, ч. V, Мейами Консерванси Дистрикт, Дэйтон Огайо, 1917.



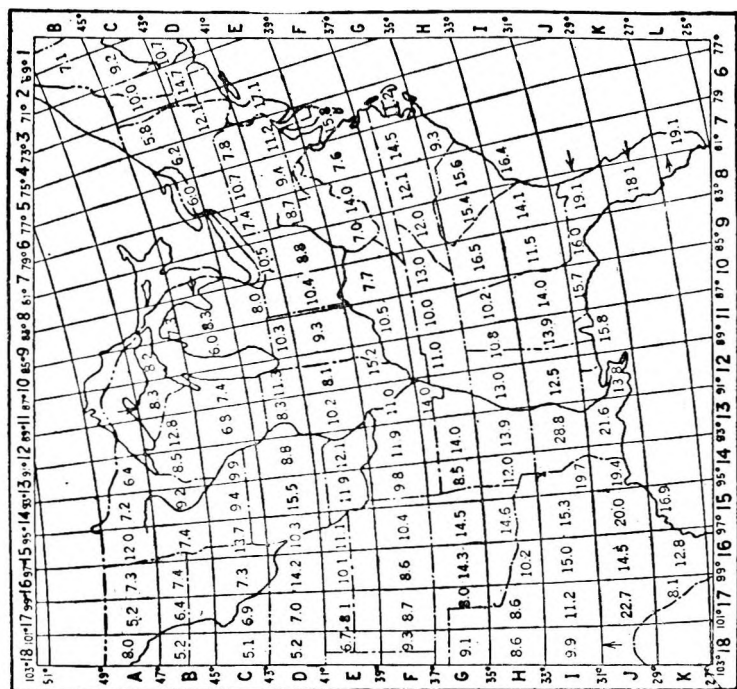
Фиг. 7. Максимальные двухдневные осадки.



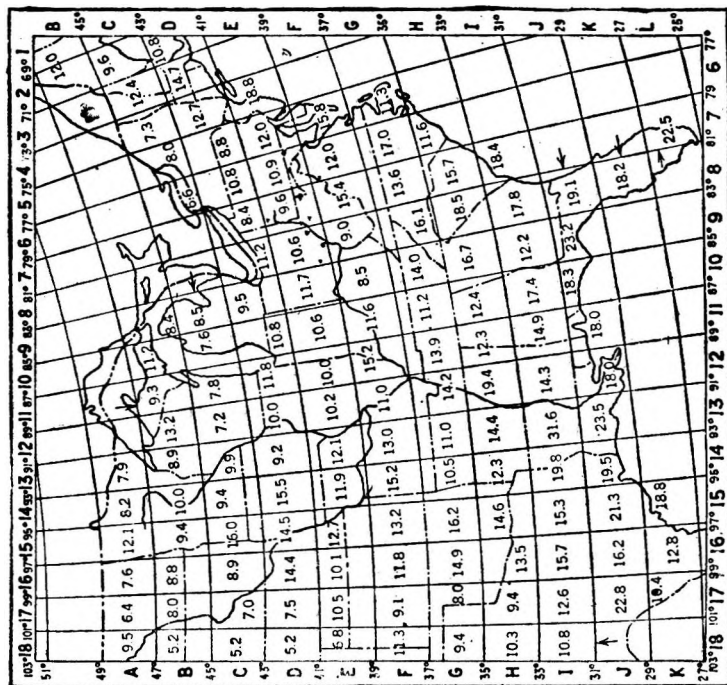
Фиг. 8. Максимальные суточные осадки.



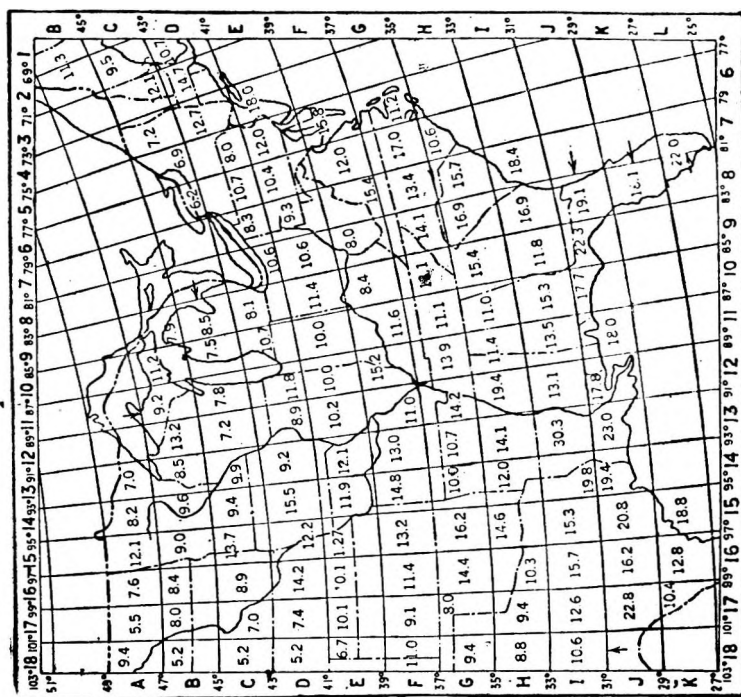
Фиг. 9. Максимальные четырехдневные осадки.



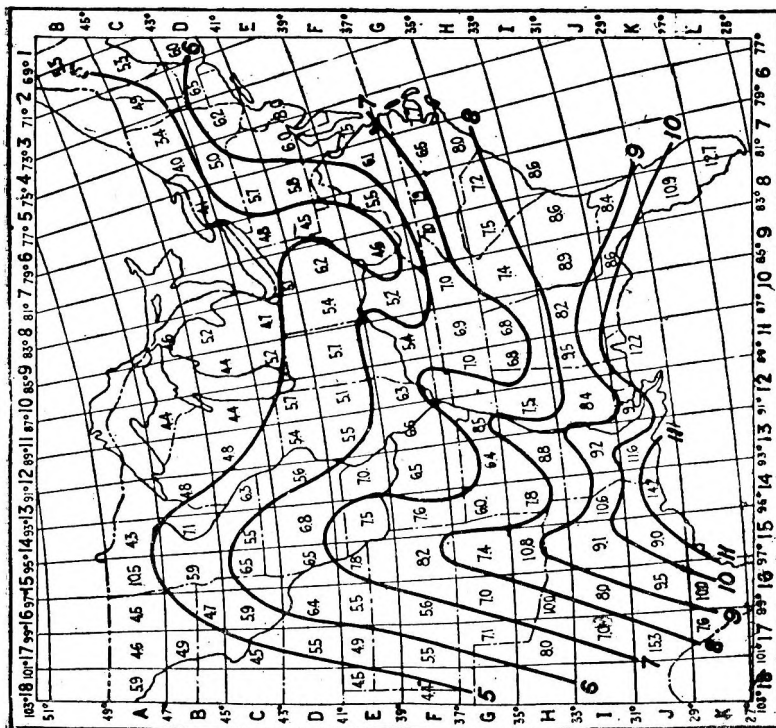
Фиг. 8. Максимальные трехдневные осадки.



Фиг. 11. Максимальные шестидневные осадки.



Фиг. 10. Максимальные пятидневные осадки.



Фиг. 12. Изолинии суточных осадков за 100-летний период.

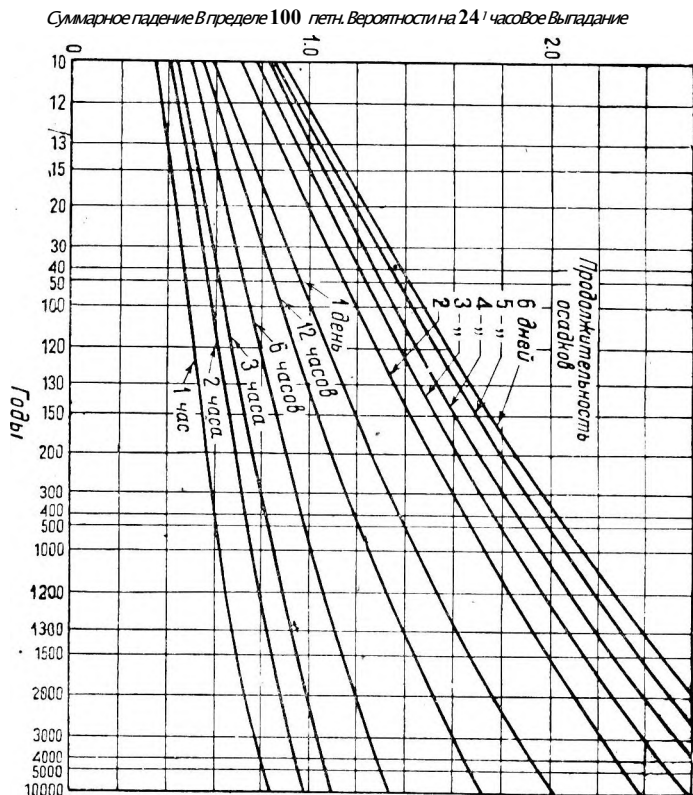
Фиг. 13, показывающая вероятную повторяемость в годах осадков различной интенсивности и продолжительности, в долях осадков за сутки, ожидаемых раз в 100 лет, основана на исследованиях Хазена,¹ о повторяемости осадков, таблицы которого здесь переработаны в виде диаграмм. Фиг. 13 показывает, например, что если для данной станции осадки в 205 мм в сутки могут быть достигнуты или превзойдены в среднем раз в 100 лет, тогда можно ожидать:

раз в 100 лет	осадков за 2 дня	1,19 · 205 = 241 мм
или „ „ 100 „	1-часового ливня	0,49 · 205 = 100 „
„ „ „ 500 „	осадков за 3 суток	1,80 · 205 = 365 „

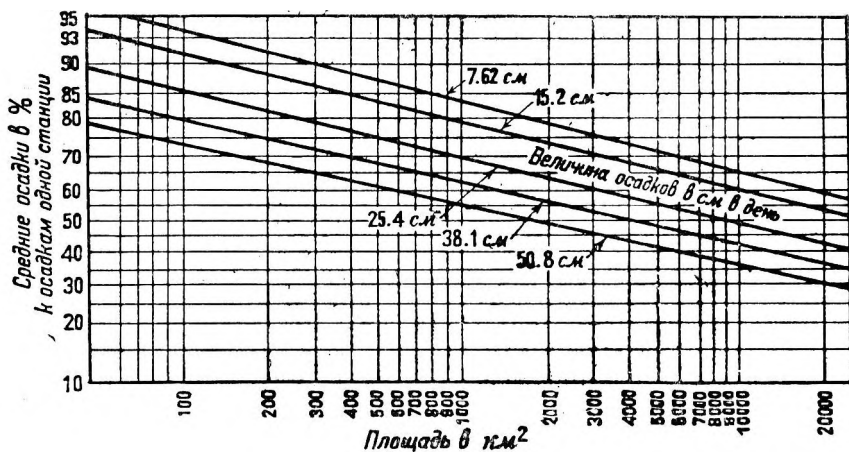
Эти данные относятся к одной дождемерной станции.

Средние осадки на данной площади для ливня любой продолжительности убывают с возрастанием площади. На фиг. 14 автор дает результат своих исследований об изменении интенсивности осадков с площадью бассейна. Недостаток данных не позволяет вывести заключений, которые могли бы считаться более чем грубо приближенными. Следующий пример может показать применение фиг. 14. Изучение осадков для данной станции показывает, что осадков в 254 мм за 2 дня можно ожидать раз в 100 лет. Желательно знать максимум двухнедельных осадков этой же частоты, средних для площади в 2 590 км², окружающей станцию. Интенсивность осадков в 254 мм за 2 дня соответствует средней интенсивности в 127 мм за 1 день. На фиг. 14 видно, что точка пересечения ординаты для 2 590 км² с линией, представляющей осадки 127 мм в день, соответствует 87%. Отсюда

¹ Повторяемость осадков большой интенсивности, „Eng. News Record“, т. 87, 1921, стр. 858.



Фиг. 13. График повторяемости в годах осадков различной интенсивности и продолжительности в долях суточных осадков, ожидаемых раз в 100 лет.



Фиг. 14. График возможной интенсивности осадков на больших площадях в зависимости от интенсивности осадков на одной станции.

87% от 254 мм, или 221 мм, представляют собой максимальные за 100 лет двухдневные осадки, средние для площади в 2 590 км².

По природе данных, на основании которых построены эти кривые, площадь при этом должна была бы иметь форму, соответствующую общей форме площади ливня, что мало вероятно. Поэтому при употреблении кривых для расчета паводков имеется коэффициент запаса, но он несколько покрывается тем обстоятельством, что наблюдаемый максимум для одной станции может не быть максимумом для всего ливня.

Интересно отметить, что по имеющимся данным изменение интенсивности с площадью как будто зависит от средней интенсивности осадков в миллиметрах за день и не зависит от их продолжительности. Отсюда ливень с интенсивностью 508 мм в 4 дня будет иметь тот же процент перехода к большим площадям, что и ливень с интенсивностью 254 мм в 2 дня, так как оба имеют интенсивность 127 мм в сутки. Имеющихся данных слишком мало, чтобы позволить распространить построение фиг. 14 на кратковременные ливни весьма большой интенсивности. Поэтому район с 1-часовым максимумом в 152 мм, соответствующим 3 657 мм в день, попадает на нижний край диаграммы, и средние осадки на очень большой площади составят лишь весьма малый процент от осадков одной станции. Фиг. 14 нельзя применять к площадям с неоднородными климатическими условиями.

Чем больше площадь бассейна, тем больше должна быть продолжительность ливня, необходимая для образования паводка, зависящего от времени добега воды до рассматриваемого участка реки. Максимумы интенсивности осадков никогда не бывают продолжительными и кроме того они всегда сконцентрированы на относительно малых площадях. На значительных площадях для возникновения большой паводка осадки вблизи места плотины должны продолжаться до тех пор, пока расход не возрастет от притока воды с отдаленных точек бассейна. Поэтому в то время как короткие сильные ливни вызывают большие паводки с малых бассейнов, они оказывают относительно слабое действие на больших площадях, на которые серьезнее влияют более продолжительные осадки меньшей интенсивности.

7. Библиография. (См. также библиографию § 15 и 16.)

1. R. E. Horton, Rational Studies of Rainfall Data make possible better Estimates of Water Yield, „Eng. News Rekord”, vol. 79, 1917, 211. (Хортон, Рациональное изучение данных по осадкам делает возможным лучший расчет стока.)
2. Metcalf and Eddy, Rain gages. American Sewerage Practice, vol. I, Mc Graw-Hill Book Co. (Меткаф и Эдди Дождемеры. Американская канализационная практика.)
3. J. B. Kincer, Seasonal Distribution of Precipitation and its frequency and Intensity in the U. S., „Monthly Weather Rreview“ IX, 1919. (Дж. Кинсер, Сезонное распределение осадков, их повторяемость и интенсивность в САСШ.)
4. Several Articles of Interest on Rainfall, „Monthly Weather Review“ IX, 1919. (Несколько не лишенных интереса заметок об осадках.)
5. Measurement of Precipitation. (Измерение осадков, Циркуляр Бюро погоды САСШ.)
6. P. C. Day, The Winds of the U. S. and their Economic Uses. (Дэй, Ветры в САСШ и их экономическое использование, Ежегодник Департамента сельского хозяйства САСШ, 1911.)
7. Storm Rainfall in Eastern U. S. (Ливни в восточных Соединенных штатах, Технический отчет, ч. V, Мейами Консерванси Дистрикт, Дэйтон, Огайо, 1917.)
8. Нормы притока ливневых вод. Труды НТК.— ИБПС, вып. 26.
9. М. М. Протодьяконов, Теория стока поверхностных вод.

Глава II

Испарение

8. Общее описание. Испарение далеко превосходит по своему значению остальные факторы, влияющие на судьбу той части осадков, которая не достигает места использования. Процесс испарения состоит в превращении жидкости или твердого тела в пар. Транспирация есть обращение в пар воды через дыхательные поры растений и является как таковая только специальной формой испарения. Поэтому термин «испарение», как он обычно употребляется здесь и повсюду, подразумевает вообще возвращение в атмосферу влаги с поверхности суши и воды. Для целей изучения полное испарение разделяется на две группы: на испарение посредством транспирации и испарение с поверхности суши и воды. На фиг. 15 дана схема, показывающая условия, влияющие на полное испарение.

Многочисленные факторы, обуславливающие испарение, широкие пределы изменений и влияние каждого из них и почти бесконечное количество возможных их комбинаций делают невозможным подсчет величины и распределения стока только по осадкам. Однако тщательное изучение условий испарения необходимо для того, чтобы правильно дополнить наблюдения над стоком длительными данными об осадках и приблизительно рассчитать на основе сравнения этих величин сток реки, не имеющей измеренных расходов, но известному стоку соседнего бассейна.

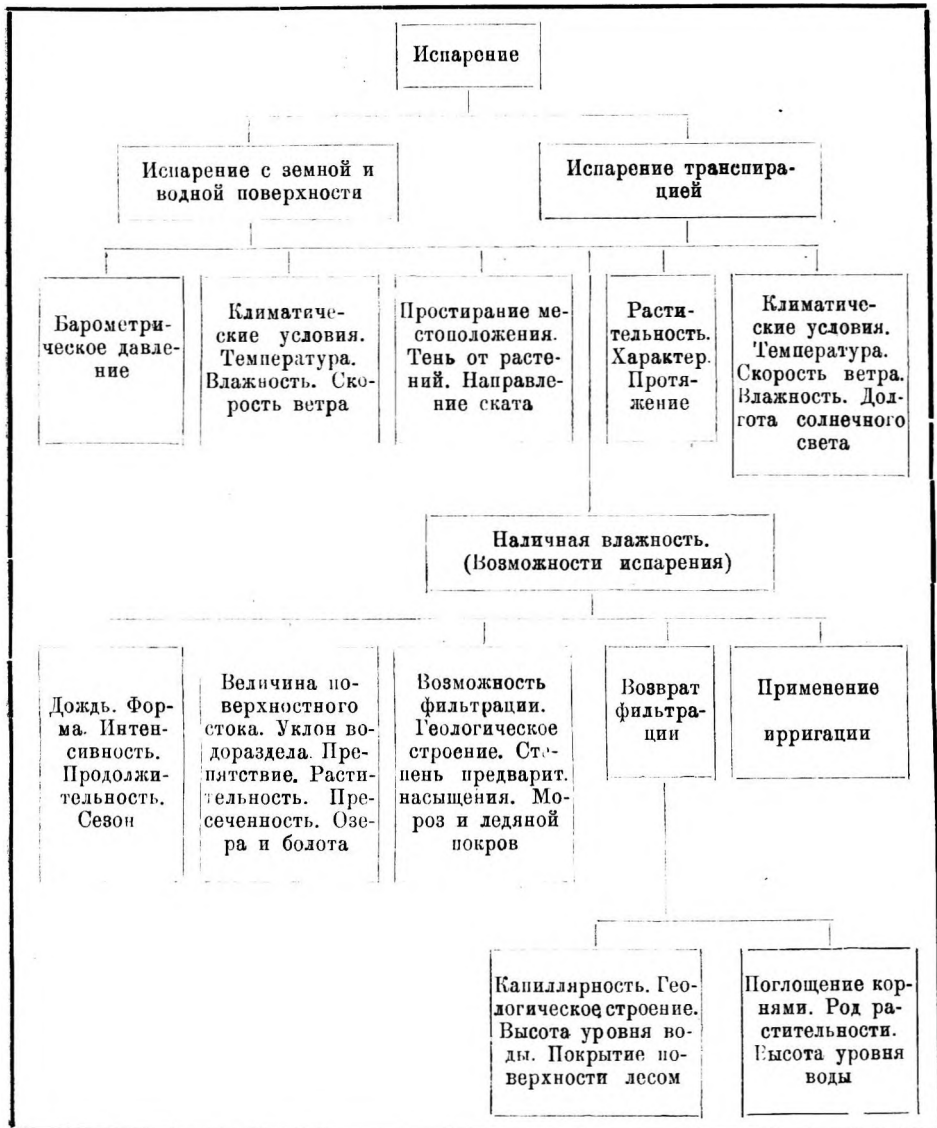
Испарение с поверхности воды зависит от климатических условий и по мнению некоторых — от барометрического давления, связанного с высотой местности. Испарение с поверхности суши подвержено влиянию дополнительного фактора — защитного действия растений.

Испарение посредством транспирации определяется климатическими условиями, характером и распространением растительного покрова. Влияние барометрического давления на транспирацию еще настолько неясно, что его нельзя присоединить к основным факторам.

В то время как интенсивность испарения за данный период фиксируется указанными условиями, количество испарившейся воды за данный промежуток времени определяется также количеством доступной испарению влаги, имеющейся в течение этого промежутка, или тем, что Хортон назвал «возможностью (шансом) испарения».

Эти условия определяются характером осадков, быстротой поверхностного стока, условиями просачивания и возможностью возвращения в атмосферу просочившейся воды посредством капиллярного поднятия или через корни растений. Вода, подаваемая на поля для орошения, представляет дополнительную возможность испарения.

9. Испарение с водной поверхности. Климатические условия весьма сильно влияют на величину испарения.



Фиг. 15. Схема, показывающая условия, действующие на испаряемость.

Известно, что испарение возрастает со средней температурой и скоростью ветра и падает с ростом средней относительной влажности. Существует мнение, что испарение возрастает с высотой места, но это положение является весьма спорным. Во всяком случае уменьшение средней температуры с высотой более чем компенсирует всякое увеличение испарения вследствие влияния высоты места. Известно также, что испарение с глубоких водоемов меньше, чем с мелких прудов и опытных сосудов, помещенных на суше, так как средняя температура воды уменьшается с увеличением глубины. Пока, однако, в этой области было произведено мало опы-

тов и методы этих экспериментов были так несовершенны, что в настоящее время не имеется достаточных данных для точного расчета различных факторов, влияющих на испарение глубоких водоемов, или для составления соответствующих уравнений, хотя некоторые попытки и были сделаны.

Часто бывает необходимо изменить расчетный расход реки, чтобы компенсировать испарения с будущих водохранилищ, которые создаются в связи с использованием ее энергии. Обычно площади зеркала таких искусственных водоемов составляют лишь весьма малый процент от общей площади бассейна, и поэтому приближенный расчет испарения лежит заведомо в пределах точности измерений расходов реки, на основании которых строятся все подобные расчеты.

Инженеры Отдела земельных улучшений САСШ (Reclamation Service of U. S. A.) предпочитают рассчитывать испарение с больших водохранилищ по действительным опытным данным соседних станций, не пользуясь существующими уравнениями. Климатологический отдел Бюро погоды САСШ (Climatological Division of the U. S. Weather Bureau) считает единственным надежным методом определения испарения производство действительных наблюдений.

Данные опытов над испарением в различных пунктах САСШ, взятые из работ Бюро погоды, приведены в табл. 3. Цифры, выделенные курсивом, получены интерполяцией, произведенной Бюро. Размеры испарителя даны в метрах. В некоторых случаях резервуары испарителя были квадратными, в других — круглыми. Испарители на суше были установлены на 1 м с небольшим над поверхностью земли. Плавающие испарители помещались на плотках, плавающих на свободной поверхности пруда или озера. Дорие и Хэйл (Duryea и Haehl)¹ нашли, что испарение с квадратных испарителей различных размеров по отношению к испарению с сосуда по 0,91 м в стороне может быть выражено приблизительно следующим образом:

Испаритель квадратный	0,61	м в стороне	108	%
”	0,76	”	”	104
”	0,91	”	”	100
”	1,22	”	”	93
”	1,52	”	”	86
”	1,83	”	”	80

Эти отношения по существу те же, что и применяемые Бюро погоды САСШ². Бюро также определило, что испарение с пловучих сосудов равняется 80% испарения с испарителей того же размера на суше и что испарение с больших испарителей равно приблизительно 62% от испарения плавучих испарителей со стороной в 1 м. По всей вероятности, разница при сравнении квадратных и круглых сосудов находится в пределах точности данного отношения.

Вопрос об испарении с водной поверхности подробно проанализировал Мейер³, пришедший к выводу, что количество испаряющейся с поверхности больших водоемов воды лучше всего определяется по формуле Дальтона, которая является ни чем иным, как выражением его физического закона, гласящего, что величина испарения прямо пропорциональна разности упругости пара, насыщенного при температуре воды в водоеме, и пар-

¹ См. № 6 Библиографического указателя, § 16.

² См. № 10 Библиографического указателя, § 16.

³ А. Мейер, Elements of Hydrology.

циального давления паров в воздухе непосредственно над водой. Последняя разность именуется дефицитом влажности.

Чем меньше упругость паров в воздухе (их парциальное давление), тем интенсивнее идет испарение. По мере испарения воздух над поверхностью воды постепенно насыщается паром и парциальное давление последнего возрастает, а вместе с последним уменьшается и испарение с водной поверхности. Если же насытившийся таким путем воздух удаляется и заменяется воздухом с меньшим парциальным давлением паров, то испарение вновь усиливается; отсюда ясна роль ветра, вызывающего подобную смену уже насытившихся масс воздуха более сухими и тем увеличивающего интенсивность испарения. Чем скорее происходит смена воздуха, тем испарение больше. Последнее обстоятельство было учтено Мейером путем введения в формулу Дальтона поправочного эмпирического коэффициента, зависящего от скорости ветра.

С последней поправкой формула Дальтона-Мейера имеет вид:

$$E = 15 (V - v) \cdot (1 + 0,224 w),$$

где E — величина испарения с водной поверхности в миллиметрах в месяц;

V — упругость паров, насыщенных при среднемесячной температуре воды на поверхности в миллиметрах ртутного столба;

v — парциальное среднемесячное давление пара в воздухе в миллиметрах ртутного столба;

w — скорость ветра в м/сек.

Формула Дальтона-Мейера была проверена в условиях европейской части СССР путем сравнения вычисленных по ней величин испарения с фактически наблюдавшимся испарением из плавучих испарителей Лермантова-Любославского, причем оказалось, что сходимость была достаточно удовлетворительной. При этом в переводе на метрические меры коэффициент при скорости ветра в наших условиях можно принять округленно равным 0,20 вместо мейеровского коэффициента 0,224. Таким образом для наших условий формула Дальтона-Мейера принимает следующий вид:

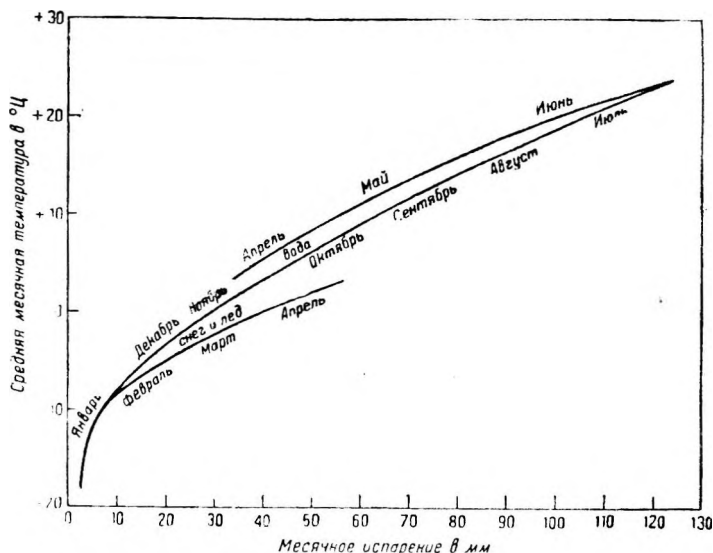
$$E = 15 (V - v) \cdot (1 + 0,2 w),$$

с теми же обозначениями, что и выше.

При определении потерь с поверхности мелких водоемов, легко прогреваемых, можно по Мейеру с достаточной точностью считать, что температура воды равна температуре воздуха. Последнее особенно верно, если применять в расчете, как это обычно и делается, среднемесячные данные по температуре воздуха. При последнем методе определения дефицита влажности он получается несколько меньше фактического, определяемого по ежедневным наблюдениям температур и влажностей воздуха. Чтобы внести соответствующие исправления, можно воспользоваться методом Ольдекопа, однако, точность, получаемая вообще при подобном подсчете испарения с водной поверхности, не оправдывает с точки зрения практики сравнительно кропотливых вычислений по Ольдекопу, тем более, что остается весьма неопределенным вопрос о том, где должна измеряться влажность воздуха, необходимая для подсчета по формуле; на практике же приходится пользоваться теми данными по влажности, которые имеются в распоряжении, независимо от того, что они часто бывают измерены в условиях, достаточно далеких от тех, в которых происходит фактическое испарение с водной по-

верхности. Имея это в виду, можно рекомендовать просто увеличивать подсчитанные по формуле Дальтона-Мейера испарения на 8—20%, как это предлагает делать проф. Коростелев.

При сравнительно глубоких водоемах (средняя глубина более 10 м) процессы нагревания воды идут более сложно, так как нижние слои сохраняют почти постоянную температуру в течение круглого года. Мейер построил для определения испарения с водной поверхности глубоких водоемов приближенную кривую (фиг. 16), дающую величину испарения (в миллиметрах в месяц) в функции среднемесячной температуры (в градусах Цель-



Фиг. 16. Испарение с водной поверхности водоемов как функция среднемесячной температуры (по Мейеру).

сия). Кривая имеет две ветви применительно ко времени года, для которого подсчитывается испарение; на соответствующих ветвях кривой надписаны месяцы, для которых можно ими пользоваться.

10. Испарение с поверхности почвы и транспирация. Испарение с поверхности почвы и транспирация определяются теми же общими климатическими факторами, как испарение с водной поверхности; но испарение падает с увеличением протяженности растительного покрова и создаваемого им затенения, а транспирация возрастает с увеличением числа часов солнечного сияния за вегетационный период. Испарение и транспирация больше на склонах, обращенных к югу и подверженных непосредственному воздействию господствующих ветров.

Характер и распространение растительности непосредственно влияют на интенсивность испарения и транспирации, но ясной связи здесь не установлено. Автор, тщательно рассмотрев опубликованные результаты многочисленных опытов и мнения специалистов, пришел к заключению о невозможности достигнуть здесь каких-либо общих согласованных выводов. Мид¹ находит, что «опыты в Висконсине показывают лишь незначительное

¹ D. W. Mead, Сток рек и факторы, вызывающие его изменения, „Бюллетень Висконсинского университета“ № 425.

изменение стока реки после уничтожения лесов, но почти то же количество воды испаряется молодым лесом, посевами или другой растительностью на обезлесенных площадях».

Поводимому, в настоящее время следует признать преобладающими факторами температуру и «возможность испарения», причем последняя зависит от геологических и топографических условий бассейна.

Данные средних годовых температур и соответствующего среднего годового слоя испарения, собранные Вермейлем (Vermuele)¹ для ряда станций в САСШ и в Англии, нанесены на фиг. 17. Общий рост испарения с увеличением температур выражен здесь совершенно ясно. Однако, редко бывает, чтобы два района, настолько близкие в гидрологическом отношении, что допускается возможность их сравнения, резко отличались по температурам, за исключением горных местностей.

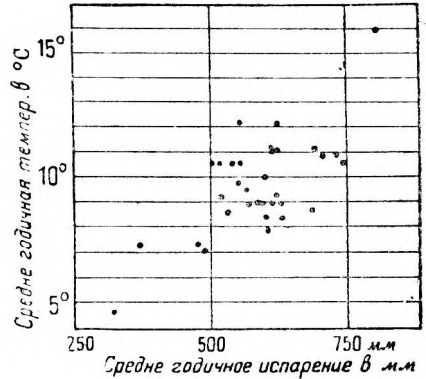
11. Влияние характера выпадающих осадков на возможность испарения. Процент испарения после коротких легких дождей исключительно высок, особенно при солнечном сиянии. Сильные дожди стекают быстро, в то время как легкие продолжительные осадки благоприятствуют просачиванию. Так как температура является наиболее серьезным фактором, влияющим на испарение, то зимние осадки дают наибольший процент стока. Количество испаряющейся воды возрастает с годовым количеством осадков, однако при таком абсолютном увеличении осадков процент испарения выпадающей влаги уменьшается.

Снег и град остаются на долгие периоды подверженными испарению, но это бывает в сезоны, когда испарений относительно мало. Поэтому такая форма осадков благоприятствует большому стоку.

12. Интенсивность поверхностного стока. Испарение меняется обратно-пропорционально интенсивности поверхностного стока и прямо пропорционально продолжительности периода, в течение которого вода, находящаяся на поверхности подвержена действию испарения. Средний уклон водосбора является основным фактором, определяющим быстроту стока воды в реку.

Всякая растительность влияет до известной степени на интенсивность поверхностного стока. Многие считают, что лесной покров уменьшает расход воды, так как он представляет препятствия для поверхностного стока. Но по всей вероятности густой кустарник, сопровождающий лес, имеет здесь наибольшее значение. Однако отмеченное влияние может быть и обратным, если лесная тень задерживает таяние снега до сильных весенних дождей. Влияние леса, относительно сильно сказывающееся на замедлении стока, вероятно, ничтожно при нормальных дождях.

Для каждого дождя практически постоянное количество воды перехваты-



Фиг. 17. Зависимость испарения от температуры для различных рек.

¹ С. С. Vermuele, Годовой отчет Управления геологических исследований, Нью-Джерсей, Отчет по лесам, ч. 1, 1899.

Таблица 3

Испарительные станции в САСШ

С т а н ц и и	Число лет наблюдений	Род испарителя	Диаметр испарителя, м	И с п а р е н и е, мм												За год
				Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь	
Birmingham (Бирмингем), Алабама	1	Пловуч.	1,22	38	38	57	113	150	185	187	186	152	102	57	38	1 303
Silverhill (Силверхилл), Алабама	3	Наземн.	1,22	68	79	121	144	154	188	165	156	156	127	172	56	1 586
Granite Reef (Гранит Риф), Аризона	1	"	1,22	116	121	159	229	293	343	362	361	350	287	188	118	2 927
	5	Пловуч.	1,22	108	112	133	178	241	305	324	317	279	211	167	107	2 482
Mesa (Меза), Аризона	6	Наземн.	1,22	66	87	149	215	266	291	267	217	178	126	85	72	2 019
Roosvelt (Рузвельт), Аризона	5	"	1,22	60	78	141	205	250	344	316	267	222	149	91	66	2 219
Willcox (Вилькокс), Аризона	5	"	1,22	83	114	195	235	289	299	264	221	192	167	117	90	2 286
Yuma (Юма), Аризона	5	"	1,22	82	105	151	199	210	229	266	243	180	127	81	73	1 946
Salton Sea (Салтон Ся), Калифорния	1	"	0,61	129	189	317	400	483	546	563	470	394	335	190	163	4 179
	3	Наземн.	1,22	92	127	172	229	279	343	375	318	315	234	158	119	2 761
Chula Vista (Чула Виста), Калифорния	1	"	1,22	80	45	125	155	152	181	188	177	154	123	94	75	1 584
	3	"	1,22	29	45	74	147	213	262	290	224	158	101	45	24	1 612
Dogeland (Дожделья), Калифорния	4	"	1,22	37	60	78	152	240	341	385	354	227	139	76	28	2 117
Oakdale (Окдэл), Калифорния	6	Пловуч.	1,22	44	—	76	94	120	151	159	127	87	68	43	—	—
Tahee (Тахо), Калифорния	1	Наземн.	0,92	38	57	102	154	271	281	283	299	248	137	69	38	2 007
	1	Пловуч.	1,22	51	70	108	152	201	244	269	809	235	138	140	51	1 968
Deer Flat (Дир Флэт), Айдахо	1	Наземн.	1,22	44	44	76	114	159	204	278	239	189	142	102	76	1 667
Dutch Flat (Датч Флэт), Невада	1	"	1,22	58	73	143	218	264	297	308	270	220	133	65	49	2 098
	2	Пловуч.	1,22	44	44	57	83	133	200	250	221	130	85	64	51	1 362
Rahrum (Рэрум), Невада	1	"	1,22	58	73	143	218	264	297	308	270	220	133	65	49	2 098
Fallon (Фаллен), Невада	6	Наземн.	—	62	112	211	279	363	358	311	273	237	207	113	77	2 603
Elephant Butte (Элефант Бют), Новая Мексика	1	"	1,22	64	70	114	203	292	342	294	266	218	172	98	76	2 209
	3	"	1,22	73	108	201	258	304	317	308	262	220	158	95	71	2 375
Agriculture College (Агрикульт. колледж), Новая Мексика	5,5	"	1,22	45	53	104	157	219	258	218	194	164	119	69	44	1 644
Santa Fé (Сант-Фе), Новая Мексика	1	Пловуч.	1,22	32	32	76	185	200	242	306	281	187	99	51	38	1 729
Hermiston (Хермистон), Орегон	1	Наземн.	0,92	38	44	108	236	289	352	444	429	256	154	76	44	2 470
Austin (Аустин), Техас	6	"	1,22	68	82	138	167	172	204	222	216	168	130	82	69	1 718

ваются растительностью и затем испаряется, не достигая почвы. Это количество, естественно, больше для густой растительности, но относительно оно невелико за исключением периода весьма слабых дождей.

Озера и болота вследствие их задерживающего влияния на поверхностный сток представляют наиболее благоприятные условия для испарения. В некоторых районах испарение с таких площадей может значительно превосходить осадки.

13. Условия просачивания. Испарение изменяется обратно степени порозности почвы. Песчаные почвы сильно повышают инфильтрацию и, следовательно, сток в маловодный сезон, выравнивая в значительной степени расход реки (см. § 17). Глубина проницаемого слоя так же важна, как и порозность почвы; потому что, если влага не просачивается до глубин, не доступных действию капиллярности и впитывания воды корнями, большая часть ее возвращается на поверхность и испаряется. Глинистые почвы и скалистые склоны не благоприятствуют просачиванию, вспаханная же земля чрезвычайно ему содействует, так как плуг разрушает верхнюю твердую корку почвы и ее поглощающая способность увеличивается. Поэтому вспаханные поля увеличивают низкие расходы за счет запаса грунтовых вод, если глубина просачивания достаточна для стока грунтовых вод на уровне, не доступном поглощению влаги корнями посевов.

Пологие склоны, озера, болота и всякая растительность задерживают сток и увеличивают просачивание, но при этом увеличивается и возможность испарения, если только почва не является совершенно проницаемой. Эти факторы, таким образом, выравнивают режим реки, но сокращают суммарный сток.

Для почв, пересыщенных влагой после длительных сильных дождей, просачивание сильно уменьшается. Это обстоятельство является одной из основных причин больших паводков. Замерзшая, особенно покрытая льдом, поверхность земли препятствует просачиванию, почему часто зимние дожди в северных широтах полностью стекают в реку, увеличивая иногда расход еще за счет таяния снега.

14. Возвращение просочившейся воды. Значительная часть осадков, просочившихся в почву, возвращается на поверхность под действием капиллярности и через корни растений. Капиллярность препятствует просачиванию, постоянно стремясь возвращать воду на поверхность из водоносных слоев. По Хазену, высота капиллярного подъема воды в почве изменяется обратно пропорционально квадрату диаметра зерен. Поэтому испарение вследствие возвращения на поверхность влаги изменяется обратно пропорционально размеру зерен почвы и глубине водоносных горизонтов. Действие капиллярности может распространяться для некоторых почв на глубину до 9 м. Глинистые почвы не только противостоят просачиванию благодаря их относительной непроницаемости, но также обладают большой капиллярной способностью. Поэтому такие почвы не благоприятствуют грунтовому стоку. Песчаные почвы, напротив, увеличивают просачивание, меньше подвержены действию капиллярности и дают хорошо отрегулированный сток и высокий коэффициент стока.

Главная часть влаги для транспирации получается корнями из почвы. Растения с глубокой системой корней обладают большей способностью к поглощению влаги из почвы. Поэтому считается, что крупный лес оказывает относительно неблагоприятное действие на величину постоянного просачивания за вегетационный период. Но это верно только при глубоко

лежащих водоносных горизонтах, так как при высоком уровне грунтовых вод мелкие корни имеют такую же возможность доставать воду.

15. Ирригация. Количество воды, используемой для ирригации и процент ее, который возвращается в реку, зависят от характера культур, почвы и подпочвы, количества воды, имеющейся в распоряжении, и от принятых методов орошения. Если не имеется детальных сведений по существующему или проектируемому орошению, более надежно принимать, что по крайней мере две трети поданной воды теряется, хотя некоторые опыты показали, что до 65% воды может вернуться в реку¹.

16. Библиография. (См. также § 7 и 25.)

1. Evaporation from the Surface of Water and Riverbeg, „Monthly Weather Review“, September 18 8.
2. R. B. Sleight. Materials, „Journal of Agricul. Research“, vol. 7, №5, 1917. (Р. Б. Слей, Испарение с поверхности воды и речного ложа.)
3. C. E. Grunsky, „Discussion on Reservoir Evaporation, „Journal of Elect. and Western Industry“, vol. 47, 1921, стр. 29. (Ц. Е. Грунский, Дискуссия по испарению с водохранилищ.)
4. Samuel Fortier, Evaporation Losses in Irrigation, „Eng. News“, vol. 58, 1907, p 304. Самуэль Фортье, Потери на испарение при ирригации.)
5. G. E. Hopson, Some Records of Soepage and Evaporation Losses from Irrigation Reservoirs and Canals, „Eng. and Contr“, vol. 38, 1912, p. 522. (Хопсон, Некоторые данные о потерях на испарение и фильтрацию из ирригационных водохранилищ и каналов.)
6. Duryea and Nachl, Evaporation from Lake Conchos Mexico, „Trans. Am. Soc. S. E.“, vol. 80. (Дэрие и Хекл, Испарение с оз. Конхо. Мексика.)
7. F. H. Bigelow, Records of Evaporation at twenty three different Stations, „Eng. News“, vol. 63, 1910, p. 694. (Биглоу, Данные об испарениях на 23 различных станциях.)
8. R. D. Ward, Some Characteristics of U. S. Temperatures, „Monthly Weather Review“, XI — 1921. (Р. Д. Уард. Некоторые характеристики температур в САСШ.)
9. M. A. Giblett, Some Problems connected with Evaporation from large Expanses of Water, Proc. of the Royal. Soc., vol. 99, 1921, p. 472. (М. А. Жиблет, Некоторые проблемы, связанные с испарением с больших пространств воды.)
10. A Provisional Statement regarding the total amount of Evaporation by Months at 23 Stations of U. S. A., 1909 — 1910. (Биглоу, Предварительный отчет об испарении по месяцам на 23 станциях, САСШ в 1909 — 1910 гг.), U. S. Department Agr. Weather Bureau. Abstract of Data № 4 by F. H. Bigelow.
11. B. C. Kadel, Instruction for the Installation and Operation of Class A. Evaporation Station. Циркуляр Отдела инструментов Деп. земл., Бюро погоды 1915. (Б. С. Кадел Инструкция по устройству и работе испарительных станций класса А.)
12. R. J. Meeker, Return-flow Water from Irrigation Developments, „Eng. News Record“, vol. 89, 1922, p. 105. (Микер, Обратный сток воды с ирригационных систем. С библиографией.)

¹ См. Библиографический указатель § 12.

Факторы, влияющие на сток

17. Общее описание. Знать факторы, влияющие на условия стока с водосбора, особенно важно, когда ввиду отсутствия данных гидрометрических наблюдений на рассматриваемой реке для установления вероятных размеров стока и его распределения используется наблюденный сток соседней реки при помощи сравнения гидрологических условий бассейнов. Эта глава рассматривает практическое приложение изучения факторов, определяющих сток к такому сравнению. Распределение осадков — единственного источника питания — было описано в § 1. Процент осадков, достигающих в виде стока места проектируемой установки, изменяется в весьма широких пределах. Фиг. 18 показывает общее распределение среднего годового стока в европейской части СССР по Д. И. Кочерину. Сток некоторых отдельных бассейнов в зависимости от местных условий может значительно отличаться от показанных средних величин.

Для рек без полного искусственного регулирования распределение стока во времени приобретает самый большой интерес, определяя расчетный расход воды проектируемой установки.

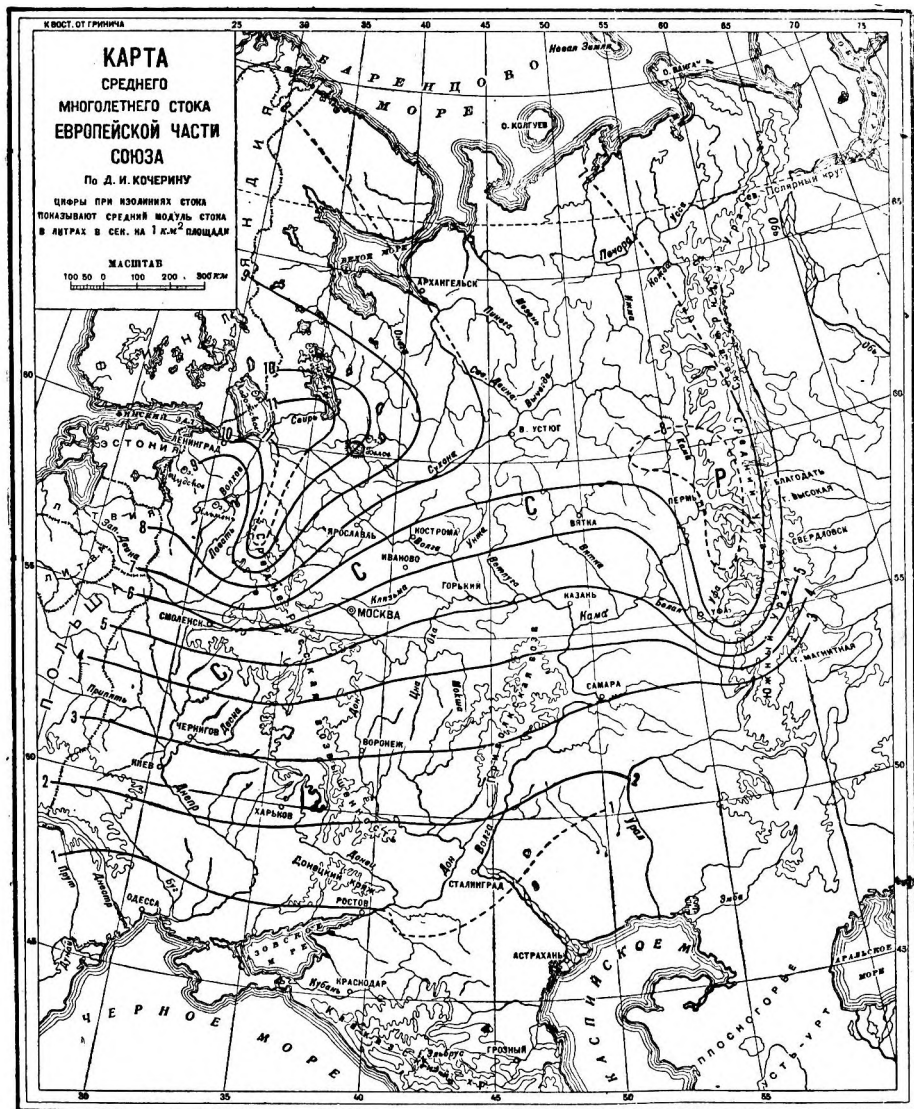
Размеры грунтового питания, или способность почвы поглощать часть осадков, отдавая их реке неделями или месяцами позднее в форме грунтового стока, определяют в значительной мере распределение во времени стока воды в реке. Наибольшая часть расхода реки в периоды засухи дается грунтовыми водами. Испарение далеко перекрывает остальные факторы, определяющие процент осадков, стекающих в реку. Условия, влияющие на испарение, показаны на фиг. 15 и описаны в главе II Интенсивность испарения (испаряемость) диктуется, главным образом, температурой, но количество испарившейся воды и его сезонное распределение, в знании которого инженер наиболее заинтересован, зависят в основном от геологического строения бассейна.

Забор воды в бассейне производится для муниципального и промышленного водоснабжения, для ирригации, для энергетического использования и т. п. Эти количества воды обычно могут быть достаточно точно определены и вычтены из расчетного стока, если забор воды происходит выше, установки.

18. Глубокое просачивание. Глубоким просачиванием называется та часть стока, которая просачивается глубоко через подстилающие почву слои или проходит под зубом основания плотины; некоторая часть может просачиваться в соседний бассейн через водоразделы. Обычно это глубокое просачивание ничтожно, но можно указать случаи, когда для очень малых бассейнов фильтрация в соседний бассейн составляла серьезные потери.

Поэтому для малых бассейнов всегда должно быть произведено тщательное сравнение геологических условий с соседними долинами, чтобы выяснить возможность глубокого просачивания.

На фиг. 19, представляющей разрез через два бассейна, показано, как глубокое просачивание может увеличивать сток с одного бассейна за счет другого. Процент потерь посредством глубокого просачивания в соседние бассейны быстро падает с увеличением площади водосбора.



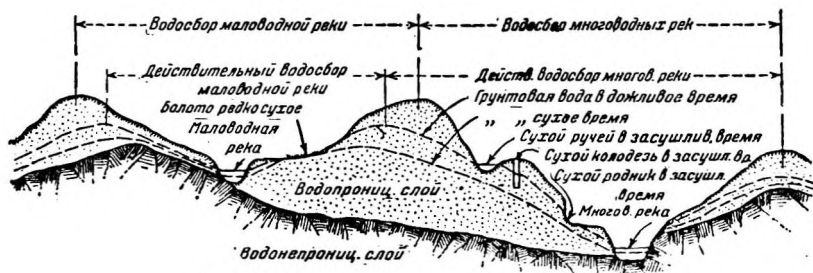
Фиг. 18

В некоторых районах СССР имеются большие подземные пустоты в основных породах, куда попадает часть, а иногда и весь сток реки. Это является особой формой глубокого просачивания и именуется карстом.

19. Геологическая характеристика бассейна. Крутые непроницаемые склоны имеют большой коэффициент стока, но, не обладая соответствующим запасом грунтовых вод, они характеризуются малыми расходами в сухие периоды.

Гидрографы для таких водосборов имеют резкие внезапные пики. Поверхность скалы обычно непроницаема, однако, не всегда — некоторые типы скал при относительно малых уклонах вполне проницаемы и представляют полную возможность для образования грунтовых вод. Глинистые почвы и неглубокий глинистый покров на непроницаемой скале поглощают мало воды.

Большие пустоты (карстовые), которые существуют в большинстве известняковых формаций, представляют собой прекрасные подземные водохранилища, если перекрывающие их слои проницаемы. Сланцы и сланцевые песчаники совершенно непроницаемы.



Фиг. 19. Горизонты грунтовых вод мало-и многоводного сезона, показывающие глубокое просачивание через водораздел.

Таблица 4, взятая из отчета комиссии по водоснабжению Пенсильвании в 1915 г., показывает резкую разницу в стоке за сухой сезон для соседних бассейнов рек Spring Creek и Bald Eagle Creek в Пенсильвании, имеющих приблизительно одинаковые площади бассейнов. Значительно больший сток для р. Spring Creek вполне объясним возможностью образования запаса грунтовых вод в известняках, которые преобладают в его бассейне. На больший запас грунтовых вод ясно указывает достаточно равномерный расход в декабре и январе по сравнению с резким скачком коэффициента стока р. Bald Eagle Creek с 8 до 68% для этих месяцев после наступления влажного периода в обоих бассейнах.

Таблица 4

Сравнение стока за маловодный период 1914/15 г. для бассейна, сложенного известняками, и при отсутствии известняков

Месяцы	Река Spring Creek 376 км ² известняки		Река Bald Eagle Creek 363 км ² известняки	
	Расход, л/км ² сек	коэффициент стока, %	Расход, л/км ² сек	Коэффициент стока, %
Сентябрь	83	971	20	14
Октябрь.....	84	60	3	2
Ноябрь.....	95	118	7	9
Декабрь.....	92	45	11	8
Январь	124	48	197	68

Непроницаемые поверхности со слабым уклоном обладают малым коэффициентом стока во все сезоны. Расходы при этом далеко неравномерны, но не имеют таких резких пик, как для крутых непроницаемых склонов. Равнины с грубыми песчаными почвами, залегающими на значительную глубину, дают наиболее ровный расход.

Сравнительная проницаемость пород может быть приблизительно определена тщательным осмотром поверхности бассейна, причем должно быть обращено внимание на выходы скал и на обнажения в оврагах и выемках.

20. Болота и озера. Увеличение расхода из естественного водоема происходит вследствие подъема его уровня, который вызывает увеличение глубины и уклона в истоке. Это повышение уровня создает временный запас воды и задерживает сток, выравнивая его. Размеры этого выравнивания расходов зависят от высоты подъема и площади водной поверхности. Узкие выходы, требующие большего изменения уровня водоема для изменения расхода реки, создают хорошее естественное регулирование и относительно равномерный сток.

Хотя озера и болота выравнивают расходы реки, испарение с их поверхности уменьшает общий сток. Влияние испарения значительно во время высокой воды, а высокие расходы сильно снижаются при больших площадях озер и болот. Во время сильно засушливых периодов интенсивное испарение может уравновешивать или превосходить поверхностный сток, если водная поверхность составляет большой процент водосбора, причем сток может падать до нуля.

Процент стока, который испаряется с водной поверхности бассейна, зависит от соотношения площадей водной поверхности и суши и от интенсивности испарения с воды. В § 9 было указано, что испарение с водной поверхности уменьшается с увеличением глубины воды. Поэтому глубокие озера лучше регулируют сток, чем мелкие пруды и болота. Исключительная равномерность стока р. Ришелье (Richelieu) (фиг. 48) создается регулирующим действием оз. Шамплэн (Champlain), обладающего значительной глубиной. Неглубокие озера с широкими выходами и в особенности заболоченные площади хотя и выравнивают высокие и нормальные расходы, представляют собой угрозу в засушливые периоды вследствие большого испарения.

Регулирующее действие естественных водоемов в низкую воду зависит в основном от двух условий: во-первых, от возможного испарения, определяемого отношением площади водной поверхности к общей площади бассейна и глубиной воды, и, во-вторых, от характера водоема, т. е. его площади и ширины выхода. Оба эти условия могут как благоприятствовать регулированию, так и иметь обратное влияние на сток, в зависимости от того, преобладает ли действие испарения или регулирования.

Действие озер и болот надо оценивать согласно тому, что имеет наибольшую ценность для работы станции—минимальные ли расходы или нормальные. Отдача установки без теплового резерва фиксируется минимальными расходами, и в этом случае большие протяжения болот и озер в бассейне могут отражаться неблагоприятно. Установки, работающие с резервом, или поставляющие сезонную (вторичную) энергию, или имеющие небольшие водохранилища, зависят в своей отдаче от нормальных расходов воды, и на них наличие неглубоких озер и болот в бассейне может отразиться благоприятно. Установки с большими водохранилищами почти не нуждаются в естественном регулировании, и их отдача падает от влияния неглубоких озер и болот, поскольку они уменьшают общий сток.

21. Растительность. Влияние распространения и характера растительности на размеры и распределение стока сказывается, главным образом, посредством влияния растительности на испарение. По-видимому, окончательно доказано, что обработка проницаемых почв, залегающих над глубокими непроницаемыми слоями, благоприятствует образованию грунтовых вод и, следовательно, равномерности стока. Мейер считает, что если уровень насыщения находится ниже поверхности, примерно, на 6 м для глинистой подпочвы и около 3 м для песчаной, грунтовые воды недосыгаемы для всякой растительности, за исключением векового леса.

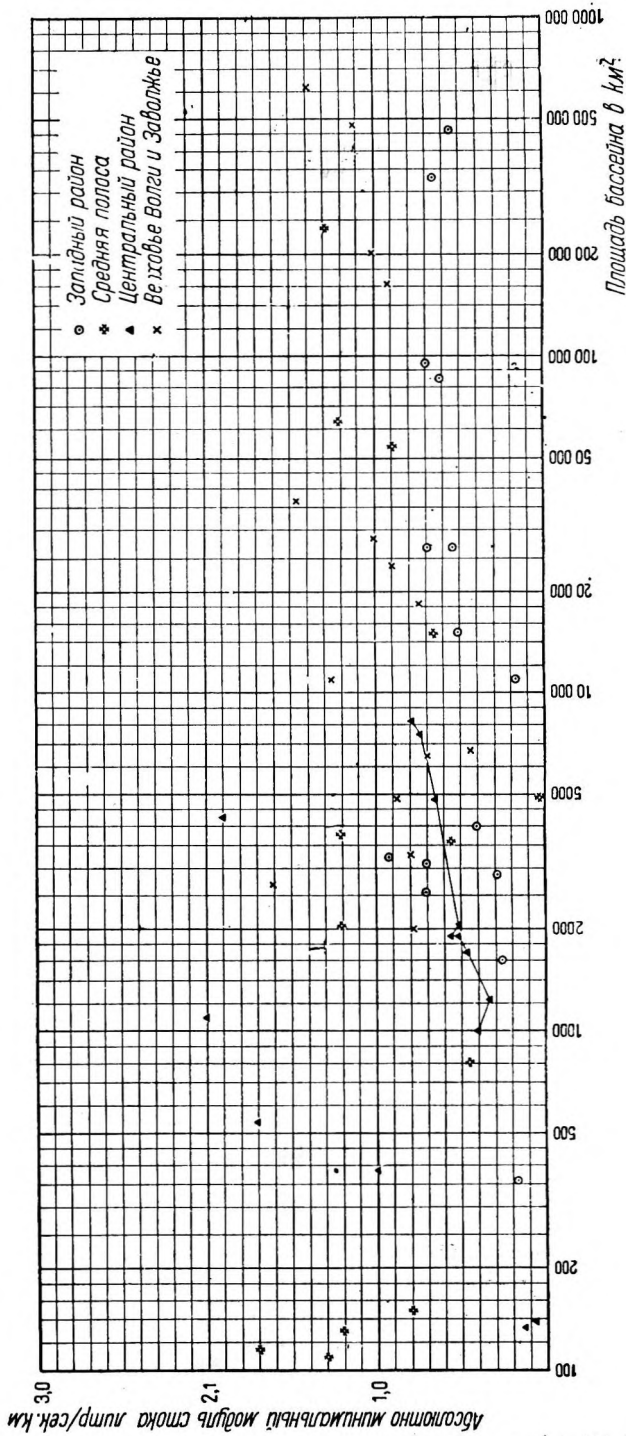
Относительное влияние обработки почвы и лесного покрова на сток низкой воды почти одинаково. Вспашка разрыхляет твердую гладкую поверхность и увеличивает просачивание. Корни деревьев открывают пути для просачивания не только в почву, но и в коренные породы, попадая в трещины и расширяя их, а гумусовый покров в девственных лесах задерживает сток, увеличивая возможность фильтрации.

Транспирация больше на обработанных землях, чем в лесу, в период высокого стояния грунтовых вод и меньше в другие периоды. Это происходит потому, что потребности транспирации при одинаковой близости воды больше для обработанных площадей, но корни деревьев простираются на большую глубину. Вырубка лесов на крутых скалистых склонах приводит к уменьшению низких расходов воды. Для равнин с толстым слоем песчаных почв уничтожение лесов, вероятно, является выгодным, так как прекращает расход на транспирацию воды, поднимаемой системой глубоких корней, и в то же время задерживающее сток влияние леса, увеличивающее просачивание, здесь менее необходимо.

Потребность в грунтовой воде всех видов растительности очень велика во время засухи, и когда непроницаемый слой задерживает грунтовые воды близко от поверхности, расходование их на транспирацию весьма велико, особенно для обработанных площадей. С другой стороны, обработка площадей с глубоко лежащей системой грунтовых вод дает увеличение низких расходов, и эта обработка особенно благоприятно действует при больших уклонах. Влияние растительности на низкие расходы относительно невелико по сравнению с влиянием геологических и топографических условий водосбора.

22. Географические характеристики бассейна. Сток на единицу поверхности в низкую воду увеличивается с площадью бассейна, так как естественное регулирование увеличивается с ростом площадей. Фиг. 20, показывает, что, беря большие районы, мы не замечаем сколько-нибудь ясной связи между величиной минимального модуля стока в л/сек км² и площадью бассейна. Однако, если мы возьмем достаточно однородный район, как, например, бассейн Москвы-реки, точки для которого соединены на фиг. 20 ломаной линией, то мы обнаруживаем явное возрастание модулей с площадью бассейна, несмотря на то что период наблюдений для малых бассейнов был короче. Отсутствие связи для общего комплекса точек полностью объясняется тем, что при крайней разнообразности гидрогеологических условий даже для близких районов разброс точек совершенно скрывает малые изменения модуля минимального расхода, связанные с изменением площади, хотя мы и вправе по логическим соображениям ожидать такого изменения минимальных модулей (фиг. 20).

Для небольших скалистых бассейнов и для малых площадей, где имеет



Фиг. 20. Связь между минимальными модулями стока и площадью бассейна для рек Европейской части СССР.

место глубокое просачивание, сток в низкую воду может быть ничтожным, но для рек, показанных на фиг. 20, колебания малых расходов на единицу площади, вероятно, вызываются большей относительно повторяемостью дождей для больших бассейнов.

В то время как минимальный расход на единицу площади увеличивается с площадью бассейна, максимальный расход на единицу площади уменьшается с ее увеличением. По-видимому, влияние размера площади бассейна на нормальные расходы и суммарный сток меньше, чем на минимальные и максимальные расходы (если не сказать — ничтожно. *Ред.*).

При прочих равных условиях испарение меньше для высоких отметок. Кроме того, при известных условиях, описанных в § 1, осадки увеличиваются с высотой над уровнем моря. Поэтому можно ожидать увеличения модуля стока для более высоких отметок. А. Хазен¹ нашел, что в грубом приближении для условий Массачусетса сток в сантиметрах может быть определен по следующему уравнению:

$$R = 49,3 + 0,053 E,$$

где R — сток в сантиметрах;

E — средняя отметка над уровнем моря в метрах.

Пользуясь этим уравнением, можно, например, определить, что сток при отметке 300 м будет на 33% больше, чем над уровнем моря. Это отношение применимо только к поверхности суши и было выведено для наблюдаемых величин стока с поправкой, согласно которой принималось, что 3 квадратных единицы водной поверхности вследствие большего испарения дают тот же сток, как одна такая же квадратная единица суши.

Более высоко расположенные бассейны обычно более круты и менее проницаемы. Вследствие этого с них можно ожидать большего суммарного стока; но низкие расходы на них могут быть много меньше, так как нет благоприятных условий для образования грунтового запаса воды.

23. Температура. Влияние температуры на размеры и распределение стока сказывается преимущественно в ее влиянии на испарение, как было пояснено выше. Но, кроме того, низкие температуры могут иметь важное значение для стока.

В северных широтах отсутствие нормального снегопада вызывает глубокое промерзание почвы, и если грунтовые воды лежат близко к поверхности земли, они также могут замерзнуть и не участвовать в зимнем стоке. Если почва промерзнет ниже горизонта насыщения, то весьма малая часть зимних осадков может быть ею поглощена, осадки останутся на поверхности в виде снега и льда или стекают в реку в виде поверхностного стока. В таких случаях расход реки между периодами дождей идет полностью за счет грунтовых вод, которые постепенно расходуются, пока весенняя оттепель не откроет поверхность почвы для просачивания новых запасов влаги. Замерзшая почва не является обычно непроницаемой, если только она не покрыта льдом или если замерзание не достигло уровня грунтовых вод. Ранний толстый снеговой покров защищает почву от глубокого промерзания, и если глубина промерзания при этом не достигла грунтовых вод, вода при зимних оттепелях будет поглощена почвой.

При первом образовании льда на поверхности реки он сразу повышает шероховатость русла, и часть расхода идет на создание уклона и повышение уровня для поддержания требующейся пропускной способности реки.

В результате получается резкое понижение расхода, которое продолжается до установления зимнего режима реки.

В крайних северных широтах озера и реки с малым уклоном замерзают на значительную толщину, и количество воды, остающейся, таким образом, в связанном состоянии в реках и неглубоких озерах, составляет заметную часть зимнего стока. В. Хойт (W. G. Hoyt¹) приводит пример, показывающий возможность такого задерживания более чем 20% зимнего стока в течение двухмесячного периода, следовавшего за замерзанием. Льдообразование на глубоких озерах не имеет заметного влияния на сток, если при этом не уменьшается пропускная способность выхода из озера. Очень мелкие реки, текущие в широком русле могут промерзнуть глубже своего ложа; при этом подземный сток прекращается и река питается только поверхностным стоком².

24. Просачивание и другие потери. Часто происходят значительные потери воды из водохранилищ, залегающих в пористых породах, особенно в засушливых районах и из длинных необделанных каналов.

При отсутствии непроницаемых пород фильтрация из водохранилища зависит от уровня грунтовых вод и от геологической структуры основания. В засушливых районах, где водоносный горизонт находится на значительной глубине, наблюдались потери до 30% расхода, когда плотины были построены на особо проницаемых породах. Исключительные размеры фильтрации требовали в некоторых случаях облицовки дна мелких резервуаров.

А. Девис (A. P. Davis)³ в табл. 5 дает потери на фильтрацию из водохранилища Дир Флэт (Deer Flat). Надо отметить, что фильтрация постепенно уменьшается с продолжительностью работы сооружения. Это следует отнести за счет пропитывания подпочвы водой и подъема грунтовых вод, но не за счет действительного уплотнения (кальматации) грунтов.

Таблица 5

Потери на фильтрацию из водохранилища Deer Flat, Айдахо

Годы	Средняя площадь затопления, га	Максимальная площадь затопления, га	Потери на испарение, га/м	Всего потерь, га/м	Потери на фильтрацию, га/м	Средние потери на фильтрацию	
						га/м в день	мм в день
1909	0549	1013	0587	7114	6527	4,817	32
1910	1216	1580	1297	11795	10495	3,495	24
1911	1806	2551	1927	18628	16702	3,742	25
1912	1873	2835	2001	10508	8508	1,840	12
1913	2126	3321	2272	11052	8779	1,667	11
1914	2161	3402	2309	10137	7828	1,482	10
1915	2075	3281	2211	8324	6113	1,198	8
1916	1952	2795	2087	5430	3343	0,792	5
1917	1822	3058	1359	4001	2643	0,593	4
Среднее .	1731	2648	1787	9,665	7882	—	—
Всего .	15580	23836	16050	86,989	70938	—	—

¹ (Управление геологических исследований.) U. S. Geological Survey, „Water Supply Paper“ № 337, 1913.

² Это явление приводит к дальнейшему замерзанию воды, вышедшей на поверхность льда — так называемой „наледи“. *Ред.*

³ „Eng. News Record“, vol. 80, 1918, p. 668.

Некоторые виды скалы являются плохим основанием для высоких плотин. Девис считает, что гипсы и известняки при наличии карстов обладают большей способностью фильтрации и что вулканические породы и крупнозернистый песчаник не внушают доверия.

В засушливых районах потери из необлицованных каналов и водохранилищ могут быть весьма велики, если грунты проницаемы. На основании опытов Е. Морица (Е. А. Moritz)¹ и др. Этчевери (Etcheverry)² дает следующие средние потери³ в необлицованных каналах при нормальном отношении ширины к глубине (большие значения относятся к каналам, работающим менее 5 лет):

Таблица 6

Потери в м³/м² смоченной поверхности для каналов при отсутствии влияния подъема грунтовых вод

Х а р а к т е р г р у н т а	За 24 часа	
	м ³ /м ²	
	от	до
Непроницаемая мергельная глина	0,076	0,107
Среднепроницаемая мергельная глина, подстилаемая водонепроницаемым слоем на глубине не более 0,6—0,9 м под ложем.....	0,107	0,153
Обыкновенная мергельная глина, нанос, ил.....	0,153	0,229
Гравелистая или песчаная мергельная глина, цементированный гравий, песок и глина	0,229	0,305
Песчаный мергель.....	0,305	0,458
Рыхлая песчаная почва.....	0,458	0,534
Гравелистый песок	0,610	0,763
Пористые гравелистые почвы.....	0,763	0,915
Весьма гравелистые почвы.....	0,915	1,830

Большая часть опытов, на которых основана табл. 6, проведена в каналах, расположенных в засушливых районах, где грунтовая вода стоит очень низко и имеется только на время оросительного сезона. Каналы гидроустановок работают постоянно, и потери во время дождливого сезона значительно меньше благодаря высокому уровню грунтовых вод.

Сказанное выше относится только к засушливым районам западных штатов, где грунтовые воды часто лежат на очень большой глубине. Но и там каждый отдельный случай может сильно отличаться от данных табл. 6. Если уровень грунтовых вод, характер поверхности, эффективный размер зерен и порозность грунтов известны, вполне возможно подсчитать для каждого случая с достаточной точностью вероятный размер потерь на фильтрацию. Метод такого расчета детально описан в работе Ioel E. Justin, „The Design of Earth Dams“, „Trans. Ain. Soc. Civ. Eng“, т. XXXVI. (Джозель Джестин, „Проектирование земляных плотин“).

25. Библиография. (См. также библиографию § 7 и 16.)

¹ „Eng. News Record“, vol. 70. 1913, p. 402.

² „Irrigation Practice and Engineering“, vol. 11.

³ Включая 5,10% потерь на испарение.

1. A. T. M e y e r, Elements of Hydrology, John Wiley and Sons, 1917. (А. Ф. М а й е р, Элементы гидрологии.)
 2. D. W. Mead, Hydrology, M. Graw Hill book Cov, 1919. (Д. В. Мид, Гидрология.)
 3. R. E. Horton, Failure of Hydraulic Projects from lack of Water prevented by better Hydrology, „Engineering News Record“, vol. 78, 1917, p. 490. (Р. Е. Хортон, Неудача проектов и использования водной энергии вследствие недостатка воды предотвращена благодаря гидрологии.)
 4. J. C. H o u t, Comparison between Rainfall and Runoff in Northern U. S., „Trans. Am. Soc. C. E.“, vol. LIX, 1907. (Дж. С. Хойт, Сравнение осадков и стока в северных штатах.)
 5. R. E. Horton, Drainage basin Crop Studies and Water Supply Estimates, „Eng. News Record“, vol. 79, 1917, p. 359. (Р. Е. Хортон, Изучение растительности бассейна помогает расчету водоснабжения.)
 6. W. G. H o u t, Effects of Ice on Stream Flow, „U. S. Water Supply Paper“ № 336, 1913 (В. Г. Хойт, Влияние льда на расход воды.)
 7. A. F. M e y e r, Computing Runoff from Rainfall and other physical data, „Trans. Am. Soc. C. E.“, vol. XXI, 1915, p. 1956. (А. Е. Мейер, Расчет стока по осадкам и другим физическим данным)
 8. C. C. V e g m e u l, Water Supply of New Jersey, 1894. (С. С. Вермейль, Водоснабжение Нью-Джерси.)
 9. Annual Report. State Geologist of New Jersey, 1899. (Годовой отчет геолога штата Нью-Джерси.)
 10. G. W. Rafter, Relation of Rainfall to Runoff, „U. S. Water Supply Paper“ № 80. Р. В. Рафтер, Связь стока с осадками.)
 11. C. E. Grunsky, Rainfall and Runoff Studies, „Proc. Am. Soc. C. E.“, 1921, сентябрь. (С. Е. Грунский, Изучение осадков и стока, Протоколы Ам. о-ва инж.)
 12. K. A. Heron, Evaporation and Seepage Losses from Irrigation Reservoirs, „Eng. News“, vol. 74, p. 308. (К. А. Хирон, Потери на испарение и фильтрацию из ирригационных водохранилищ.)
 13. Allen Hazen, Effects of Elevation upon Runoff from Catchment area, „Eng. News Record“, vol. 89, 1922, p. 62. (А. Хазен, Влияние высоты места на сток с водосбора.)
-

Оценка стока реки

26. Общий обзор. Все расчеты расходов реки основаны на данных водомерных наблюдений, полученных на месте предполагаемого использования, вблизи него или на соседних реках. Оценить расход реки с точностью, достаточной для практических целей, пользуясь одними данными об осадках, невозможно.

Можно указать следующие основные цели, для которых делается определение стоков используемых рек:

1. Определение средней годовой отдачи установки.
2. Определение дополнительной энергии, получаемой благодаря регулированию.
3. Определение минимальной годовой отдачи.
4. Определение объема водохранилища для регулирования расхода до заданной минимальной величины.
5. Определение минимальной суточной отдачи без регулирования.

При одинаковой степени точности количество требуемых данных, наименьшее для первого пункта, возрастает в порядке их перечисления. В табл. 1 даны вероятные отклонения средних значений, полученных по кратковременным наблюдениям над осадками, от истинного среднего. Есть основания предполагать, что наблюдения над расходами подвержены небольшим ошибкам. Это относится к вероятным ошибкам при вычислении по стоку средней годовой отдачи и средней годовой мощности, обеспечиваемой водохранилищем по пп. 1 и 2. При расчете расходов, определяющих минимум отдачи годовой и суточной, и при расчете объема водохранилища, регулирующего расход до заданного минимума, задача решается на основе теории вероятностей. Общее решение ее дано в § 86. Минимальная годовая или суточная отдача может быть определена только как вероятная, повторяемость которой не больше, чем один раз в заданное число лет. Размером водохранилища, требующимся для выравнивания расхода до заданного минимума, будет тот, который понадобится не чаще, чем один раз в заданное число лет. Методы, обычно употребляемые для расчета размеров и распределения используемого стока, изменяются с продолжительностью и характером имеющихся наблюдений. Эти данные можно квалифицировать следующим образом:

- 1) продолжительные наблюдения на месте использования;
- 2) кратковременные наблюдения на месте использования;
- 3) отсутствие наблюдения на месте использования.

Все данные должны быть исправлены на количество воды, изъятной из бассейна на орошение, водоснабжение и пр, и на увеличение потерь на испарение, если проектируются большие водохранилища.

27. Гидрометрические наблюдения на месте использования¹. Хотя

¹ См. 2-ой том, главу XXXIV, Описание гидрометрических работ.

в тысячах пунктов САСШ установлены водомерные посты, данных по расходам воды для отдельных гидрометрических станций за длительный период сравнительно немного. Наиболее важные данные печатаются в бюллетенях «Water Supply Papers», Управления геологических исследований в САСШ в Вашингтоне. Инженерный корпус армии САСШ и многие штаты также печатают годовые таблицы гидрометрических данных и различные материалы по изучению рек. Надежные данные иногда могут быть получены от гидроэлектрических компаний, компаний по водоснабжению и от городских комиссий и инженеров по водоснабжению.

Бюро погоды САСШ публикует ежедневные уровни воды по многим рекам, но без данных по расходам воды. Материалы по крупным рекам можно найти в десятой переписи САСШ т. XVI и XVII. Измерения расходов приведены в «Water Supply Papers» Управления геологических исследований САСШ, выходящем ежегодно в 12 частях, причем каждая часть соответствует району, границы которого совпадают с естественными границами крупных бассейнов, объединенных по гидрологическим характеристикам, как показано ниже:

часть I — бассейн северного побережья Атлантического океана,

» II — бассейн южного побережья Атлантического океана и восточного побережья Мексиканского залива,

часть III — бассейн р. Огайо (Ohio River),

» IV — бассейн р. св. Лаврентия (St. Lawrence River),

» V — бассейн Верхнего Миссисипи и Гудзонова залива (Mississippi River and Hudson Bay),

VI — бассейн р. Миссури (Missouri River),

» VII — бассейн Нижнего Миссисипи,

» VIII — бассейн западного побережья Мексиканского залива,

» IX — бассейн р. Колорадо, (Colorado River),

» X — Большой бассейн (штаты Невада, Орегон, Калифорния, Ута, Уайоминг, Айдахо, *Прим. перев.*), не имеет стока в океан,

» XI — бассейн Тихого океана и Калифорнии,

» XII — бассейн северного побережья Тихого океана.

Другие бюллетени, публикуемые периодически, содержат данные по водным ресурсам отдельных районов, включая материалы гидрологии, гидрографии, расходам воды, по анализам воды, водной энергии, возможному энергетическому использованию, грунтовым водам, профилям рек и пр.

Бюллетень водоснабжения № 340 содержит список всех бюллетеней водоснабжения и других изданий Управления гидрологических исследований, которые относятся к указанным выше районам, до 1913 г. включительно. Там же дан список всех рек, где имелись водомерные наблюдения до этого времени, с указанием числа лет отдельных наблюдений. На стр. 4 этого бюллетеня даны указания номеров бюллетеней водоснабжения, содержащих данные по измерениям расходов для каждого района по годам.

Список, рек, на которых ведутся наблюдения в каждом районе, с указанием числа лет отдельных наблюдений можно найти в конце каждого из позднейших бюллетеней соответствующего района.

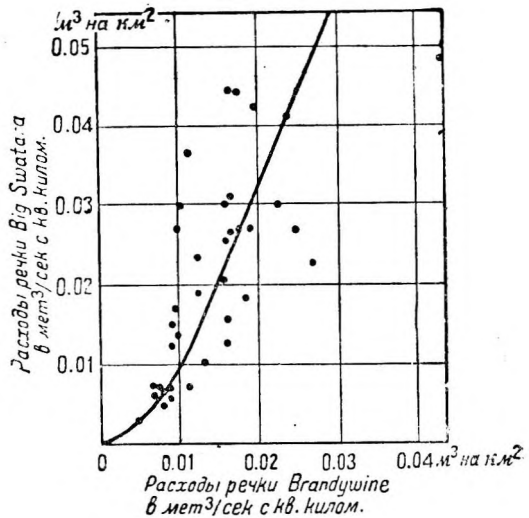
Издание Управления под заглавием «Список изданий Управления геологических исследований САСШ», август 1921 г., содержит список всех бюллетеней, изданных до этого времени.

Вероятная точность данных обычно указана в отчетах. Коэффициент

запаса всегда следует применять, чтобы покрыть возможные неточности измерений и, как указано выше, компенсировать возможность того, что наблюдаемые годы не соответствуют средним условиям или не включают лет с достаточно низкими расходами¹.

28. Распространение наблюдений на месте на более длительный период. Период гидрометрических наблюдений может быть продолжен включением дополнительных лет посредством установления зависимости между наблюдаемыми расходами и одновременными расходами соседней реки, на которой наблюдения имеются за более длительный срок. На фиг. 21 дана кривая связи стока рр. Little Swatara и Brandywine Creek в Пенсильвании за 3 года одновременных наблюдений. Каждая точка указывает соответствующий месячный модуль стока в л/м² площади бассейна. После нанесения данных всех совпадающих по времени наблюдений по точкам проведена средняя кривая. Пользуясь этой кривой, можно по более продолжительным данным соседней реки получить вероятные расходы используемой реки за недостающие годы. Фиг. 21 ясно показывает, что в низкую воду сток р. Brandywine Creek больше, тогда как в высокую воду р. Little Swatara имеет более значительный сток².

Предположим, что на рассматриваемой реке *A* имеется 10 лет наблюдений, а на соседней реке *B*—20 лет, из которых 4 года наблюдений перекрывают наблюдения, имеющиеся на *A*. Если между двумя реками установлена кривая



Фиг. 21. Типичная кривая зависимости расходов.

связи стока, как описано выше, то полный период вычисленных данных стока будет для *A* равным $10 + 20 - 4 = 26$ лет. Вероятная ошибка от того, что на реке *A* имеется только 10 лет наблюдений, при расчете средней мощности будет около 7% согласно табл. 1. Если между двумя реками устанавливается безукоризненная кривая связи, полученный за 26 лет сток будет иметь вероятную ошибку всего около 2,4%. Следующее уравнение дает максимальную допустимую ошибку при установлении связи расходов двух рек в целях распространения наблюдений одной реки на другую:

$$x_3 = \frac{100 y_2}{y_2 - y_1} \cdot \left(1 - \frac{100 - x_1}{100 - x_2} \right),$$

где x_3 — допустимая ошибка при пользовании кривой связи стока;

¹ В СССР издание материалов по гидрологии производится Гидрометкомитетами при НКЗемле СССР и отдельных республик.

² Подобные кривые связи правильнее всего строить методами корреляции. В огромном большинстве случаев ограниченность данных заставляет считать корреляционную связь прямолинейной ввиду невозможности доказать наличие криволинейной связи. *Ред.*

x_1 — вероятная ошибка в процентах при пользовании только наблюдениями на реке A ;

x_2 — вероятная ошибка в процентах в распространенных данных по реке A при наличии вполне тесной (функциональной) связи между расходами обеих рек;

y_1 — число лет наблюдений на реке A ;

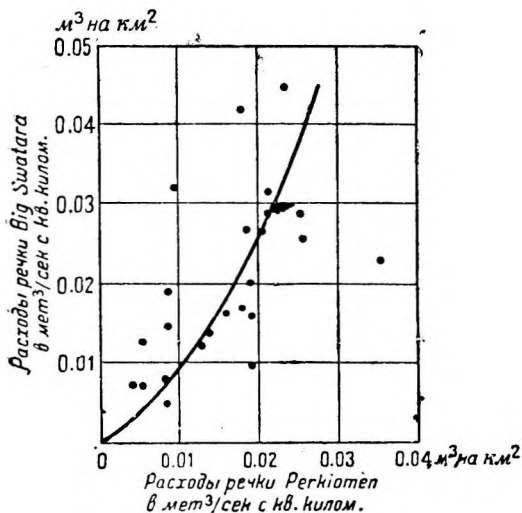
y_2 — число лет наблюдений на реке B .

Произведя подстановку указанных выше величин, имеем;

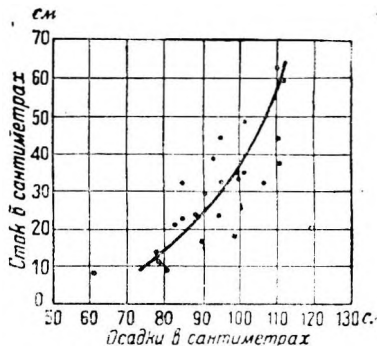
$$x_3 = \frac{100 \cdot 20}{20 - 10} \cdot \left(1 - \frac{100 - 7}{100 - 2,4} \right) = 9,43\% \quad 1.$$

Если можно предполагать, что при установлении связи стока накопится ошибка 9,43 % и более, распространение наблюдений не принесет пользы,

и следует употреблять для расчета только наблюдения на реке A . Вероятная ошибка при построении связи может быть установлена только сужде-



Фиг. 22. Недостаточно точная кривая зависимости расходов.



Фиг. 23. Зависимость между годовыми осадками и стоком.

нием специалиста, и на нее значительно влияют продолжительность совместных наблюдений и сравнительный характер стока обеих рек. Чем меньше среднее расстояние точек от кривой, тем выше степень точности. Кривая на фиг. 21 намечается довольно хорошо, но вероятная ошибка в 10—15% не кажется здесь чрезмерной. Кривая фиг. 22 плохо определена и может дать ошибку в 20—30%. Если характер стока для обеих рек существенно различен, более точная связь может быть получена построением кривых для каждого месяца или сезона. В таких случаях можно брать недельные средние расходы вместо месячных, чтобы получить достаточное количество точек для построения кривой.

Был предложен целый ряд методов² для расчета размеров и распределения стока по связи между стоком и осадками с применением этой связи к продолжительным наблюдениям над осадками. Эти методы могут иметь какую-либо ценность только в том случае, если связь между осадками и стоком

¹ Это уравнение, по-видимому, не основано на теории наблюдений, и потому им нужно пользоваться с осторожностью. *Ред.*

² См. Библиографический указатель § 31.

основана по крайней мере на нескольких годах совместных наблюдений. Многие из методов теоретически правильны, но мало точны. Так как многочисленные факторы влияют на связь между осадками и стоком и факторы эти еще недостаточно изучены, то вполне вероятно, что ошибки при таком распространении наблюдений над стоком могут быть очень велики. Главное препятствие к употреблению этих методов состоит в трудности определения вероятной степени точности. Кроме того, методы, которые включают рассмотрение всех главных агентов, влияющих на сток, требуют большой затраты труда и времени.

В табл. 7 дана для примера связь между осадками и стоком для бассейна р. Мейами, выше Дэйтона, Огайо¹. Годы совместных наблюдений осадков и стока² использованы для установления связи. Гр. 2 и 4 изображены на фиг. 23 в виде графика.

Таблица 7

Годовые осадки, сток и температуры в бассейне
р. Мейами (Miami River) (Dayton) Огайо

Годы (год кончается 30 сентября)	Осадки, мм	Температуры, °Ц	Наблюденный сток, мм
1	2	3	4
1894	780	12,6	124
1895	864	11,7	94
1896	1 173	12,2	206
1897	846	11,9	325
1898	1 125	12,8	353
1899	869	11,8	246
1900	892	12,4	168
1901	765	11,9	142
1902	803	10,6	147
1903	942	12,0	320
1904	993	9,9	333
1905	978	10,8	180
1906	843	11,6	234
1907	1095	11,0	437
1908	958	11,7	450
1909	998	11,8	333
1910	922	11,3	384
1911	1 011	12,0	353
1912	1 113	10,4	587
1913	1 090	12,2	620
1914	820	11,8	210
1915	1 062	11,3	307
1916	1 014	11,8	488
1917	907	10,6	290
1918	935	10,2	239
Среднее за 25 лет	967	11,53	301

¹ Заимствовано из работы I. E. H o u k , Rainfall and runoff in the Miami valley („Осадки и сток в долине р. Мейами. Технический доклад Районного управления охраны“, ч. III, 1921).

² См. § 4.

Фиг. 23 очень типична и показывает, что на колебания годового стока больше влияет распределение осадков в течение года, чем суммарное количество их. Средняя годовая температура, показанная в гр. 3, так близка к постоянной* величине, что, вероятно, мало влияет на колебания стока. Очевидно, что такая связь, если ее использовать для продолжения периода наблюдения стока, может повести к значительным ошибкам для отдельных лет, хотя средние величины могут быть близкими к истинным.

29. Отсутствие гидрометрических наблюдений на месте. Если на месте проектируемой установки не имеется гидрометрических наблюдений, расчет стока следует вести на основании данных соседних гидрометрических станций. Если наблюдения имеются для створа той же реки, находящегося на близком расстоянии от створа проектируемой установки, задача не представляет большой трудности. В таких случаях принимается, если оба водосбора не различаются резко в гидрологическом отношении, что сток с единицы площади будет одинаков.

Площади бассейнов могут быть получены из различных источников. Наилучшие данные обычно можно получить по топографическим картам. Если достаточно точных карт не имеется, необходимы дополнительные изыскания.

Если гидрометрические наблюдения имеются только по створу, находящемуся на значительном расстоянии от заданного и в особенности, если они относятся к другой реке, расчет стока должен быть произведен по ним с соответствующими изменениями, чтобы компенсировать разницу в площадях, количестве осадков и характере стока для обоих бассейнов. Практическое разрешение вопроса в таких случаях требует суждения весьма опытного специалиста, тщательных исследований бассейна, изучения всех имеющихся данных по физическим и климатическим особенностям района и глубокого знания в области действия многочисленных факторов, описанных выше.

Ошибка, которая может получиться, если принять тот же модуль стока для двух водосборов без исправлений на различие их гидрологических характеристик, хорошо иллюстрируется сравнением модулей стока для Big Swatara Creek и Brandywine Creek, приведенном на фиг. 21. В некоторых случаях ошибки могут дойти до 100%. Фиг. 21 ясно указывает на относительную непроницаемость грунтов бассейна Big Swatara Creek, что увеличивает суммарный сток, но уменьшает накопление грунтовых вод и расход в низкую воду.

Если имеются наблюдения для створов, расположенных выше и ниже места использования, расчет расходов часто с достаточной точностью может быть получен интерполяцией.

Кратковременные наблюдения на той же реке относительно близко к месту установки всегда следует предпочесть длительным наблюдениям на другой реке, потому что в первом случае хотя бы часть бассейна идентична. Однако эти кратковременные наблюдения могут быть распространены на более долгий период посредством построения кривой связи стоков, как объяснено в § 28. Если нет гидрометрических наблюдений на месте проектируемой установки или вблизи его, надежного расчета стока сделать нельзя. Признавая возможность с некоторой степенью точности расширить пределы периода наблюдений установлением связи между осадками и стоком по методу, указанному в § 28, инженеры обычно сходятся в том, что невозможно установить такую связь без помощи по крайней мере нескольких лет наблюдений над расходами, особенно для случаев, когда необходимо знать распределение стока во времени.

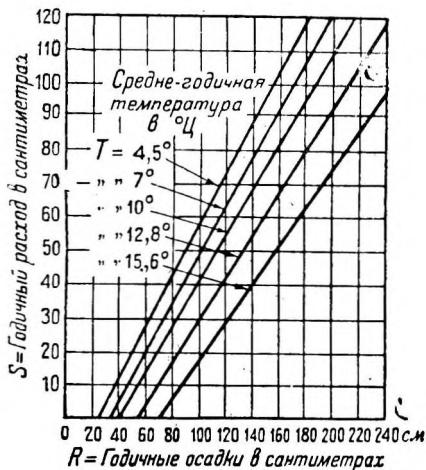
Вермейль¹ дает следующую формулу для определения годового стока :

$$S = R - (27,9 + 0,29R) \cdot M,$$

где S — суммарный годовой сток в сантиметрах,

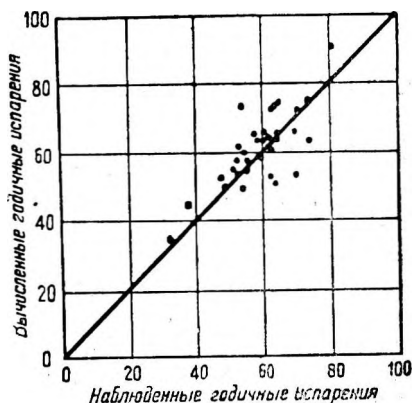
R — годовые осадки в сантиметрах,

M — коэффициент, зависящий от средней годовой температуры.



Фиг. 24. Приближенная зависимость между годовыми осадками, температурой и стоком (по Вермейлю).

Значения коэффициента M , рекомендуемые Вермейлем, были использованы

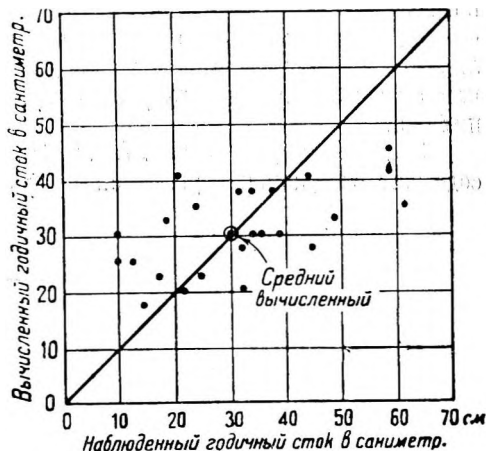


Фиг. 25. Сравнение наблюдаемых испарений с испарениями, вычисленными по уравнению Вермейля.

для построения кривых на фиг. 24. Вышеприведенное уравнение получено в результате изучения влияния лесов на испарение, и хотя оно не претендует на большую точность, оно получило широкое распространение.

Фиг. 25, показывающая сравнение между наблюдаемыми и вычисленными по уравнению Вермейля значениями среднего годового испарения ($R - S$), построена по данным наблюдений рек в САСШ и других странах. Ошибка в 50% обычна при вычислении среднего годового стока за значительный период по уравнению. В засушливых районах ошибки могут быть и больше.

Сток р. Мейами выше Дэйтона (Огайо), вычисленный по уравнению Вермейля, дан в табл. 7 в гр. 5. Наблюденный и вычисленный сток, показанные в гр. 4 и 5, сопоставлены на фиг. 26. Из нее видно, что уравнение Вер-



Фиг. 26. Зависимость между наблюдаемым стоком на реке Мейами у Дэйтона (Огайо) и стоком, вычисленным по уравнению Вермейля.

¹ См. № 9 Библиографического указателя § 25.

мейля, примененное к отдельным годам, может давать ошибки в несколько сот процентов, хотя наблюдаемое и вычисленное значения стока за длительный период могут быть весьма близкими между собой.

30. Регулирование. Спрос на энергию обычно не согласуется с колебаниями естественного расхода реки. Поэтому, если только значительная часть стока не сбрасывается бесполезно, необходимо иметь пруд или водохранилище для регулирования расхода таким образом, чтобы он соответствовал требованиям, предъявляемым к гидроэлектрической станции.

Регулирование состоит в накоплении значительного количества воды во время расходов, превышающих потребление, для использования их в период маловодья. Регулирующие водохранилища должны срабатывать таким образом, чтобы отдаваемый ими расход вместе с естественным расходом с водосбора между водохранилищем и станцией возможно лучше соответствовал потребности станции в воде.

Когда водохранилище находится на некотором расстоянии от станции, невозможно отрегулировать расход из него с достаточной точностью, так чтобы покрывать внезапные колебания нагрузки или компенсировать изменение расхода с промежуточной площади бассейна. Вследствие этого необходимо иметь некоторую регулируемую массу воды непосредственно вблизи станции. Ее можно использовать быстро при внезапных изменениях нагрузки и для компенсации неточности работы отдаленного водохранилища. Если водохранилища вообще не имеется, верхний бьеф станции должен служить для регулирования естественных расходов в соответствии с суточным или недельным графиком потребления. Обычно спрос на энергию сильно колеблется в течение суток и среднее потребление за рабочий день часто существенно отличается от потребления в выходной день. Среднее недельное потребление обыкновенно довольно постоянно. Поэтому водохранилище у станции при отсутствии другого водохранилища предназначается обыкновенно для регулирования среднего недельного расхода в соответствии с отклонениями потребления от среднего недельного. В общем, под длительным регулированием посредством водохранилища подразумевается выравнивание естественных, низких расходов реки до некоторого равномерного расхода. Суточное регулирование служит для перераспределения зарегулированного выше расхода или естественного расхода реки в течение суток, если нет другого водохранилища.

31. Библиография. № 1, 7, 8, 9, 10, 11 Библиографического указателя § 25 содержат специальные указания по расчету стока в зависимости от осадков.

Глава V

Паводки

32. Общий обзор. Ввиду того что на величину паводка влияет бесконечное количество разнообразных условий, вероятность прохода наибольшего возможного с данного водосбора паводка за время существования установки также бесконечно-мала. По закону вероятности чем больше паводок, тем меньше частота его появления. Так как максимальный паводок, который данный водосбор может дать, находится за пределами практического расчета, принято определять величину паводков в зависимости от вероятной повторяемости их. Тогда величина паводка, которая за период n лет будет достигнута или превзойдена только один раз, называется n -летним паводком.

Так как стоимость плотины возрастает с размерами максимального паводка, на который она рассчитана, принято там, где повреждение плотины не угрожает человеческим жизням, рассчитывать водослив на 50-летний или даже 20- или 10-летний паводок, если можно доказать, что периодическое исправление причиняемых им повреждений более выгодно, чем вложение дополнительных средств на увеличение пропускной способности водослива с расчетом на более высокие паводки. При этом, однако, всегда следует учитывать то обстоятельство, что хотя n -летний паводок имеет повторяемость раз в n лет, паводок больший может случиться во всякое время и даже повториться за короткий промежуток времени. При проектировании больших сооружений, расположенных выше крупных населенных центров, в расчет следует принимать 1 000-летние или даже 10 000-летние паводки. При проектировании отдельных сооружений одной и той же установки в расчет могут приниматься разные паводки в зависимости от их важности и запаса прочности. Земляная плотина или валы, которые не могут выдержать перелива, должны рассчитываться на больший паводок, чем бетонная плотина, имеющая гораздо более высокий запас прочности. Определение площади затопления и отчуждение сельских земель до отметки, соответствующей тому же паводку, на который рассчитана плотина, обыкновенно является нерациональным, особенно в тех случаях, когда убытки от затопления один раз за очень большое число лет малы по сравнению с процентами на капитал, который необходимо вложить в отчуждение этих земель¹. Для определения размеров паводков требуется:

- а) изучение величины и повторяемости прежних паводков, если для реки имеются длительные наблюдения,
- б) изучение оставшихся меток и сведений о размерах паводков, прошедших по реке за время, когда наблюдений не производилось,
- в) рассмотрение причин, вызывающих паводки в данном бассейне, и сравнение с другими бассейнами, для которых имеются многолетние данные.

33. Изучение повторяемости паводков. Повторяемость паводков за длительный период наблюдений на реке часто является наилучшим показате-

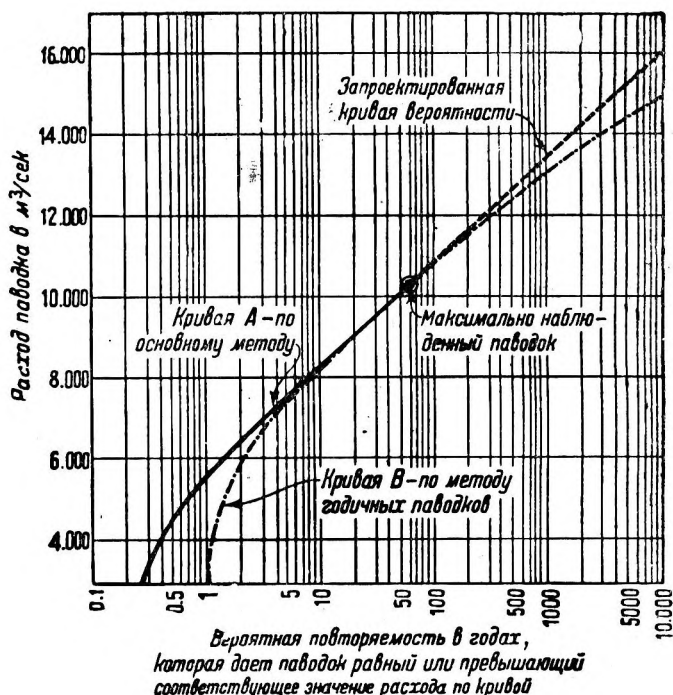
¹ В условиях САСШ

лем вероятности будущих паводков; при этом задача может быть решена математически на основании теории вероятностей, как описано в § 36. Закон вероятностей может быть применен к изучению паводков посредством одного из следующих методов:

1) метод массового изучения — рассмотрение всех паводков, которые превосходили заданный расчетный паводок за все время наблюдений;

2) метод годовых максимумов — использование только максимального паводка за каждый год наблюдений.

Для первого метода необходимо определить, что такое паводок. Отдельный паводок для учета его при изучении повторяемости паводков может быть определен как увеличение расхода выше определенной, принятой за



Фиг. 27. Кривая повторяемости, рр. Тенесси и Чатунга.

расчетную величины независимо от числа дней, в течение которых вода будет оставаться выше этого уровня, и от числа пик и понижений горизонтов, имевших место прежде чем расход опять опустился ниже заданной величины.

Выбор расчетного минимума влияет на число отмеченных паводков, причем очевидно, что очень высокий или очень низкий расчетный уровень дает в результате очень мало паводков. Теоретически наилучшим расчетным уровнем будет тот, при котором число паводков будет наибольшим, потому что при этом получается наибольшее число данных и наиболее точный результат. К сожалению, однако, для многих рек расчетный расход, дающий наибольшее число паводков, соответствует расходу настолько низкому, что его никак нельзя отнести к паводкам; поэтому для определения

расчетного расхода, который кладется в основу расчета, требуется какой-то другой метод.

Общепризнано, что площади, занятые озерами и болотами, оказывают гораздо более значительное влияние на размеры и повторяемость малых паводков, чем больших. Вследствие этого все больше склоняются к мнению, что при изучении вероятности паводков больший вес следует придавать большим паводкам. Поэтому желательно не принимать во внимание малые паводки, если это можно сделать, не уменьшая слишком сильно количество рассматриваемых данных. В общем рекомендуется принимать за расчетный паводок равный или немного меньший самого низкого годового максимума за период наблюдений.

Кривая *A* на фиг. 27 показывает вероятную повторяемость паводков на р. Тенесси (Tennessee) в Чаттануга (Chattanooga). Расчет ее дан в § 86 как пример для пояснения кривой распределения; она воспроизведена с фиг. 111. Расчет кривой *A* основан на повторяемости паводков, бывших выше расчетного расхода — $2\ 832\ \text{м}^3/\text{сек}$ и $0,05\ \text{м}^3/\text{сек}$ с $1\ \text{км}^2$.

Кривая *B* на фиг. 27 основана на методе годовых максимумов. Расчет для нее ведется тем же способом, что и в первом случае, описанном в § 86. Вычисления годовых максимумов здесь не приводятся; результаты этих вычислений должны быть расположены согласно табл. 26 в гр. 2, сумма которой будет равна числу лет наблюдений. В этом случае *m* будет равно *y* во всех уравнениях. При методе годовых максимумов исключаются многие паводки, которые должны были бы быть включены в рассмотрение при изучении истинных вероятностей максимумов. Этот способ требует значительно меньше работы, чем правильный метод расчета по расчетному расходу, и должен употребляться лишь для приближенных вычислений. Кривые *A* и *B* сливаются и совпадают в той части, которая соответствует максимальному наблюденному паводку; в частях, построенных на основании вычислений, кривые опять расходятся¹, причем кривая, построенная по годовым максимумам, дает величины паводков, которые надо считать преуменьшенными. Из фиг. 27 видно, что метод годовых максимумов дает совершенно неточные результаты при изучении повторяемости малых паводков.

Большой точности в кривых повторяемости можно достигнуть только имея длительный ряд наблюдений. Во всяком случае все выводы, которые получены в результате изучения повторяемости, должны быть подтверждены исследованиями, основанными на иных методах определения максимального паводка, и, кроме того, в расчеты всегда должен быть введен достаточный коэффициент запаса, особенно в тех случаях, когда от разрушения сооружений вследствие непредвиденно большого паводка могут иметь место человеческие жертвы или тяжелые хозяйственные потери. Следует всегда помнить, что все эти расчеты дают только вероятные значения и что всегда могут иметь место паводки еще больших размеров.

34. Показатели бывших паводков. Подлинные записи о высоких водах за длительные периоды имеются по многим рекам². Такие же записи можно часто получить от служащих городских и сельских управлений и на

¹ Это является результатом неверной экстраполяции. При принятой системе подсчета повторяемостей и принятой системе координат эти кривые в верхней части должны совпадать. *Ред.*

² Для рек СССР наблюдения сети водомерных постов б. мин. п. с. с 1881 по 1910 г. опубликованы в особых изданиях „Сведения об уровне воды“. Наблюдения позднейших лет обрабатываются и печатаются Гос. гидрологическим институтом в Ленинграде. *Ред.*

мельницах. В громадном большинстве случаев, однако, отметки высокой воды должны определяться по наблюдениям и воспоминаниям местных жителей и по физическим признакам на берегах реки. К показаниям местных жителей следует относиться с осторожностью. Индивидуальные указания несведущих наблюдателей подвержены большому ошибкам и часто сомнительны по своей правдивости, так как желание показать отметки высокой воды выше, чем она показана соседом, у многих превосходит любовь к истине. Такие указания иногда бывают вызваны желанием создать впечатление о более высоких или более низких паводках, если это кажется почему-либо выгодным¹. Придавать веру таким показаниям можно, если целый ряд их дает близкое совпадение и если они относятся к определенным пунктам: порогам дверей, окнам или специально для этой цели забитым гвоздям, отметкам на камнях и пр. Подтверждения можно получить по высоте отложений хвороста, бревен или аллювиальных наносов, отметкам повреждений и царапин на берегу от проплывавших бревен и больших деревьев и по другим признакам, которые может оставить высокая вода. Горизонт высокой воды в аллювиальной долине, образованной отложениями наносов самих паводков, конечно, всегда выше поверхности этих отложений.

Когда отметка высокой воды фиксирована, расчет соответствующего расхода может быть произведен четырьмя способами:

1. Если в то время существовала плотина, то может быть определен напор, и тогда расход через сооружение вычисляется по одной из хорошо известных формул для водослива².

2. В исключительных случаях, когда наблюдался подпор, получающийся благодаря сжатию струи в пролетах между опорами моста, приблизительный расход может быть вычислен, исходя из величины этого подпора³.

3. Довольно точный расчет расхода может быть сделан по формуле Куттера (Kutter) (для течения в открытом русле), если имеется прямолинейный участок реки значительного протяжения с приблизительно постоянным сечением и уклоном, особенно, если при меньших паводках для определения коэффициента шероховатости русла были сделаны точные измерения вертушкой⁴.

4. Расход может быть получен экстраполяцией кривой расходов до найденной отметки высокой воды⁵. Этот метод дает только грубое приближение соответствующего расхода, если только сечение не является особо правильным и если измерение расходов, по которым построена кривая, не включает ряда достаточно высоких паводков.

35. Уравнения для расчета паводков. В табл. 8 дан сокращенный список исключительных паводков на реках САСШ, составленный по различным источникам. Так как многие данные указывают средние суточные расходы, моментальный максимум определялся по формуле Фуллера (Fuller) (уравнение (2) этого параграфа). Точки этих паводков⁶ показаны на фиг. 28. На изучении подобных наблюдений основано много эмпирических уравнений, предложенных для расчета паводков. Из них в гидрологии Мида⁷ (стр. 580) приведены десять наиболее распространенных. Эти уравнения составлены

¹ Особенно в условиях капиталистического хозяйства. *Ред.*

² R. E. Horton, „U. S. Geological Survey Paper" № 200.

³ См. Отчет главн. инж. Мейамн Консерванси Дистрикт, т. I; март 1916, стр. 63.

⁴ См. § 73.

⁵ См. главу XXXIV.

⁶ По полной таблице Кригера, содержащей 275 данных о паводках

⁷ Изд. Mc Graw Hill Book Co, 1919.

Таблица 8

Наиболее значительные паводки на реках САСШ

№ по пор.	Название реки	Местность	Штат	Площадь бассейна, км ²	Расход, м ³ /сек	Модуль стока, л/км ² сек
1	Солт (Salt)	Мак-Дуэел (Mc Dowell)	Аризона	31 100	8 380	270
2	" "	Рузвельт-дем (Hoosvelt Dam)	"	16 060	4510	281
3	" "	" "	"	14 900	5 860	393
4	Сакраменто (Sacramento)	" "	Калифорния	58 200	16 300	280
5	Сакраменто (Sacramento)	Ред-Блеф (Red-Bluff)	"	26 900	7 190	267
6	Сакраменто (Sacramento)	Айрон-Кенион (Iron Canyon)	"	24 000	6 170	257
7	Свиутотер (Sweetwater)	Свиутотер-дем (Sweet-water Dam)	"	469	1 290	2 750
8	Свиутотер (Sweetwater)	Дегеза (Dehesa)	"	290	689	2 380
9	Свиутотер (Sweetwater)	Дескано (Descano)	"	113	405	3 580
10	Огайо (Ohio)	Каиро (Cairo)	Иллинойс	603 000	39 650	65,7
11	" "	Падука (Paducah)	Кентукки	533 000	40 800	76,6
12	" "	Луисвилл (Louisville)	"	235 000	21 800	92,8
13	" "	Цинциннати (Cincinnati)	Огайо	196 000	18 700	95,4
14	" "	Вилинг (Wheeling)	Зап. Виргиния	61 600	14 000	228
15	" "	Питсбург (Pittsburg)	Пенсильвания	49 500	12 500	252
16	Делавэр (Delaware)	Стоктон (Stockton)	Нью-Джерси	17 750	7 220	407
17	Делавэр (Delaware)	Ригельсвилл (Riegelsville)	"	16 650	5 010	301
18	Делавэр (Delaware)	Порт Джервис (Port Jervis)	Нью-Йорк	8 420	3 600	427
19	Делавэр (Delaware)	Ганкок (Hancock)	"	1 770	1 220	690
20	Эзопус (Esopus)	Согертис (Saugerties)	"	1 080	1560	1 440
21	" "	Мерион (Mt. Marion)	"	980	700	714
22	" "	Кингстон (Kingston)	"	840	578	688
23	Мейами (Miami)	Миами (Miami)	Огайо	10 200	10 880	1 066
24	" "	Миамисбург (Miamisburg)	"	7 050	7 280	1 034
25	" "	Дайтон (Dayton)	"	6 350	6 960	1 097
26	" "	Тэдмар (Tadmar)	"	2 920	8 890	1 330
27	Стилуотер (Stillwater)	Литтл-Йорк (Little York)	"	1 700	2 420	1 420
28	Стилуотер (tillwater)	В. Милтон (W. Milton)	"	1 585	2 440	1 540
29	Стилуотер (Stillwater)	Шугар Гров (Sugar Grove]	"	1 160	1460	1 250
30	Стилуотер (Stillwater)	Гринвилл Крик (Green-ville Cr.)	"	578	938	1 620
31	Вилламет (Willamette)	Ольбави (Albany)	Орегон	12 600	6 170	490
32	Вилламет (Willamette)	Джаспер (Jasper)	"	3 750	4 250	1 133

Продолжение

№ по пор.	Название реки	Местность	Штат	Площадь бассейна, км ²	Расход, м ³ /сек	Модуль стока, л/км ² сек
33	Вилламет (Willamette)	Гошен (Goshen)	Пенсильвания	1 790	1 134	633
34	Сусквеганна (Susquehanna)	Мк. Коллс Фер. (Mc. Call's Ferry)	"	69 300	19 000	274
35	Сусквеганна (Susquehanna)	Гаррисбург (Harrisburg)	"	62 200	20 850	335
36	Сусквеганна (Susquehanna)	Денвиль (Dannville)	"	28 700	8 650	301
37	Сусквеганна (Susquehanna)	Вилькес Барр (Wilkes-Barre)	"	25 400	6 170	243
38	Су квеганна (Susquehanna)	Вильямспорт (Williamsport)	"	14 600	5 320	364

Примечание. Настоящая таблица является сокращенной табл. 8 по Кригеру. В таблицу вошли лишь те реки, по которым имелось несколько точек наблюдений с различными площадями бассейнов. Прочие реки не могут представлять сколько-нибудь большого значения для нас. *Ред.*

преимущественно в связи с изучением конкретных местных условий или бассейнов и неприменимы для всех условий вообще. Диаграмма Мида для сравнения этих уравнений, дающая резкое расхождение результатов, показывает, что они применимы для исследования паводков только тогда, когда пользующийся ими хорошо понимает ограниченность их применения и метод их вывода.

Самое позднее из этих уравнений предложено Фуллером¹. Его уравнения вероятностей паводков следующие:

$$Q_A = NA^{0,8} (0,7 + 0,8 \lg T), \quad (1)$$

$$Q = Q_A (1 + 1,5 A^{-0,3}), \quad (2)$$

откуда

$$Q = NA^{0,8} (0,7 + 0,8 \lg T) (1 + 1,5 A^{-0,3}), \quad (3)$$

где Q_A — средний за сутки максимальный расход в м³/сек, который будет достигнут или превзойден в среднем раз в T лет;

Q — соответствующий пиковый расход;

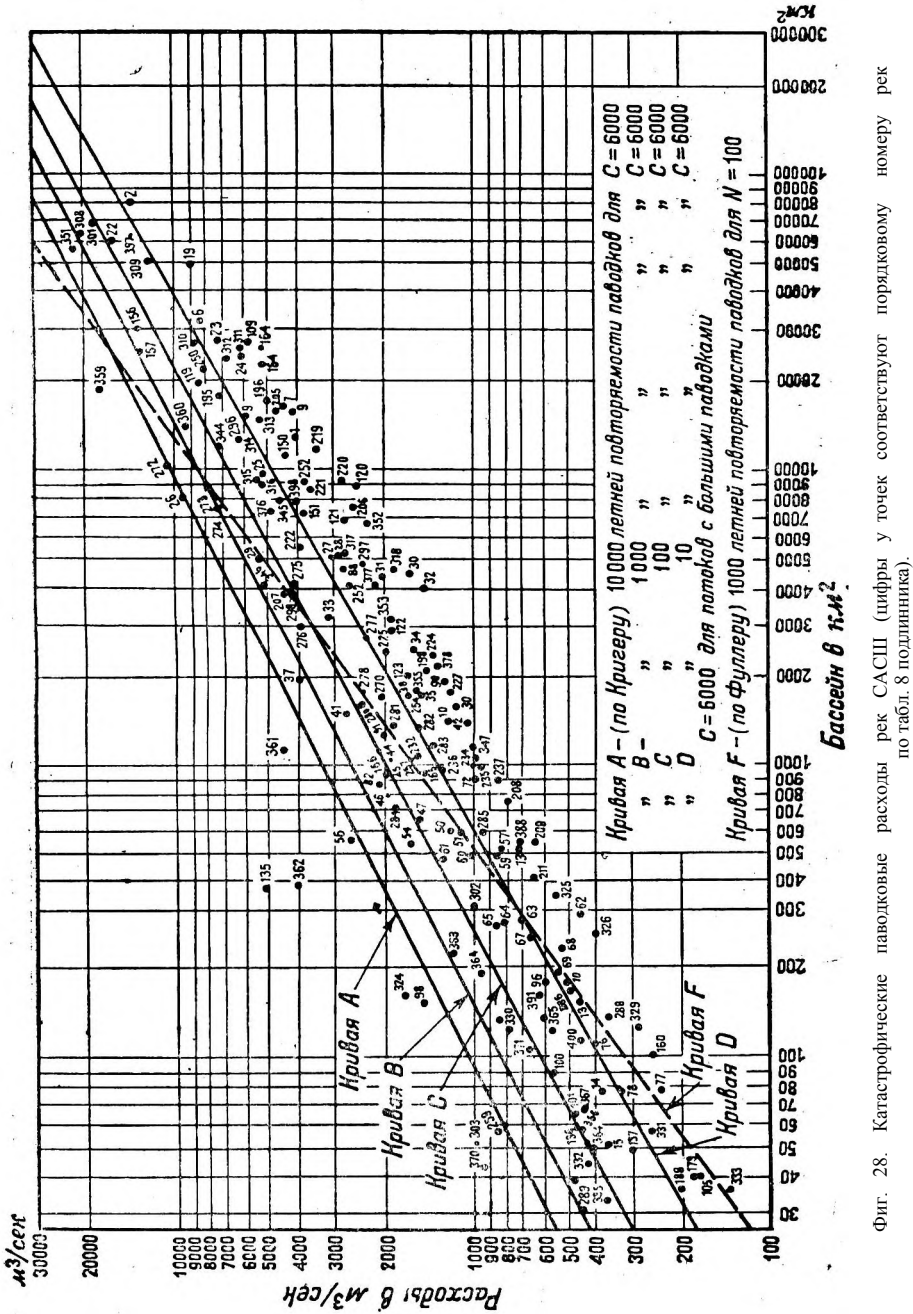
N — коэффициент, постоянный для каждого бассейна и зависящий от его характера (для метрических мер);

A — площадь бассейна в кв. километрах.

¹ „Trans. Am. Soc. C. E.“, vol. LXXVII, p. 564.

² Для Q_A обычно дают формулу $Q_A = NA^{0,8} (1 + 0,8 \lg T)$, как она дана и у Кригера, но по Фуллеру эта формула соответствует иному определению повторяемости, чем у Кригера. *Ред.*

Уравнение Фуллера¹ (3) для $T = 100$ лет и при $N = 6,05$ показано на фиг. 28 кривой F . После того как уравнение Фуллера было выведено,



Фиг. 28. Катастрофические паводковые расходы рек САСШ (цифры у точек соответствуют порядковому номеру рек по табл. 8 подлинника).

¹ При построении принято обычное уравнение Фуллера $Q_1 = NA^{0.8} \cdot (1 + 0,8 \lg T)$, которое Кригер ошибочно применяет при своем определении обеспеченности. *Ред.*

были опубликованы новые дополнительные данные о паводках, причем оказалось, что его кривая не следовала достаточно близко за общим направлением расположения точек на фиг. 28. Поэтому автор вывел кривые *A*, *B*, *C* и *D*. Принято, что все точки, лежащие выше кривой *A*, имеют вероятности по крайней мере 10 000-летнего максимума на реках с характеристиками, наиболее благоприятными для больших паводков. Это не покажется неправдоподобным, если вспомнить, что наблюдаемые паводки, точки которых выше кривой *A*, являются единственными паводками такой величины для тысяч рек с длительным периодом непрерывного наблюдения. Эти крайние точки, показанные на фиг. 28, нанесены согласно официальным данным, но так как обстоятельства в каждом отдельном случае не были благоприятны для точной работы, надо считать, что данные эти могут быть сомнительны.

Уравнение кривой *A*

$$Q' = 106 A^{0,5} \text{ м}^3/\text{сек}, \quad (4)$$

или

$$q' = \frac{106}{A^{0,5}} \frac{\text{м}^3/\text{сек}^2}{\text{км}^2} \quad (5)$$

Это уравнение употребляется для вероятностей раз в 10 000 лет при условиях, благоприятных для больших паводков. Кривые *B*, *C* и *D*, представляющие таким же образом 1 000-, 100- и 10 - летние повторяемости, рассчитаны по среднему отношению 10 000-летних паводков к паводкам за меньшие периоды, определенному при изучении большого числа кривых частоты для паводковых расходов. Это отношение, как было найдено, близко совпадает с отношением вероятностей осадков, показанным на фиг. 13. На основании всех этих соображений автором составлено следующее уравнение для повторяемости паводков:

$$Q = C \cdot A^{0,5} \left[\frac{2 - e^{-0,053 \cdot A^{0,3}}}{3} \left(1 - \frac{\lg 0,1 \cdot T}{3} \right) + \frac{\lg 0,1 \cdot T}{3} \right], \quad (6)$$

где e — основание натуральных логарифмов,

$$\lg e = 0,4343,$$

C — коэффициент, зависящий от характера бассейна и равный 106 для бассейнов, наиболее благоприятных для больших паводков.

Для T , равного 10 000 лет, и для C , равного 106, уравнение (6) становится уравнением (4). Кривые для четырех различных значений T и для C , равного 106, нанесены на фиг. 28. Иногда паводки, расположенные выше и ниже кривой *D*, имеют вероятности от 100 до 10 000 лет для рек, у которых коэффициент C много меньше 106.

Для выбора коэффициента C по физическим условиям бассейна еще не было предложено метода, кроме индивидуального суждения инженера, подкрепленного данными исследований. Пока различные влияющие на паводок факторы не будут лучше координированы при помощи многих лет исследований и наблюдений, подбор коэффициента C без достаточных измерений расходов может содержать значительную ошибку, так что следует брать больший коэффициент надежности. Наилучшим указанием для выбора C может служить изучение кривых повторяемости § 33.

Вопрос о величине паводков и половодий для всей европейской части СССР был изучен инж. Д. И. Кочериным. Однако в его обработке не проведена с достаточной последовательностью точка зрения на величину вероят-

ного паводка. Последняя в основном рассматривается в процессе выводов как величина статичная, соответствующая понятию «наибольший паводок». При настоящем уровне наших знаний мы не можем признать за этой величиной такого характера, наоборот, мы рассматриваем величину паводка как функцию вероятности, с которой мы вправе ожидать ее в будущем, причем эту вероятность мы определяем на основании нашего прошлого опыта, т. е. по наблюдениям путем применения теоремы Бейеса. Совершенно независимо от того, что подобное определение вероятностей предполагает их постоянство в процессе наблюдения, чего мы доказать с полной математической убедительностью не можем, даже при этой предпосылке, являющейся необходимой для приложения теоремы Бейеса, все же точность определения вероятностей таким путем очень невелика в силу ограниченности материала наблюдений, не говоря даже об его возможной неточности ввиду крайней подчас трудности определения максимального расхода и необходимой иногда экстраполяции кривой связи горизонтов и расходов. Одним из главных преимуществ вероятностного воззрения на величину паводка является возможность применить теорию кривых распределения вероятностей или частных, каковая теория дает возможность привлечь все наблюдаемые величины к определению расчетного паводка путем построения кривой распределения, близко отражающей общий характер расположения точек, а не значение одной лишь самой большой величины, как это имеет место при ином воззрении на вещи. При этом несомненно уменьшается и влияние ошибок наблюдений на результат.

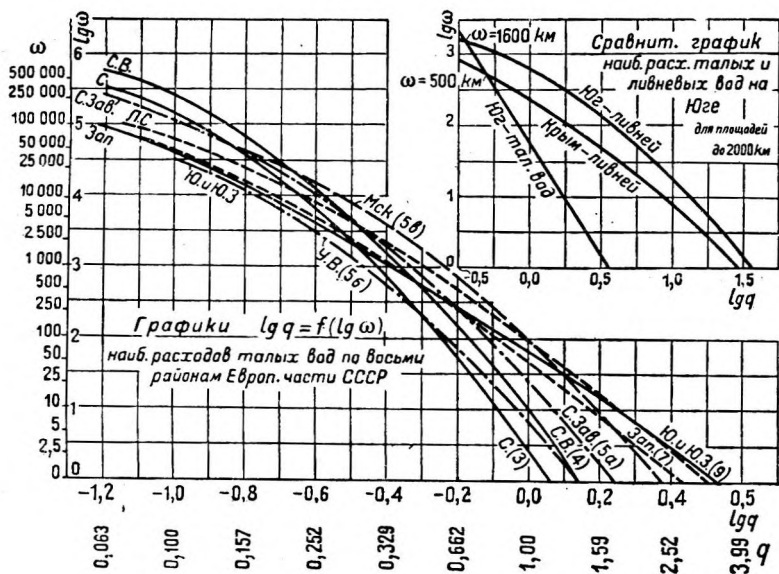
В настоящее время, как изложено в § 61 и 86, в гидротехнике почти исключительно применяется метод Фостера (Foster), возникающий из теории Пирсона. Однако эта теория не только не является единственной, но, смеем сказать, едва ли наиболее правильной. Применение теории распределения скандинавской школы математиков нам в настоящее время представляется наиболее рациональным, особенно с теми упрощениями и практическими видоизменениями, которые в нее введены Арне Фишером. Последняя теория отличается несомненно большей гибкостью и не имеет признаков догматичности, определяющих характерный для теории Пирсона момент. Для ознакомления с теорией Фостера можно рекомендовать книгу Д. Л. Соколовского «Применение кривых распределения».

Несмотря на минусы, характеризующие работу Кочерина, она до сих пор является единственной, охватывающей всю европейскую часть СССР, почему его данные пользуются в практике широким распространением. В табл. 8а мы приводим те данные наблюдений, которыми пользовался Кочерин, причем ряд дополнительных данных, которыми он пользовался, но которые не отличаются той степенью достоверности, которая присуща приведенным в табл. 8б величинам, нами не включен в таблицу, чтобы не загромождать объем книги.

Основной идеей, под углом зрения которой ведет свою обработку Кочерин и которая, несмотря на свою очевидную правильность, чужда вышеприведенным исследованиям Фуллера и Кригера, является признание максимального расхода функцией климатических и геоморфологических условий бассейна. Так как и те и другие являются функцией географических координат, притом весьма медленно, по мнению Кочерина, изменяющейся, возможно географическое районирование изучаемой территории, при котором для каждого выделенного района величина максимального паводка является прямой функцией лишь одной величины бассейна. Таких географических

Мы не будем приводить очень интересный и глубокий анализ климатических и геоморфологических в широком смысле слова факторов, которые имеются в работе Кочерина, скажем лишь, что принятое им районирование для максимального стока Кочерин удержал и в последующих своих работах, посвященных этому же вопросу.

Что касается сравнения максимальных модулей стока ливневых со снеговыми, то Кочерин пришел на основании своих работ к выводу, что на севере талые воды не уступают ливневым максимумам даже при самых малых площадях бассейнов порядка 2—5 км² (районы: север, северо-восток,



Фиг. 28 б.

Северное Заволжье). По мере движения на юг водосборная площадь, при которой ливневой максимум превосходит снеговой, т. е. половодье, все растет, доходя в Московском районе до 15—20 км², на широте Оки (Серпухов, Рязань) до 50 км². В южной полосе (Донбасс, Пологовский район) эта разграничивающая площадь доходит до 1 500 — 2 000 км². На фиг. 28б в правом углу приведены кривые изменения модуля стока в зависимости от площади для ливневых и талых вод южного района.

В своей дальнейшей работе, напечатанной в выпуске № 1 Гидротехнического сборника МВТУ, Кочерин отдельно рассматривает максимальные модули половодий (весенних талых вод). Он дает уравнение, связывающее значение максимального модуля стока талых вод с площадью водосбора, в виде:

$$q_m = \frac{a}{\omega^n} - b,$$

где q_m — максимальный модуль в л/сек км²,

ω — площадь бассейна в кв. километрах,

a, b, n — параметры, постоянные для данного района и изменяющиеся от района к району.

№ по порядку	Река	Бассейн	Пункт	Период наблюдений	км ²	Q м ³ /сек	Модуль максим. стока q м ³ /сек на 1 км ²	Дата
1. Северо-запад								
1	Волхов	—	Гостинополе	1878—1922	75 148	2 450	0,033	1922, V
2	Мста	—	Потерпелка	1881—1910	10 640	1 010	0,095	6/IV 1899
3	Свирь	—	С. Вознесенне	1881—1922	52 000	1 250	0,019	1903, IV
4	Свирь	От истоков	До Полпорожья	1881—1922	4 300	1 020	0,24	11/IV 1906
5	Баданка	Свирь	С. ст. Погост	1918—1922	2 000	630	0,32	29/IV 1919
6	Услапка	"	Зав. Тейфель	1918—1922	350	130	0,38	20/IV 1919
7	Лябеда	"	Дер. Демидовская	1918—1922	300	80	0,27	14/IV 1920
8	Суна	Онежского оз.	Кивач	1911—1915, 1921—1923	7 170	320	0,045	—
9	Шексна	—	Крохино	1877—1910	12 500	483	0,039	28/V 1899
10	"	—	Череповец	1876—1910	20 000	1 050	0,052	25/IV 1881
11	"	—	Ковьмодемьянск	1891—1910	35 800	2 100	0,059	12/VI 1906
12	"	—	Городок	1877—1910	38 000	2 600	0,068	12/IV 1889
13	Савалка	Онежского оз.	Исток из оз. Сандак	1911—1923	1 170	24	0,022	1923
14	Н. Лижма	"	Исток из оз. Лижмо	1924	355	22	0,059	1924
15	Нева	Балтийского моря	—	1881—1910	280 000	4 500	0,016	—
16	Ижора	Невы	8,5 км ниже Псковского моста	—	490	119	0,24	—
17	Нарова	Балтийского моря	Водопад	—	54 800	1 400	0,027	—
18	Великая	Чудского оз.	Дер. Выдра, 19 км выше Пскова	—	21 800	1 800	0,083	—
19	Волхов	Невы	Дер. Завол	1921—1924	66 000	2 145	0,033	29/IV 1924
20	Влоя	Волхова	5 км от устья (Глажево)	1922—1924	420	26,3	0,063	7/V 1924
2. Север, Унжинско-Ветлужский район и северо-восток								
21	Сухона	Северной Двины	Дер. Гремячево, 14 км выше Ветлужского устья	1876—1914	50 000	4 700	0,094	—
22	Велуга	Волги	Трифакино (128 км от устья)	1911—1915	33 000	2 250	0,069	5/V 1915
23	Унжа	"	Макарьев	1896—1917	18 500	2 350	0,127	17/V 1915
24	Вятка	Камы	Дер. Мухино, мост Казанско-Екатеринбургский ж. д. 100 км от устья	1881—1915	126 800	7 700	0,061	21/V 1914
25	Чусовая	"	Перевал на решетку	1911—1915	1 375	120	0,09	11/V 1914
26	"	"	Устье Ревды (Барановск. завода)	1878—1915	2 600	340	0,13	11/V 1914
27	"	"	С. Илимское	1181—1895	6 000	1 300	0,22	11/V 1914

28	Чусовая Кама	Кама	Чусовские Городки	1911—1915	24 000	3 800	27/V 1962
29	" "	Волги	Пермь	1881—1915	171 000	18 700	26/V 1914
30	" "	" "	Мурзинка, 66 км от устья	1879—1915	520 000	35 800	29/V 1914
31	" "	" "	Полазницкое, 53 км выше Перми	1878—1915	120 000	10 000	27/V 1914
32	" "	" "	Сарапул	1878—1915	189 600	18 000	31/V 1914
33	" "	" "	Сентах-Покровское, выше устья Вятки	1878—1915	372 000	25 000	29/V 1914
34	Казанка	" "	Казань, близ устья Булака	1913—1914	2 000	68	3/IV 1914
35	Луза	Юга (Северн. Двина)	Мост Котласск. ж. д.	—	15 200	1 660	—
36	Северная Двина	То же	Архангельск	—	362 000	30 200	—
37	Юрья	Великой (Вятки)	Мост Котласск. ж. д.	—	960	370	—
38	Великая	Вятки	То же	—	1 010	445	—
39	Вяг-а	—	Пермь	—	52 300	9 250	—
40	Кама	—	Чистополь	—	171 000	15 600	—
41	"	—	—	—	500 000	3 500	—
3. Верхневолжский и Центральный районы							
42	Овр. Молоковский	Шахи (Кострома)	Дер. Молоково	—	1,0	1,4	От весеннего снеготаяния
43	Шача	Костромы	С. Спас-Верховье	—	110	83	То же
44	Волга	—	Ярославль	1877—1915	162 000	12 000	6/IV 1899
45	" "	—	Вязовые	1902—1915	625 000	33 000	23/IV 1915
46	Б. Сестра	Ламы (Волги)	Дер. Никита Великий	—	55	50	Весеннее снеготаяние
47	Которосль	Волги	Ярославль	1871	6 500	530	1871, IV
48	Волга	—	Кагулки, 85 км выше Горького	1876—1914	228 000	15 000	—
49	" "	—	Работки, 85 км ниже Горького	1881—1910	482 000	29 000	30/IV 1895
50	Ока	Волги	Карповка, 11 км выше устья	1881—1910	240 000	14 500	27/IV 1881
51	Кудьма	" "	П. Лихеево, Горьковский у.	—	1 660	325	—
52	Сура	" "	Ж. д. Арзамас—Шияраны	—	52 700	3 900	—
53	Москва	Оки	Гор. Москва	1926	8 100	2 100	30/IV 1926
54	" "	" "	Гор. Москва	1908	8 100	2 800	11/IV 1908
55	Клязьма	" "	Дер. Мысовская	—	390	215	Весеннее снеготаяние
56	Руза	Москвы (Оки)	Дер. Житиха	—	490	250	То же
57	Пахра	" "	Мост ж. д. Москва—Кашира	—	2 400	1 080	—
58	Перль	Клязьмы (Оки)	Около устья, мост ж. д.	—	6 010	1 890	—
59	Москва	—	С. Тр. Лыково	1783—1924	7 800	2 200	11/IV 1908
60	" "	—	С. Новленское	—	14 700	3 300	12/IV 1908
61	Сестра	Дубны (Волги)	—	1909—1911	574	—	—

№ по порядку	Река	Бассейн	Пункт	Период наблюдений	к.м ²	Q м ³ /сек	Модуль максим. стока q м ³ /сек на 1 км ²	Дата
62	Орша	—	Тверской	1909—1911	382	—	0,21	—
63	Канал Оршин- ской дачи	—	Пост № 3	1909—1911	51,4	—	0,30	—
4. Средняя полоса и запад								
64	Ока	—	Орел	1884—1897	4 850	1 250	0,25	22/III 1897
65	"	—	Калуга	1876—1921	54 000	5 870	0,11	12/IV 1908
66	Жиздра	Оки	Коз. м. Рязано-Уральск ж. д.	—	8 500	3 000	0,35	—
67	Осегр	"	Мост ж. д. Каш.—Мих.	—	2 050	870	0,42	—
68	Парца	Вада (Мокши)	Мост Рязано-Уральск. ж. д.	—	1 100	312	0,29	—
69	Вад	Мокши (Оки)	То же	—	1 930	632	0,33	—
70	Дон	—	Мост Рязано-Уральск. ж. д. (Данк.)	—	4 900	1 400	0,285	—
71	Десна	Днепра	Около устья	1877—1923	88 000	5 500	0,063	—
72	Пенза	Суры	Г. Пенза, выше Свиных	1876—1924	1 700	650	0,38	—
73	Сура	—	Г. Пенза, мост Северо-Вост. ж. д.	1876—1924	24 000	3 600	0,15	Весна 1879
74	Медведица	Дона	Мост Рязано-Уральск. ж. д.	—	11 500	2 000	0,18	—
75	Днепр	—	Лоев	—	82 000	5 210	0,064	—
76	Неман	—	Мост Заеман. ж. д.	—	39 800	4 400	0,110	—
77	Мерчанка	Немана	Мост Ор.-Ол. ж. д. — 20 саж.	—	2 350	196	0,083	—
78	Оранка	—	" " " " — 10 "	—	390	69	0,176	—
79	Сира	—	Мост Заеман. ж. д. — 25 саж.	—	370	202	0,66	—
80	Кирьва	—	" " " " — 10 "	—	197	33	0,168	—
81	Лебедянка	—	" " " " — 5 "	—	59	20	0,34	—
82	Ястребянка	—	" " " " — 12 "	—	84	31	0,37	—
83	Каменная	—	" " " " — 8 "	—	51	120	0,35	—
84	Ож	—	Мост Пранар. ж. д. — 20 саж.	—	311	70	0,224	—
85	Брогиско	—	" " " " — 25 "	—	960	258	0,27	—
86	Зал. Буг	Вислы	Мост Седл. Мал. — 150 саж.	—	33 600	2 670	0,08	—
87	Шат	Удцы — Оки	С. Слобода	1926	780	210	0,27	19/IV 1926
88	Шиворонь	Удцы — Оки	С. Дединово	1926	350	240	0,67	19/IV 1926
89	Дон	—	С. Дютюрчи	1926	220	76	0,29	10/IV 1926

90	Ока	Г. Орел	1884—1897	4 200	1 250	0,30	22/III 1897
91	Хопер	С. Аркадак	—	10 300	1 450	0,14	—
92	Свяга	Соболевское (46 км от устья)	1913—1914	18 000	300	0,17	3/IV 1911
93	Сызрань	Г. Сызрань	—	4 270	1 100	0,26	22/IV 1926
94	Жиздра	С. Устья	1926	800	265	0,33	19/IV 1926
95	Припять	Г. Мозырь	1881—1910	97 000	4 500	0,046	10—19/IV
96	Горынь	С. Ташки	1877—1923	513	298	0,58	Весна 1895
5. Ю г							
97	Улей	С. Тишки	1915—1919	6 800	952	0,14	13/IV 1917
98	Хорол	Г. Миргород	1914—1918	1 650	57,5	0,035	Весенний расход
99	Псыол	Г. Галяч	1915—1921	10 200	1 270	0,12	8/IV 1917
100	Ворскла	Г. Погава	1914—1923	8 000	1 120	0,14	5/IV 1917
101	Рось	Белая Церковь	1912—1919	6 800	955	0,14	Весенний
102	"	Богуслав	1912—1919	8 850	1 100	0,125	расход
103	Южный Буг	Проксуров	—	442	100	0,23	—
104	"	С. Богдановка	1913—1923	46 500	4 656	0,10	Весна 1922
105	"	"	1913—1924	46 500	2 750	0,06	—
6. Восточное степное Заволжье							
106	Малая Узень	Морманка-Петропавловка	—	10 000	905	0,09	—
107	Большой Иргиз	Ж. д. Ершово-Николаевск (Пугач)	—	18 500	2 400	0,13	—
108	Урал	Г. Уральск	—	172 000	11 900	0,069	—
109	"	"	1912—1915	172 000	9 500	0,055	Весна 1914
7. Большие бассейны							
110	Волга	Г. Тетюши	1877—1915	1 172 000	55 500	0,052	15/V 1899

№ по пор.	Река, балка	Искусствен- ные сооружения	км	Участок железной дороги	ω	Q	q	Дата
8. Южная полоса (главным образом мелкие водосборы)								
А. Донецкий бассейн								
111	Млус	—	—	Слобода Новопавловка	500	197	0,38	Весна. 1917
112	Крынка	—	46	Караванная — Дсбальцово	1 175	1 040	0,89	От ливня
113	Кривой Тореп	М-10	21	Очеретино — Никитовка	315	384	1,2	10/VII 1906
114	Сколоватая	Т-3,1	32	Конст. — Дсиновская	120	267	2,2	10/VII 1906
115	Долина-Тарама	—	—	Ниже с. Александрійского	52	303	5,8	17/IV 1911
116	Тарама	—	—	Выше "	34	232	7,1	17/IV 1911
117	Правый приток Длаш-Тарама	—	—	Между Еленовской и Александрій- ским	7,3	120	16,4	17/IV 1911
118	Балка	Т-1,5	17	Очеретино — Никитовка	2,8	47,5	16,9	10/VII 1906
119	"	Т-1	19	"	1,4	39,7	28,2	10/VII 1906
120а	"	М-1	16	"	0,85	32,7	38,4	10/VII 1906
120б	"	М-2	19	"	0,57	26,9	45,5	10/VII 1906
Б. Пологовский район								
121	Конка	—	218	Пологи — Александровск (Фисаки)	2 100	195	0,093	} 21/VII 1911
122	"	—	295	Пологи — Александровск (Общан)	1 900	310	0,163	
123	"	—	248	Пологи — Александровск	898	590	0,67	
124	"	—	261	"	601	678	1,12	
125	"	—	268	"	452	550	1,22	
126	"	М-15	81	Пологи — Чаплино	362	415	1,15	
127	"	М-25	—	Пологи — Волноваха	318	367	1,16	

128	Обиточная	М-20	166	Пологи — Бердянск	438	450	1,03	21/VII 1911
129	Кильтична	М-15	170	"	417	198	0,48	21/VII 1911
130	Томачка	—	253	Пологи — Александровск	220	333	1,51	От ливня
131	Ожерельная	М-24	263	"	110	254	2,32	21/VII 1911
132	Отрышковская	Ок. Т-2	84	Пологи — Бердянск	38,5	141	3,65	21/VII 1911
133	Белоглинская	—	73	Пологи — Чаланно	32,0	185	5,8	30/VI 1906
134	Чуумина	Т-2 × 2,5	276	Пологи — Волноваха	26,0	117	4,5	30/VI 1906
135	Балка	Т-1,5	167	Пологи — Бердянск	3,7	54	14,6	21/VII 1911
136		М-1	78	"	0,56	23,6	42,4	
137	Часть б. Огрыш- ковской	М-1	274	Пологи — Волноваха	0,39	19,4	50,0	30/VI 1906
138	Балка	М-2	73	Пологи — Бердянск	0,36	18,5	51,4	
139	"	—	273	Пологи — Волноваха	0,06	4,5	75,0	

В. Криворожский район

140	Ингулец II	—	38	Апостолово — Козельск	8 400	1 835	0,22	От весеннего снеготаяния
141	I	—	38	"	7 750	1 760	0,23	То же
142	Бузудук	—	66	Апостолово — Кичкас	4 150	1 060	0,25	
143	Чертомлык	—	79	То же	290	925	3,18	
144	Малая Каменка	—	96	"	133	564	4,24	
145	Крымка	—	105	"	20	120	5,1	
146	Княжа	—	104	"	7,3	215	10,7	
147	Пересевная	—	100	"	2,6	89,0	12,1	29/VII 1901
148	Балка	—	86	"	1,7	40,2	15,5	
149	"	—	94	"	1,0	32,9	19,3	
150	Бурный лог	—	101	"	0,5	22,6	22,6	
151	Мельничный	—	102	"	0,4	15,5	31,0	
152	Балка	—	78	"	0,4	11,7	29,3	

Максимальные модули стока

Области	Северо-Западная (2)			Северная Тайга (3)			Восток (4)			Центрально-Промышленная (5)						
	a		b	a		b	a		b	c	a		b	c	d	e
	Олонекко-Беломорский	Больших озер	Поозерье	Северо-Ляв-ский	Черд.-Печер-ский	Вятский	Средне-Камский	Ура	Северное-Заволяжье	Уж.-Ветлуж-ский	Московский	Окская низина		Волжско-Сур-ский		
500 000	—	—	—	—	0,067	—	—	—	—	—	0,058		—		—	
250 000	—	0,016	—	0,07	0,085	—	—	—	—	0,065		0,06		—		
100 000	—	—	—	0,085	—	0,125	—	0,09	—	—	0,07		0,08		—	
80 000	—	0,02—0,04	—	—	0,135	0,170	—	0,105	—	—	0,13		0,11		0,125	
50 000	0,20—0,03	0,05	0,03—0,06	0,15	0,21	0,28	—	0,18	—	—	0,17		0,14		0,17	
25 000	0,02—0,03	0,10	0,08—0,12	0,21	0,26	0,33	—	0,25	(0,15)	—	0,24		0,20		0,24	
10 000	0,02—0,04	0,15	0,10—0,20	0,27	0,33	0,41	—	0,33	(0,27)	—	0,31		0,26		0,30	
5 000	0,02—0,04	0,20	0,15—0,25	0,35	0,41	0,46	—	0,41	(0,35)	—	0,39		0,32		0,37	
2 500	0,03—0,06	0,28	0,22—0,30	0,40	0,46	0,52	—	0,46	(0,40)	—	0,44		0,38		0,42	
1 000	0,04—0,10	0,35	0,25—0,35	0,45	0,52	0,60	—	0,52	(0,46)	—	0,50		0,45		0,49	
500	0,05—0,15	0,42	0,35—0,42	0,50	0,60	0,70	—	0,60	(0,52)	—	0,60		0,52		0,58	
250	0,10—0,30	0,50	0,40—0,50	0,57	0,70	—	—	0,77	(0,60)	—	0,80		0,65		0,75	
100	0,15—0,40	0,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—		—	
50	—	0,60	—	0,65	0,80	—	—	0,92	(0,72)	—	1,00		0,80		(0,90)	
25	0,75	0,75	0,75	0,75	0,90	—	—	1,10	(0,85)	—	1,20		1,00		(1,70)	
10	0,90	0,90	0,90	0,85	1,00	—	—	1,25	(1,00)	—	1,50		1,25		(1,40)	
5	1,20	1,20	1,20	1,00	1,20	—	—	1,40	(1,20)	—	1,90		1,60		(1,75)	
1	1,50	1,50	1,50	1,15	1,40	—	—	1,60	(1,40)	—	2,50		2,00		(2,25)	

Продолжение

Области	Центрально-Черноземная (6)				Запад (7)		Восточное Заволжье (8)		Южная область (9)					Крым (10)	Северный Кавказ (11)
	а	б	с	д	а	б	а	б	а	б	с	д	е		
Районы	Врянский лес-нон	Лесостепь	Оско-Донская низина	Приволжская низина	Заваламы	Полестье	Лесной	Степной	Юго-Западный	Степной	Донецкий	Черноморско-Азовская низина	Курени		
500 000	—	—	—	—	—	—	—	—	0,041	—	—	0,032	—	—	
250 000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
100 000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
80 000	0,074	0,076	0,058	0,06	0,063	0,045	—	—	0,063	0,06	0,058	—	—	—	
50 000	0,095	0,115	—	0,095	0,10	0,06	—	0,06	0,09	0,08	—	—	—	0,05	
25 000	0,125	0,15	0,11	0,125	0,14	0,08	(0,15)	0,88	0,12	0,10	—	0,06	?	0,08	
10 000	0,19	0,22	0,13	0,15	0,20	0,12	(0,21)	0,15	0,15	0,15	—	0,09	?	0,15	
5 000	0,26	0,29	0,20	0,23	0,25	0,18	(0,28)	0,15	0,24	0,20	0,21	0,12	?	0,23	
2 500	0,33	0,37	0,28	0,31	0,30	0,25	(0,34)	0,23	0,32	0,30	0,33	—	—	0,35	
1 000	0,41	0,43	0,37	0,40	0,38	0,32	(0,40)	0,30	0,50	0,50	0,62	—	—	0,60	
500	0,52	0,55	0,49	0,52	0,50	0,40	(0,45)	0,40	—	0,95	1,20	—	—	1,00	
250	0,65	0,72	0,64	0,70	0,70	0,50	(0,55)	0,50	—	1,60	2,20	—	—	1,75?	
100	0,85	0,95	0,80	0,90	1,00	0,60	(0,65)	0,60	—	2,50	4,00	—	—	3,50?	
50	1,10	(1,30)	(1,00)	1,20	1,30	(0,72)	(0,75)	0,75	—	4,00	6,00	—	—	—	
25	1,50	(1,90)	(1,30)	1,75	1,60	(0,90)	(0,90)	0,90	—	6,00	9,00	—	—	—	
10	2,00	(2,80)	(1,80)	2,20	2,20	(1,25)	(1,20)	1,20	—	10,00	14,00	—	—	—	
5	2,70	(4,20)	(2,50)	3,60	3,00	(1,50)	(1,50)	1,50	—	14,00	19,00	—	—	30?	
1	4,20	(9,00)	(4,00)	8,00	4,00	(2,00)	(2,00)	2,00	—	27,00	35,00	—	—	60?	

Примечания. 1. Таблица дает значение величины модуля наибольших расходов воды в м³сек км площади бассейна.

2. Величины модуля, полученные интерполяцией при отсутствии фактических данных, поставлены в скобках.

3. Величины модуля, найденные экстраполированием, поставлены с вопросительным знаком.

Частные уравнения этого вида для разных районов европейской части Союза оказались следующими:

Северный район:

$$q_m = \frac{1,43}{\omega^{0,112}} - 0,28. \quad (1)$$

Северо-восточный район:

$$q_m = \frac{1,66}{\omega^{0,123}} - 0,26. \quad (2)$$

Унженско-Ветлужский район:

$$q_m = \frac{1,68}{\omega^{0,143}} - 0,28. \quad (3)$$

Северное Заволжье:

$$q_m = \frac{2,06}{\omega^{0,144}} - 0,28. \quad (4)$$

Московский район:

$$q_m = \frac{2,82}{\omega^{0,148}} - 0,42. \quad (5)$$

Западный район:

$$q_m = \frac{2,88}{\omega^{0,236}} - 0,13. \quad (6)$$

Средняя полоса (лесостепь):

$$q_m = \frac{3,35}{\omega^{0,235}} - 0,15. \quad (7)$$

Юг и юго-запад:

$$q_m = \frac{3,57}{\omega^{0,288}} - 0,07. \quad (8)$$

По этим формулам составлена следующая табл. 8с.

Таблица 8с

Модули наибольших расходов талых вод по районам европейской части СССР

Район Пло- щадь бассейна км ²	Север (3)	Северо- восток (4)	Унжи- ско-Вет- лужский (5б)	Северное Заволжье (5а)	Моско- вский (5с)	Запад (7)	Лесо- степь (8)	Юг и юго- запад (9)
500 000	—	0,07	—	—	—	—	—	—
250 000	0,075	0,10	—	0,064	—	—	—	—
100 000	0,113	0,14	—	0,11	—	0,06	0,07	0,06
50 000	0,145	0,185	—	0,15	0,146	0,09	0,11	0,06
25 000	0,18	0,22	0,114	0,20	0,21	0,13	0,16	0,12
10 000	0,23	0,27	0,17	0,265	0,30	0,20	0,23	0,18
5 000	0,27	0,32	0,22	0,325	0,38	0,26	0,30	0,24
2 500	0,32	0,37	0,27	0,39	0,48	0,32	0,38	0,30
1 000	0,38	0,44	0,34	0,48	0,59	0,43	0,51	0,42
500	0,43	0,51	0,41	0,56	0,71	0,53	0,62	0,53
250	0,49	0,58	0,48	0,65	0,82	0,65	0,76	0,66
100	0,57	0,68	0,59	0,78	1,00	0,82	0,98	0,88
50	0,65	0,76	0,68	0,89	1,13	1,01	1,18	1,06
25	0,72	0,85	0,78	1,01	1,29	1,21	1,42	1,34
10	0,82	0,99	0,92	1,20	1,58	1,52	1,80	1,76
5	0,91	1,10	1,05	1,35	1,70	1,83	2,14	2,15
2,5	1,01	1,22	1,20	1,52	2,03	2,18	2,55	2,67
1,0	1,15	1,40	1,40	1,78	2,40	2,75	3,20	3,50

Для ливневого (предельного) стока южной полосы можно предложить следующие уравнения:

а)

$$q_m = \frac{35,8}{\omega^{0,458}} - 0,8, \quad (9')$$

или

б)

$$q_m = \frac{214}{(\omega + 7,3)^{0,85}}. \quad (9'')$$

То же для ливневого стока в Крыму:

а) основное:

$$q_m = \frac{57,5}{(\omega + 1,35)^{0,76}} \quad (10'')$$

или б (хуже):

$$q_m = \frac{31,53}{\omega^{0,488}} - 1,53. \quad (10')$$

В своей последней работе инж. Кочерин в заключении дает оценку примерной повторяемости, с которой можно ожидать половодий данной интенсивности, определяемой формулами. Имея в виду, что период наблюдения по всему материалу можно оценить в 15—20 лет в среднем, Кочерин полагает, что определяемые по его формулам модули максимальных половодий имеют повторяемость порядка раз в 20 лет. Для перехода к иным повторяемостям Кочерин рекомендует пользоваться формулой Фуллера, приведение выше, однако, он ее пишет в неправильном виде, что, впрочем, имеет место во всех руководствах по гидрологии: именно, максимальный пик повторяемости раз в T лет дается формулой

$$Q_{T_{\max}} = Q_{cp} \cdot \max (1 + 0,8 \log T),$$

где $Q_{cp} \cdot \max$ — средний пик половодья или паводка по всем данным наблюдений.

Если мы обратимся к подлинной статье Фуллера, напечатанной «J. A. S. С.Е.» за 1914 г., то увидим, что значение паводка, определяемого по этой формуле, имеет, по Фуллеру, следующий смысл: это среднее значение всех паводков, повторяемость которых больше, чем раз в T лет. Однако теория кривых распределения показывает, что такая величина может быть получена, в сущности, лишь после построения кривой распределения вероятностей, чего Фуллер не сделал. Кроме того, это определение не отличается достаточной логической строгостью, почему обычно под паводком, повторяющимся раз в T лет, понимают такой паводок, больший или равный которому встречается раз в T лет. Если принять последнее определение, то, по Фуллеру, паводок повторяемостью раз T лет выражается формулой:

$$Q_{T_{\max}} = Q_{cp} \cdot \max (0,7 + 0,8 \log T),$$

где обозначения те же, что и выше.

Принимая во внимание сказанное, мы вообще рекомендуем пользоваться формулой Фуллера в последнем ее виде как более правильной.

Возвращаясь к вопросу об оценке повторяемостей, которые мы¹ должны

¹ Ред.

приписать максимумам, получаемым по формулам Кочерина, необходимо сказать, что таковая была переоценена Кочериным — именно, по нашим исследованиям половодий в Московской области повторяемость, которую мы должны приписать кочеринскому половодью, равна, примерно, одному разу в 150 лет. Такое обстоятельство не должно казаться странным, так как Кочерин интересовался лишь исключительными паводками и при построении своих зависимостей брал, в сущности, верхнюю огибающую точек, почему подсчитанные по его формулам половодья и имеют более редкую повторяемость, чем он сам полагал.

Сам Кочерин приписывал своим работам в области максимального стока лишь характер первого приближения, отлично понимая, что на фоне выделенных им районов, возможно, имеются значительные местные отклонения в физико-географических условиях, которые могут дать отклонения от вычисленных по его формулам величин.

Действительно, такое обстоятельство было обнаружено инж. П. А. Ефимовичем и С. В. Титовым при подробном изучении весеннего стока в районе Москвы-реки, Клязьмы и правобережных притоков Волги — рр. Сестры и Дубны. На этом маленьком относительно пространстве путем применения методов математической статистики и теории вероятностей удалось установить отклонения от кочеринской формулы для Московского района в несколько раз в сторону уменьшения против данных, получаемых по формуле. Такое обстоятельство вполне увязывалось с геоморфологией района, где наравне с сильно изрезанным рельефом Москворецкого бассейна мы встречаем плоский, крайне заболоченный рельеф р. Дубны и низовьев р. Сестры. На основании этой проработки мы пришли к выводу, что крайне редко геоморфологические условия бывают настолько однообразными, чтобы формулы типа Кочерина с постоянными параметрами могли быть применимы к бассейнам, превышающим 10 000 — 20 000 км². Если учесть последнее обстоятельство, то формулы Кочерина значительно упрощаются, ибо для таких бассейнов второе слагаемое в правой части теряет смысл, и с достаточной точностью можно принять простую показательную (с отрицательным показателем) связь модуля стока с площадью бассейна. В вышеуказанной работе инж. Ефимовичу и Титову удалось показать, что такие сводные статистические характеристики, как средний пик и рассеяние величин пиков, также могут быть изображены как одночленные показательные функции площади бассейна вида

$$Q_{cp} \cdot \max = \alpha \omega^n, \quad \sigma = \beta \omega^m.$$

Более подробно на этой работе мы не останавливаемся, ибо она имеет более узкий интерес местного значения для Московской области. Краткое описание результатов этой работы было нам нужно лишь, чтобы показать уже выясняющиеся ограничения в применимости формул Кочерина. Все же необходимо подчеркнуть, что вышесказанная работа не дала величин пиков, превосходящих кочеринские, для данного района и обеспеченности порядка раз в 150 лет.

Для более мелких водосборов, с которыми приходится иметь дело при проектировке пересечения деривационных каналов с логами и ручьями, мы рекомендуем применять нормы НТК НКПС 1928 г. Появившиеся позднее нормы ЦИС 1931 г. несравненно более сложны, они требуют кропотливого и весьма сомнительной достоверности (с принципиальной точки зрения) определения коэффициента инфильтрации берегов лога. Как показало сравне-

ние их результатов с нормами НТК, их преимущество в отношении точности совершенно иллюзорно и не окупает крайней сложности их применения.

36 Сравнение с другими реками. Значение физических факторов, влияющих на размер и повторяемость паводков, весьма существенно при изучении прохождения высоких вод, особенно, если период наблюдения на местобудущей установке и вблизи нее не так велик, чтобы позволить точное построение кривых частоты, и если желательно поэтому сравнение с другими реками, для которых ход паводков известен. Кроме различия в размерах площадей бассейнов две реки могут сильно отличаться по характеру паводков вследствие различных гидрологических характеристик водосборов. Коэффициент паводка C § 35, которым необходимо пользоваться вследствие такой несравнимости бассейнов, зависит от трех главных условий:

- 1) преобладающих условий выпадения осадков;
- 2) регулирующей способности бассейна, т. е. его способности задерживать воду временно на поверхности или в виде грунтовых вод и затем распределять максимальные осадки;
- 3) способности бассейна внезапно освобождать накопленную воду.

Средние годовые осадки непоказательны для максимальной интенсивности осадков, которую можно ожидать для данного бассейна.

Возможность всякого рода накапливания воды в бассейне уменьшает размеры паводков. Эту способность бассейна накапливать воду можно подразделить следующим образом:

- 1) накапливание в водохранилищах, озерах и болотах,
- 2) накапливание грунтовых вод,
- 3) накапливание на поверхности почвы.

Весьма редко искусственные водохранилища без повышения нормальной отметки воды могут уменьшить пик больших паводков, так как в это время обычно резервуары уже полны вследствие больших расходов, предшествующих пику. Накапливание воды выше нормальной отметки всегда происходит в естественных водоемах, так как требуется повышение отметки для увеличения напора и площади живого сечения у выхода, чтобы пропустить увеличившийся расход¹. Процент площади, занятой водохранилищами, озерами и болотами, имеет существенное влияние на величину коэффициента паводка.

Величина паводка всегда меньше для рек, дренирующих площади глубоких песков, где значительно накапливание грунтовых вод. Если такие площади велики и простираются до высоких отметок бассейна, их влияние на паводок может быть весьма значительно.

Накапливание влаги на поверхности почвы определяется характером растительности, топографией водосбора и характером русла и берегов.

Очевидно, условия, допускающие быстрый сток осадков к месту плотины, благоприятны для больших паводков. Скалистые склоны, лишенные растительности, дают быстрый сток, наоборот, площади, покрытые густой растительностью, задерживают воду и сглаживают пик паводка; густой кустарник особенно сильно влияет в этом отношении, так как ручейки задерживаются трением при проходе вокруг и между стеблями растений и ветками, спавшими или сбитыми на землю. При максимуме осадков вода практически не задерживается листьями и ветками, находящимися над землей. По

¹ См. § 20 и 37.

этой причине многие инженеры находят, что увеличение паводков¹ при уничтожении лесов следует отнести скорее за счет удаления густого кустарника и хвороста, чем больших деревьев. Крутые уклоны, естественно, дают быстрый сток, поэтому паводки в горных районах относительно сильнее.

Для рек, имеющих притоки, расходящиеся в виде веера от данной точки и приблизительно одинакового размера, пики паводка от каждого из притоков могут достигнуть главной реки и места плотины приблизительно в одно время, что создает относительно большой паводок. Наоборот, когда водосбор имеет вытянутую форму с притоками различных размеров, впадающими в главную реку через правильные промежутки, пики стока от притоков достигают плотины в различное время, создавая относительно малый паводок. Большое число притоков также благоприятствует быстрому стоку.

Реки и притоки, которые имеют частые сужения и шероховатое дно и относительно мелки по сравнению с шириной, могут иметь некоторое задерживающее влияние на быстроту стока.

Способность бассейна внезапно спускать накопленную воду может определяться:

1) частотой и величиной заторов, ледяных и от пльвущего леса, с вытекающей отсюда опасностью прорыва накопившейся воды во время или близко к пику паводка;

2) наличием плотин сомнительной прочности, сохраняющих большое количество воды (некоторое число хорошо спроектированных плотин было разрушено вследствие повреждения вышерасположенных дефектных плотин, имевшего результатом огромное увеличение расхода при внезапном освобождении накопленной воды);

3) временным частичным преграждением течения реки отложениями наносов у погруженных в воду частей мостов и затем разрушением этих сооружений (мостов) с внезапным пуском подпертой воды в критический момент;

4) накоплением воды в виде снега, который может быстро растаять при исключительно больших дождях, сопровождаемых повышением температуры.

В общем, площадь бассейна, максимальная интенсивность и продолжительность осадков, крутизна склонов, геологическая формация бассейна, уклон площади водосбора, расположение притоков и характер растительности в порядке их перечисления оказывают, вероятно, наибольшее влияние на образование паводков. Упомянутые выше пункты, касающиеся возможности внезапного спуска накопленной воды, не могут быть включены в общую классификацию, так как их влияние на паводок слишком неопределенно.

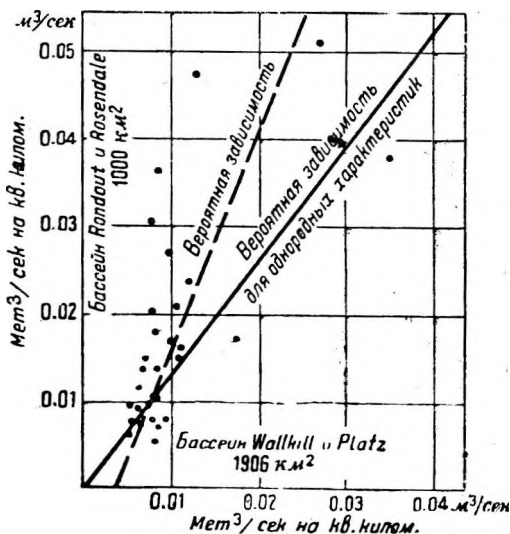
Сравнение характеристик паводков на двух реках дано на фиг. 29, где показана связь между одновременными паводками на рр. Уолкилл (Wallkill) и Рондаут (Rondout Creek), в штате Нью-Йорк, имеющих смежные бассейны.

Из уравнения (5) § 35, видно, что расход паводка на единицу площади бассейна р. Wallkill, равного $1\ 906\ \text{км}^2$, будет обыкновенно около 78 % расхода на единицу площади, бассейна р. Rondout Creek $1000\ \text{км}^2$,

¹ Это не относится к весеннему половодью, когда таяние снега почти всегда замедляется действием леса, что уменьшает пик. *Ред.*

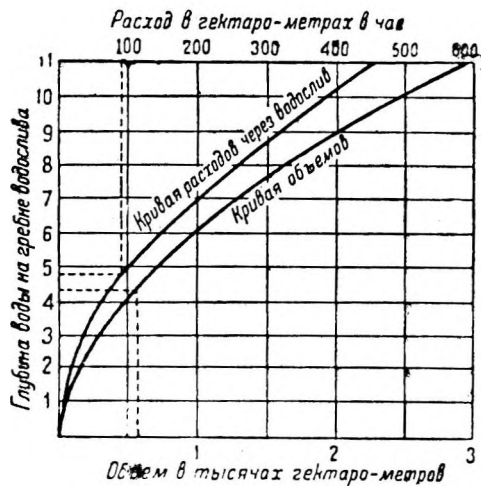
при прочих равных условиях. Эта теоретическая связь показана сплошной линией на фиг. 29. На самом деле, однако, вероятная связь¹ выражается пунктирной линией, проведенной через точки наблюдаемых паводков и показывающей, что р. Rondout Creek имеет относительно более благоприятные условия для паводков, чем р. Wallkill.

Бассейн р. Wallkill имеет меньшие уклоны и большее протяжение болот. Однако, малые паводки на р. Wallkill относительно больше, чем на р. Rondout Creek, что объясняется наличием на последней небольшого искусственного водохранилища, сглаживающего маленькие паводки, но не имеющего заметного влияния на большие. Такие кривые связи позволяют получить приблизительную характеристику паводков реки по относительно коротким периодам наблюдений, если имеются длительные наблюдения на соседней реке.

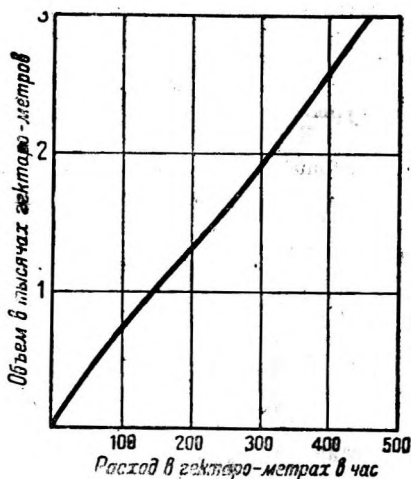


Фиг. 29. Сравнение прохождения паводка р. Уолкил и р. Рондаут-Крик.

37. Влияние искусственного регулирования на паводки. Крупные водохранилища на мелких реках при подъеме воды в период паводков выше



Фиг. 30. Типичные кривые расходов и объемов.



Фиг. 31. Типичная кривая объема — расхода.

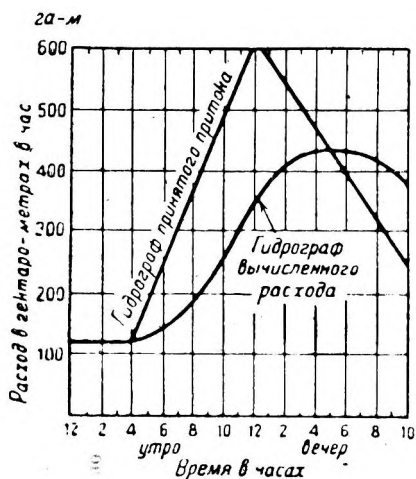
¹ Вероятная связь тут, как и всюду у Кригера, определена недостаточно четко. Как известно по теории корреляции, эта связь выражается двумя прямыми регрессии, а не одной линией. Ред.

нормальной отметки создают условия для значительного уменьшения пикового расхода. Однако рассчитывать при этом на регулирующее влияние объема резервуара ниже нормальной его отметки ненадежно, так как водохранилище может оказаться наполненным как раз перед паводком. Для расчета распластывания паводка, переливающегося через плотину, необходимо иметь:

- 1) гидрограф паводка, поступающего в водохранилище;
- 2) кривую зависимости расхода через водослив от глубины воды на гребне;
- 3) кривую объемов сливной призмы в зависимости от глубины воды на гребне.

Расчет распластывания паводка в САСШ обыкновенно ведут в акро-футах¹ в час (1 220 м³/час) для расхода и в акро-футах (1 220 м³) для объема вместо секундо-футов и куб. футов (секундо-метров и куб. метров), так как первые единицы крупнее и здесь более удобны.

Характер гидрографа расчетного паводка определяется по фактическим гидрографам наблюдаемых паводков. Обычно он изображается прямыми линиями ввиду приблизительного характера используемых данных.



Фиг. 32. Типичное регулирование накоплением поверх линий течения.

что более короткий, хотя и менее точный метод, приведенный в этом примере, находится вполне в пределах точности современных гидрологических расчетов.

В примере принято, что перед началом паводка уровень воды в резервуаре оставался постоянным и расход через водослив равен 1,22 га·м в час при глубине 1,68 м на гребне. Примем приращение времени, в течение которого ход изменений притока и сброса приблизительно постояен, равным t . В примере этот период принят равным 2 час. Необходимые вычисления показаны в табл. 9. Согласно фиг. 32 приток в начале первого периода, т. е. в 4 часа утра, равен 122 и в конце 2-часового периода, т. е. в 6 час.

¹ Акро-фут — это объем призмы воды, имеющей площадь основания 1 акр (4 064,9 м²) и высоту 1 фут (0,305 м). По аналогии в метрических мерах было бы удобно принять за единицу гектаро-метр (га·м), или 10 000 м³. Эта единица объема и применяется в дальнейшем изложении. *Ред.*

² См. № 2 Библиографического указателя, § 38.

Таблица 9
Типовая калькуляция для расчета распадавания паводка (интервалы в часах)

	Первый вариант	Последний вариант									
		4-6	4-6	6-8	8-10	10-12	12-2	2-4	4-6	6-8	8-10
		4-6	4-6	6-8	8-10	10-12	12-2	2-4	4-6	6-8	8-10
1	Начальный приток, <i>а-м</i> в час	123,5	246,0	370,5	494,0	617,5	543,4	469,3	392,2	321,1	
2	Конечный приток, <i>а-м</i> в час	247,0	370,5	494,0	617,5	543,4	469,3	395,2	321,1	247,0	
3	Средний приток, <i>а-м</i> в час	185,3	308,8	432,3	555,3	580,5	506,4	432,3	358,2	284,1	
4	Приток за <i>t</i> час., <i>а-м</i>	370,5	617,5	864,5	1 111,5	1 160,9	990,5	864,5	716,3	568,1	
5	Предполагаемый конечный расход ¹ , <i>а-м</i> в час	148,2	192,7	263,1	345,8	407,6	432,3	432,3	413,7	382,9	
6	Начальный расход ² , <i>а-м</i> в час	123,5	142,0	192,7	263,1	345,8	407,6	432,3	432,3	413,7	
7	Средний расход, <i>а-м</i> в час	135,9	167,3	227,9	304,4	376,2	419,9	472,3	432,0	398,3	
8	Расход за <i>t</i> час., <i>а-м</i>	271,7	394,7	455,7	608,9	753,4	839,8	864,5	846,0	796,6	
9	Требуемый объем ³ водохранилища, <i>а-м</i>	98,8	105,0	282,8	408,8	502,6	407,6	0	-129,7	-228,5	
10	Начальный объем водохранилища ⁴ , <i>а-м</i>	864,5	969,5	1 252,3	1 661,1	2 200,8	2 608,3	2 781,2	2 781,2	2 651,5	
11	Конечный объем водохранилища ⁵ , <i>а-м</i>	969,5	1 252,3	1 661,1	2 200,8	2 608,3	2 781,2	2 781,2	2 651,5	2 423,1	

1 Берется по кривой 11, фиг. 31.

2 По кривой 5 предыдущего интервала.

3 Приток по кривой 4, меньший расход по кривой 8.

5 Сумма по кривым 9 и 10.

утра, —24 га-м в час. Средний приток за период, таким образом, равен 183,0 га-м в час и полный за 2 часа — 366,0 га-м. Этот расчет дан в первой графе табл. 9. Затем делается предположение о величине сброса в конце первого периода (для последующий интервалов предположения эти корректируются общим очертанием кривой расхода через водослив, которая вычерчивается параллельно с расчетом). Если принять сброс в 146,4 га-м в час, то при начальном расходе, принятом в 122 га-м в час, средний расход, составляет 134,2 га-м в час и полный за 2 часа—268,4 га-м.

Таким образом за этот период приток был равен 366 га-м, сброс — 268,4 га-м. Разница в 97,6 га-м должна была остаться в водохранилище. Объем воды в водохранилище вначале был 854,0 га-м и, следовательно, в конце периода стал равен 951,6 га-м. По кривой фиг. 31 видно, что объем в 951,6 га-м соответствует расходу, меньшему 146,4 га-м в час, который был предварительно принят. Поэтому вычисление должно быть повторено и принято новое пробное значение расхода, как показано во второй графе табл. 9, где принят расход 140,3 га-м в час и вычислен объем к концу периода, оказавшийся равным 957,7 га-м. Этот расчет достаточно близко совпадает с данными фиг. 31 и принят за окончательный. Последующие интервалы времени рассчитаны таким же образом, но в таблице даны только окончательные значения. Полученный в результате гидрограф нанесен на фиг. 32.

Следует отметить как проверку при расчете, что кривые притока и расхода фиг. 32 всегда пересекаются в наивысшей точке кривой расхода, а

площадь между кривыми расхода и притока равна полному накопленному объему, в нашем случае $2\ 747,44 - 854 = 1\ 893,44$ га-м. Можно видеть, что в этом случае расход в 610,0 га-м в час был сокращен на 30% благодаря накоплению выше нормальной отметки воды в водохранилище.

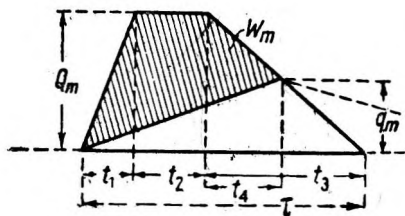
Кочерин дал следующий изящный приближенный метод решения подобной задачи¹.

Для характеристики принципа расчета возьмем график притока в виде неравнобокой трапеции (фиг. 32а). Случай треугольного графика притока будет вытекать отсюда же как частный.

Принятый график притока включает следующие предположения относительно хода паводочной волны;

- 1) в течение периода t_1 расход воды потока (приток) линейно возрастает от нуля до наибольшего значения Q_m ; таким образом t_1 есть период подъема или нарастания паводка;
- 2) в течение последующего периода t_2 расход сохраняет свое наибольшее значение Q_m ; отсюда t_2 есть период наибольшего стока;
- 3) в течение периода t_3 расход линейно падает от Q_m до нуля; поэтому t_3 есть период спада паводка.

Для определенности предположим, что к началу паводка горизонт воды в пруде находится на уровне порога отверстия водоотводящего сооружения, каковым может явиться водослив, если пруд образован плотиной, и мост или



Фиг. 32а.

¹ Подлинное изложение самого Д. И. Кочерина.

труба, если пруд образуется перед дорожной насыпью. В дальнейшем всякое подобное водоотводящее сооружение кратко называем «отверстием». Указанное только что предположение сводится к тому, что мы принимаем расход отверстия q («сбросной» расход) к началу паводка равным нулю. Равным образом от порога отверстия будем отсчитывать и объемы пруда, принимая объем (регуляционный) на уровне порога равным нулю.

Совершенно ясно, что с началом притока паводочной воды к пруду заработает отверстие, причем в первый период $\tau = t_1 + t_2 + t_4$ (период зарядки отверстия) расходы отверстия q в каждый момент будут меньше притока Q , избыток же притока будет оставаться в пруде, заполняя его запасный (регуляционный) объем W и поднимая в нем горизонт воды. Так будет продолжаться до конца периода t_4 , когда расход отверстия q выравняется с притоком Q ; это и будет момент наибольшего сбросного расхода q_m . В дальнейшем расход отверстия q будет падать, но медленнее падения притока Q , так как за период $t_3 - t_4$ отверстие будет пропускать не только секундный приток того же периода, но и накопленный за предыдущий период объем паводочной воды в пруде W .

Задача чрезвычайно упрощается, если задаться каким-либо законом нарастания расходов отверстия q за период τ . Здесь возможны два упрощающих подхода:

1) считать нарастание напора или глубины в отверстии (т. е. горизонт воды в пруде) пропорциональным времени или

2) считать нарастание расхода через отверстие пропорциональным времени.

Как с точки зрения отклонения от действительности, так и по степени упрощения задачи заслуживает предпочтение второе предположение — о линейном изменении¹ расхода q через отверстие за период τ .

Предположив, что расход q нарастает по прямой линии, получаем следующие зависимости:

$$\text{период:} \quad t_4 = t_3 \frac{Q_m - q_m}{Q_m}; \quad (a)$$

полный приток в пруд за период $\tau = t_1 + t_2 + t_4$ будет:

$$\sum Q = \frac{Q_m t_1}{2} + Q_m \cdot t_2 + \frac{Q_m + q_m}{2} t_4 = Q_m \left(\frac{t_1}{2} + t_2 \right) + \frac{t_3 (Q_m^2 - q_m^2)}{2Q_m}; \quad (b)$$

полный расход из пруда через отверстие $\sum q$ за тот же период будет:

$$\sum q = \frac{q_m}{2} (t_1 + t_2 + t_4) = \frac{q_m}{2} (t_1 + t_2) + \frac{Q_m \cdot q_m - q_m^2}{2Q_m}. \quad (c)$$

Беря разность (b) и (c), получим накопленный в пруде за период τ наибольший объем воды W_m (на фиг. 32а заштриховано):

$$\begin{aligned} W_m &= \sum Q - \sum q = Q_m \left(\frac{t_1}{2} + t_2 \right) - q_m \left(\frac{t_1 + t_2}{2} \right) + \\ &+ \frac{t_3}{2Q_m} (Q_m^2 - q_m^2 - Q_m q_m + q_m^2) = Q_m \left(\frac{t_1}{2} + t_2 \right) - q_m \frac{t_1 + t_2}{2} + \\ &+ \frac{t_3}{2} (Q_m - q_m) = Q_m \left(\frac{t_1}{2} + t_2 + \frac{t_3}{2} \right) - q_m \left(\frac{t_1 + t_2 + t_3}{2} \right). \end{aligned} \quad (d)$$

¹ „нормах Кестлина“, т. III, текст, стр. 255.

² Как показал Д. И. Кочерин, вносимая таким предположением ошибка совершенно ничтожна, даже при самых невыгодных для данного метода условиях. (Ред.)

Итак, основное уравнение связи между Q_m , q_m и W_m будет:

$$Q_m \left(\frac{t_1 + t_3}{2} + t_2 \right) - \frac{q_m}{2} (t_1 + t_2 + t_3) = W_m. \quad (I)$$

Если принять в качестве графика притока симметричную (равнобокую) трапецию, то для нее $t_1 = t_3$, и тогда основное уравнение (I) даст:

$$Q_m (t_1 + t_2) - q_m \left(t_1 + \frac{t_2}{2} \right) = W_m. \quad (II)$$

В этом последнем виде уравнение дано Н. Е. Долговым¹. Если же положить в уравнение (I) $t_2 = 0$, то перейдем к треугольному графику притока, для которого имеем:

$$Q_m \left(\frac{t_1 + t_3}{2} \right) - q_m \left(\frac{t_1 + t_3}{2} \right) = W_m \quad (III')$$

или

$$Q_m - q_m = \frac{2^* W_m}{t_1 + t_3}. \quad (III)$$

Если, кроме того, треугольник притока принять симметричным (равнобедренным), то для него $t_1 = t_2$, и тогда:

$$Q_m - q_m = \frac{W_m}{t_1}. \quad (IV)$$

Чтобы свести до минимума число элементов, определяющих график притока и требуемых уравнениями (I), (II), (III) и (IV), произведем следующие простые преобразования.

Заметим, что площадь трапеции, равная суммарному притоку за паводок $\sum Q$, составляет:

$$\sum Q = Q_m \left(\frac{t_1 + t_3}{2} + t_2 \right) = \frac{Q_m}{2} (T + t_2). \quad (V)$$

Отсюда продолжительность паводка T будет:

$$T = t_1 + t_2 + t_3 = \frac{2 \sum Q}{Q_m} - t_2. \quad (VI)$$

Подставляя найденные выражения для $\sum Q$ и T в уравнение (I), получим новую форму основного уравнения для трапецидального графика притока:

$$q_m \left(\frac{\sum Q}{Q_m} - \frac{t_2}{2} \right) = \sum Q - W_m. \quad (VII)$$

Как видно из этого уравнения, для решения задачи в предположении линейного возрастания сбросных расходов и трапецидального графика притока требуются в отношении последнего только три элемента: а) суммарный приток $\sum Q$, б) наибольший расход Q_m и в) период наибольшего расхода t_2 .

Этими данными фигура трапеции притока, правда, определяется не жестко, а именно, оказывается безразличным положение головы трапеции (периода t_2) в пределах проекции основания (период T), как это показано на фиг. 32b. Естественно, что при этом для симметричной тра-

¹ Н. Е. Долгов, О нормах Кестлина и несоответствии этих норм результатам наблюдений над ливнями на Екатерининской ж. д., вып III, текст, Екатеринослав 1915, стр. 251 — 256 и вып. III, чертежи, лист № XII и XXV; так же „Основные положения теории стока ливневых вод“, „Гидрологический вестник“ № 1, 1916, стр. 41.

пеции особого упрощения мы не получим и вместо уравнения (II) будем иметь то же самое уравнение (VII).

Заметив из уравнения (VI), что

$$\frac{T}{2} = \frac{\sum Q}{Q_m} - \frac{t_2}{2}, \quad (VI')$$

можем написать уравнение (VII) в виде:

$$\frac{q_m T}{2} + W_m = \sum Q. \quad (VIII)$$

Здесь по сравнению с уравнением (VII) вместо Q_m и t_2 входит величина T . Таким образом, если бы оказалось возможным устанавливать продолжительность паводка T и суммарный сток $\sum Q$ независимо от величин Q_m и t_2 , то установление этих последних стало бы необязательным для решения, которое можно произвести по уравнению (VIII), имея только T и $\sum Q$. Однако продолжительность паводка T в натуре является довольно неопределенной величиной, почему следует считать основным уравнение (VII),

Положив в уравнении (VII) $t_2 = 0$, перейдем к треугольному графику притока, для которого будем иметь вместо уравнений (III) и (IV) следующую основную связь:

$$q_m \frac{\sum Q}{Q_m} + W_m = \sum Q \quad (IX')$$

или

$$q_m = Q_m - W_m \frac{Q_m}{\sum Q} = Q_m \left(1 - \frac{W_m}{\sum Q} \right). \quad (IX)$$

Как ясно видно из уравнения (IX), для решения задачи — в предположении линейного возрастания сбросных расходов и треугольного графика притока — требуются в отношении последнего только два элемента: а) суммарный приток $\sum Q$ и б) наибольший расход Q_m .

Подобно предыдущему, этими данными фигура треугольника притока определяется не жестко, причем остается безразличным положение вершины треугольника на линии, параллельной основанию и отстоящей от него на Q_m в пределах проекции основания¹ (фиг. 32с).

Заметив, что из уравнения (VI') при $t_2 = 0$ следует:

$$\frac{T}{2} = \frac{\sum Q}{Q_m}, \quad (VI'')$$

можем уравнение (IX') привести в точности к форме уравнения (VIII), которое является совершенно общим уравнением связи для любой формы графика притока в предположении линейного возрастания сбросных расходов².

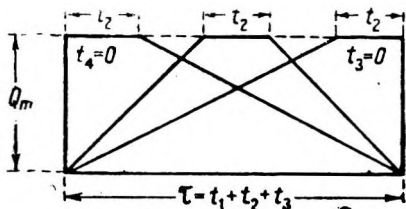
Для треугольного графика притока при замене уравнения (IX') уравнением (VIII) подлежащая установлению величина наибольшего расхода Q_m замещается другой подлежащей установлению величиной — продолжитель-

¹ Выход за пределы основания не имеет смысла по существу графика притока.

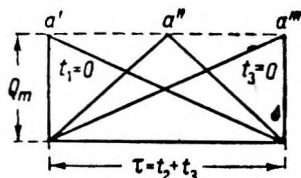
² Точнее говоря, уравнение (VIII) предполагает в графике притока лишь одно условие, что, начиная с момента, когда расход отверстия становится равным q_m приток до конца паводка падает пропорционально времени; форма же графика притока до этого момента безразлична (при $\sum Q = \text{const}$ и $T = \text{const}$).

ности паводка T . Так как последняя замена не представляет выгод, то и здесь основным уравнением считаем (IX) в параллель с (VII) для трапеции.

В уравнениях (VII) и (IX) q_m и W_m являются взаимно связанными величинами; действительно, задаваясь известным q (при определенной ширине отверстия b), мы одновременно задаем напор или глубину h , при которых данное q имеет место для нашего отверстия, а следовательно, фиксируем горизонт воды в пруде, а вместе с ним и регуляционный объем W . Отсюда ясно, что для разрешения задачи при определенном b надо подобрать такую пару взаимных величин q_m и W_m , которые бы уравнению вида (VII) и (IX) удовлетворяли, т. е. обращали его в тождество.



Фиг. 32b.



Фиг. 32c.

Для решения задачи необходимо располагать, во-первых, кривой объемов пруда $W = f(h)$ и, во-вторых, кривой расходов отверстия $q = f(h)$. Первую можно получить, имея план пруда в горизонталях; вторую — с помощью формул гидравлики для расхода через отверстие данного типа. Имея эти данные, мы тем самым можем трактовать уравнения (VII) и (IX) как уравнения с одной неизвестной h (горизонт воды в пруде).

Нетрудно видеть, что при треугольной форме графика притока наибольший расход отверстия q_m всегда меньше наибольшего притока Q_m , хотя бы регуляционный объем пруда и был незначителен (лишь бы он был больше нуля). Действительно, для этого случая имеем уравнение связи (IX), которое можно преобразовать следующим образом:

$$\frac{q_m}{Q_m} = 1 - \frac{W_m}{\sum Q}$$

Отсюда

$$\frac{q_m}{Q_m} < 1, \quad (X)$$

если только $W > 0$; следовательно, в этом случае снижение наибольшего расхода отверстия q_m (по сравнению с наибольшим притоком Q_m) при наличии пруда всегда имеет место.

Что касается трапецидальной формы графика притока, то при ней такой трансформации максимума может и не быть. Отсутствие трансформации ($Q_m = q_m$) будет иметь место (фиг. 32d), когда или период наибольшего стока t_2 продолжителен, или объем пруда W незначителен настолько, что заполнение пруда произойдет раньше, чем начнется спад притока.

Действительно, из уравнения (VII) получим $q_m = Q_m$, если

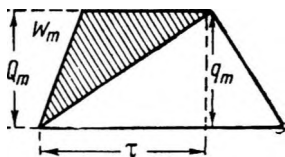
$$t_2 \geq \frac{2W_m}{Q_m},$$

$$W_m \leq \frac{Q_m t_2}{2}. \quad (II)$$

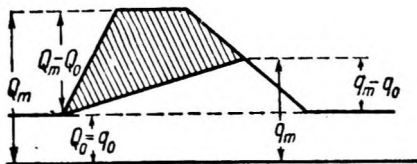
или

Особые случаи. Чтобы показать возможность вариации метода в согласии с условиями задачи, укажем некоторые особые случаи.

а) Если перед паводком имеет место меженный приток Q_0 , полностью проходящий через отверстие ($q_0 = Q_0$), при горизонте воды в пруде h_0 , считая от порога отверстия, то в этом случае (фиг. 32е) уравнения (VII) и (IX) следует относить не к полным расходам Q_m и q_m , а лишь к части их, обусловливаемой собственно паводком, т. е. $(Q_m - Q_0)$ и $(q_m - q_0)$.



Фиг. 32d.



Фиг. 32е.

Соответственно этому и регулиционный объем пруда следует считать от горизонта h_0 , т. е. принимать вместо W_m в уравнениях (VII) и (IX) $W_m - W_0$.

б) Если в качестве отверстия имеется водоспуск, обычно закрытый (предполагаем предпаводочные расходы $q_0 = Q_0 = 0$) и открываемый лишь во время паводка, то, пренебрегая некоторым опусканием горизонта в пруде в первое время после открытия водоспуска (пока $q > Q$) и считая, что перед паводком горизонт воды был на h_0 выше порога водоспуска и что этому горизонту отвечает расход через водоспуск q_b (фиг. 32f), можно с достаточной точностью найти и паводочный подъем горизонта Δh_m (сверх h_b) и наибольший расход водоспуска q_m , принимая в уравнениях (VI) и (IX) вместо Q_m величину $Q_m - q_b$, вместо q_m величину $q_m - q_b$ и вместо W_m (от порога водоспуска) величину $W_m - W_b$ (от предпаводочного горизонта).

В отношении техники расчета при заданном размере отверстия метод Кочерина может быть несколько усовершенствован. Именно, очень часто связь между расходом через отверстие и объемом воды в водохранилище, накопившемся с момента начала его заполнения водами паводка, может быть выражена с достаточной в таком расчете точностью в виде линейной зависимости

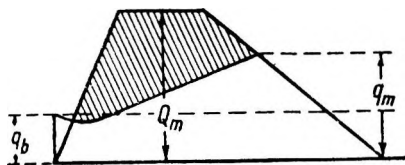
$$W_m = a + bq_m.$$

Так, например, связь расхода через водослив и объем водохранилища, участвующего в сбое пика, приведенная на фиг. 31, выражается на всем ее протяжении в виде

$$W_m = 6,43 q_m.$$

Если бы оказалось, что такая связь на всем протяжении не выражается линейно, то во всяком случае отдельные ее участки безусловно могут быть представлены в виде выражения

$$W_m = a + bq_m.$$



Фиг. 32f.

Далее, для треугольного графика притока имеем из уравнения (IX'):

$$q_m = Q_m \left(1 - \frac{W_m}{\sum Q} \right),$$

а для трапецидального графика притока по уравнению (VII):

$$q_m = \frac{1 - \frac{W_m}{\sum Q}}{1 - \frac{t_2 Q_m}{2 \sum Q}}.$$

Присоединяя к тому или другому из последних уравнений, смотря по характеру задачи, линейную зависимость W_m от q_m , получим два линейных уравнения относительно W_m и решение которых является элементарно простой задачей.

Применим изложенный метод к примеру, только что подробно просчитанному. Как уже сказано выше, в этом случае связь между W_m и q_m имеет вид:

$$W_m - 861 = 6,43 (q_m - 123).$$

Уравнение (IX') применительно к этим конкретным данным принимает вид:

$$q_m - 123 = 492 \left(1 - \frac{W_m - 861}{5250} \right).$$

Совместное решение этих уравнений приводит к ответу

$$q_m = 123 = 307 \text{ га-м в час.}$$

Приведенный пример относится к категории особых случаев, как они даны в вышеприведенной выдержке Д. И. Кочерина, под литерой «а».

38. Библиография. (См. также § 7 и 25.)

1. W. E. Fuller, Flood Flows, „Trans. Am. S. C. E.“, vol. LXXVI. (В. Е. Фуллер, Паводки. Работа дает метод расчета влияния искусственных водохранилищ на паводки.)
2. S. M. Woodward, Hydraulics of the Miami Flood Control Project. (С. М. Вудворд, Гидравлическая часть проекта регулирования паводков р. Майами, Технический доклад, ч. VII, Мейами, Консерванси Дистрикт, Дейтон, Огайо 1920.)
3. J. T. Whistler, Spillway Capacity required for Reservoirs in Western U. S., „Engineering News Record“, vol. 83, 1919, p. 28. (Дж. Т. Уистлер, Пропускная способность водосливов, требовавшаяся для водохранилищ западных штатов.)
4. Appendix № 7, Flood Commission, Pittsburg, Pa. (Приложение № 7, Комиссия по паводкам, Питтсбург, Пенсильвания.)
5. U. S. Geological Survey, „Water Supply Paper“ № 334. (Работа дает гидрографы 15 паводков для площади различного размера.)
6. R. E. Horton, Determining the Regulating Effect of a Storage Reservoir, „Engineering News-Record“, vol. 81, 1918, p. 455. (Р. Е. Хортон, Определение регулирующего влияния водохранилища.)

Мощность установки

39. Общие замечания. В определение наиболее экономичной мощности гидроэлектрической установки и размеров водохранилища, необходимых для наиболее экономичного использования расходов реки, входит весьма много факторов. Большинство этих факторов так связано между собой, что проблема не имеет непосредственного решения. При важных и сложных проблемах необходим целый ряд проработок различных вариантов установки, прежде чем может быть принята окончательная схема. На схеме фиг. 33 показана взаимозависимость различных факторов, определяющих выбор схемы использования и отдачи станции. Эти факторы в обычном порядке их изучения очерчены здесь лишь вкратце и будут затем детально описаны в последующих параграфах.

При определении мощности установки (9) необходимо рассматривать совместно спрос на энергию (1), располагаемый напор (2), естественный расход реки (3), размеры возможного, экономически выгодного, регулирования (4), вероятную стоимость сооружений (5), стоимость энергии (6), характер и мощность существующих и проектируемых резервных установок (7) и величину установленной мощности, требующейся для покрытия пиков других недостаточно отрегулированных станций (8). На схему использования влияет, быть может больше всего, род вырабатываемой энергии. Ниже рассмотрены два основных случая.

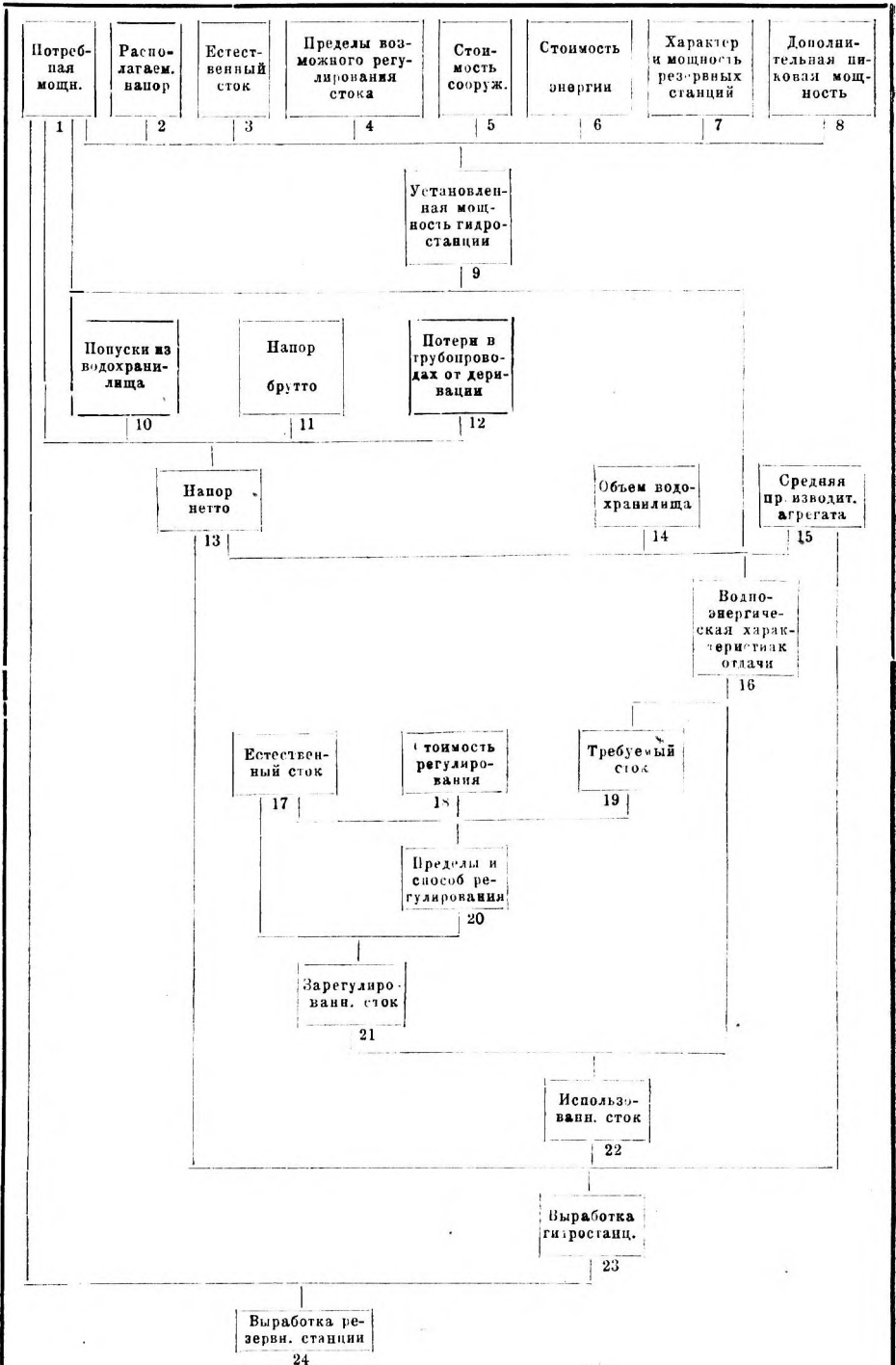
Случай 1. *Для основной мощности.* Как показано в § 30, где описано регулирование, колебания естественных расходов реки ни в какой степени не соответствуют колебаниям нагрузки. Поэтому, если потребитель требует постоянно обеспеченной основной мощности и при этом отсутствует возможность регулирования или работы с резервными станциями, мощность установки должна быть ограничена минимальным естественным расходом реки, так как всегда должна иметься вода на полную мощность.

Если возможно устройство бассейна суточного регулирования, мощность должна быть рассчитана так, чтобы средняя суточная отдача (которая обычно много меньше максимальной отдачи) соответствовала минимальному расходу реки.

Если имеется водохранилище длительного регулирования, но нет возможности суточного регулирования при станции, мощность должна быть ограничена минимальным зарегулированным расходом.

Если имеется возможность всех видов регулирования, средняя отдача должна соответствовать минимальному зарегулированному расходу.

Если имеются резервные станции, мощность установки может быть увеличена настолько, чтобы резерв был всегда в состоянии покрыть дефицит мощности, вызванный недостаточностью естественного или зарегулированного расхода.



Фиг. 33. Диаграмма главных факторов, влияющих на мощность и выработку установок.

Случай II. *Для сезонной мощности.* Если характер потребления таков, что энергия частично может быть продана как сезонная, т. е. отдача может быть прервана в периоды низкой воды, мощность использования возможно увеличить до любого желательного предела.

Отсюда видно, что для основной мощности без резерва, мощность установки определенно фиксируется минимумом естественного или зарегулированного расхода. Для основной же мощности с резервом, покрывающим дефициты мощности, или для случая сезонной отдачи мощность станции ограничивается только необходимостью производить энергию по достаточно низкой цене. Стоимость станции на установленный киловатт уменьшается с увеличением мощности установки, потому что здесь всегда имеются многие постоянные элементы расхода, как плотина, отчуждение земель и пр., не зависящие от увеличения установленной мощности. С другой стороны, отдача на установленный киловатт уменьшается с увеличением мощности, потому что, чем больше используемый расход, тем меньше его продолжительность. Поэтому существует определенный предел мощности, после которого дальнейшее увеличение отдачи становится невыгодным. Предел этот зависит, главным образом, от стоимости установленного киловатта и от ценности энергии. Стоимость водохранилищ, конечно, непосредственно участвует в определении пределов экономически выгодного регулирования.

Многие факторы, влияющие на выбор мощности станции, должны быть сначала определены лишь приблизительно, с тем чтобы потом подвергнуться дальнейшим уточнениям. Например, наилучшей мощностью (9) зависит от размеров возможного регулирования (4), но при обычном порядке проектирования регулирование не может быть точно учтено до установления мощности станции. На реках без регулирующих сток водохранилищ для станций, дающих большие количества дополнительной (сезонной) мощности или лишь дополняющих тепловые установки, установленная мощность часто повышается до соответствия расходу, обеспеченному только 30% времени по кривой продолжительности (см. фиг. 55). В таких случаях станция должна быть относительно недорога или ценность энергии особенно велика, так как часть такой станции будет бездействовать больший процент времени. Гидравлическая энергия без регулирования стока редко может быть выгодно использована только как основная, если нет резерва, потому что незарегулированный минимальный расход для большинства рек ничтожен по сравнению с расходом, требующимся для выгодной работы станции. Часто требуется установленная мощность, превышающая суммарный пик нагрузки. Так как установленная мощность не может возрастать любыми малыми приращениями, требуется значительный установленный излишек ее для удовлетворения постепенно возрастающего спроса. Если станция работает изолированно, не имея для себя резерва, требуются дополнительные агрегаты для обеспечения отдачи при остановке машин на ремонт или чистку. Такие остановки весьма редки для современных больших станций, и дополнительные агрегаты редко требуются, если станция должна работать на сезонное потребление. Совершенно очевидно преимущество работы объединенной системы станций, где один резервный агрегат может обслуживать все станции системы.

Мощность, превосходящая наилучшую с точки зрения интересов самой станции, все же может оказаться выгодной, если она в состоянии выгодно дополнять работу других станций системы, не имеющих суточного регулирования. Дополнительная мощность может быть использована для таких целей только на станциях, имеющих большие возможности суточного регу-

лирования. Такие станции носят название «пиковых», так как они, имея бассейны суточного регулирования, могут снимать пики потребления, работая при низком коэффициенте использования, в то время как другие станции с малыми регулирующими водоемами или совсем без таковых срабатывают основную часть графика потребления при высоком коэффициенте использования.

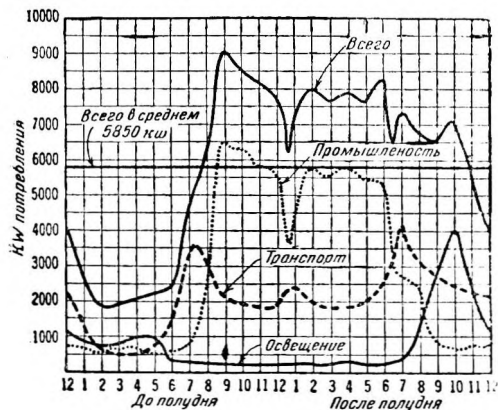
После того как выбрана мощность станции (9), обычно определяют то, что называется водноэнергетической характеристикой отдачи (16). Для этого определяется зависимость между полным расходом реки и расходом используемым. Она выражается в форме уравнения или диаграммы, которая показывает для каждого данного расхода реки ту величину расхода, которая может быть обращена в полезную работу. Такая диаграмма дана на фиг. 46 и подробно описана в § 51. Как показано на фиг. 33, водноэнергетическая характеристика отдачи (16) зависит от установленной мощности (9), потребления (1), среднего к. п. д. оборудования (15), возможности суточного регулирования (14) и напора (13).

Далее расход реки (21), регулированный или нерегулированный водохранилищем, выражается в форме таблицы или графика, затем используемая часть расхода (22) определяется по водноэнергетической характеристике отдачи (18) и переводятся соответственно напору (13) и к. п. д. машины (15)

в полную отдачу гидравлической энергии (23) за данный период. Разность между отдачей гидравлической энергии (23) и потреблением рынка (1) пополняется резервными станциями (24).

Напор нетто у станций и эффективный напор нетто (13), описанные в § 49, зависят от напора бьефа (10) и потерь на трение в подводящих воду устройствах (12)

Потребный расход (19) есть расход, требующийся для обеспечения всего потребления энергии (16); его желательно иметь возможно большую часть времени постоянным. При данном потребном расходе (19) предел и метод



Фиг. 34. Типичный суточный график нагрузки за летний рабочий день (потребитель энергии — город).

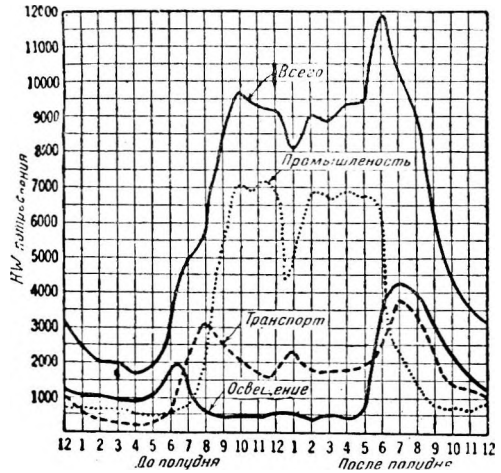
экономически выгодного регулирования зависят от размеров и колебания естественного стока реки (17) и от стоимости водохранилища (18). Отрегулированный расход реки (21) представляет собой естественный расход реки (17), измененный до наивысшего предела, допускаемого запроектированными водохранилищами (20).

40. Спрос на энергию. Потребление изменяется с характером обслуживаемого рынка. Тремя главными потребителями энергии являются: промышленность, освещение и транспорт. Каждый из них имеет свои отличительные признаки, которые значительно меняются для разных районов и выражается кривыми нагрузки, на которых спрос на энергию представлен ординатой, а время — абсциссой. Типовая кривая нагрузки для города в будни летом дана на фиг. 34.

Промышленная нагрузка резко поднимается около 7 час. утра в будние дни и продолжается почти до 6 час. вечера с кратковременным понижением во время обеда. Большая осветительная нагрузка начинается с сумерками. Наивысшая транспортная нагрузка, бывает утром между 6 и 8 час. Максимальный пик транспортной нагрузки обычно наблюдается вечерами, после закрытия фабрик. Суммарный график нагрузки также показан на фиг. 34. Летний пик нагрузки может случиться во всякое время дня, в данном случае он имеет место в 9 час. утра.

Типичная кривая нагрузки для зимнего рабочего дня представлена на фиг. 35. Надо отметить, что зимою осветительная и промышленная нагрузки совпадают, часто давая в результате наивысший спрос после полудня или в начале вечера. Максимальный годовой пик обычно наблюдается в середине декабря, когда потребление для освещения и транспорта достигает наивысшего значения.

Типичная кривая нагрузки для летней недели показана на фиг. 36. Нагрузка за рабочие дни та же, что и на фиг. 34, но здесь показано среднее часовое потребление. В рассматриваемом районе большая часть заводов закрыта накануне выходного после полудня и



Фиг. 35. Типичный суточный график нагрузки за зимний рабочий день (потребитель энергии город).



Фиг. 36. Типичный суточный график нагрузки летом.

весь выходной день, в результате чего потребление в это время сокращается. Штриховка частей кривой показывает суточное регулирование, описанное в § 61.

Отдача обычно регистрируется на силовой станции как среднее потребление за час и на кривых нагрузки изображается, как показано на фиг. 36.

За исключением необычного случая, когда регулирующий бассейн недостаточен для регулирования расхода реки в соответствии с изменениями нагрузки в пределах 1 часа, фактический пик в пределах часа не представляет особого интереса кроме максимального годового пика потребления,

который фиксирует установленную мощность, требующуюся для обеспечения пиковой нагрузки. Фактический пик нагрузки превосходит соответствующий среднечасовой пик нагрузки на 5% для очень крупных систем и до 25% и более для мелких систем, для транспорта и для других крайне неравномерных потребителей.

Потребление насосов во многих случаях практически постоянно во все время действия. Откачка глубоких шахт обычно практически постоянна в течение года. Откачка неглубоких шахт меняется в зависимости от притока грунтовых вод. Работа насосов для муниципального водоснабжения, качающих из глубокого источника, может быть ограничена периодами уменьшения расходов в главной системе, питающейся из более высоко расположенного источника. В таких случаях нагрузка является неподходящей для станции с регулируемым расходом, обслуживающей и другой рынок, потому что такие периоды совпадают с общим недостатком воды для работы станции. Это справедливо и для нагрузки, даваемой ирригационными насосами, так как вода для орошения требуется в засушливые периоды, когда незарегулированный расход реки невелик.

Сезонные изменения потребления могут вызываться нормальными колебаниями или постоянными изменениями в условиях рынка. Нормальные сезонные колебания нагрузки для насосов описаны выше. Осветительная нагрузка всегда больше в темные зимние дни. Летом нагрузка транспорта в выходные дни может превосходить нагрузку в будни, если имеются популярные загородные увеселения. Сезонные изменения промышленной нагрузки в большей степени зависят от характера производства. Многие работы, как, например, разработка карьеров или поверхностных шахт, прекращаются зимой при холодном климате.

С другой стороны, фабрики древесной массы обычно работают усиленно, когда много воды, с тем чтобы накопить достаточно массы к началу маловодного периода, когда воды хватает только для производства бумаги. В общем, однако, городская нагрузка немного уменьшается в летнее время. Типовой годовой график потребления для смешанной городской нагрузки показан на фиг. 37.

Эта кривая ясно показывает постоянный характер изменений условий рынка, а именно, возрастание годового потребления, которое требует частого увеличения мощности системы для обеспечения растущего спроса.

Расчет потребления к моменту окончания постройки станции¹ и в дальнейшем обычно основывается на характере возрастания его за предыдущие годы, хотя иногда возможно специально учесть будущих крупных потребителей. Во многих случаях имеется в виду при расчете основания, головных сооружений и других частей станции возможность будущей установки дополнительных агрегатов для обеспечения предусмотренных требований рынка в последующие годы, и проектирование всегда должно включать анализ возможности такого расширения.



Фиг. 37. Типичный годовой график нагрузки с пониженным летним потреблением.

¹ В условиях социалистического хозяйства этот расчет опирается на пятилетние и генеральные планы и частные задания плановых органов. *Ред.*

Бюро стандартов Американского общества инженеров-электриков (American Institute of Electrical Engineers) приняты в 1921 г. следующие определения.

Коэффициентом нагрузки называется отношение средней мощности (отдачи) к пиковой. В каждом случае интервал, за который берется максимальная нагрузка в период, для которого вычисляется средняя, должен быть определенно указан, например «получасовой месячный» коэффициента, нагрузки. Правильный выбор интервала и периода обычно зависит от местных условий и от той цели, для которой используется коэффициент нагрузки.

Впоследствии будет показано, как важно, пользуясь коэффициентом нагрузки, знать, где измеряется мощность. В случае гидроэлектрической станции мощность обычно измеряется на шинах генераторов. Средняя мощность берется за известный период времени (день, месяц или год), и максимум берется как максимальная нагрузка в пределах этого периода. Максимальная нагрузка иногда является 5-минутным максимальным пиком, получасовым или часовым, но в случае гидроэлектрической станции следует брать моментальный или мгновенный пик, так как мощность не может превзойти номинальную, как в случае тепловой станции.

Мгновенный суточный коэффициент нагрузки в течение дня, показанный на фиг. 34, соответствует 65% при средней нагрузке в 5 850 *квт* и максимальном пике 9 000 *квт*. Для целой недели, как показано на фиг. 36, часовой недельный коэффициент нагрузки равен 61,2% при средней мощности в 5 320 *квт* и часовом пике 8 700 *квт*. Мгновенный и недельный коэффициент нагрузки равен 59,1% при средней мощности в 5 320 *квт* и мгновенном пике 9 000 *квт*. На фиг. 37 средняя нагрузка за 1919 г. показана в 5 920 *квт*. Так как мгновенный годовой пик в 1919 г. был 12 900 *квт*, максимальный годовой коэффициент нагрузки был 45,9%. Отсюда коэффициент нагрузки должен обозначаться по периоду, к которому он относится, например «мгновенный летнего рабочего дня» или «часовой рабочего дня», «мгновенный годовой коэффициент нагрузки» и т. п. Если такого определения не дано, термин обозначает мгновенный годовой коэффициент нагрузки, который может быть тоже мгновенным недельным, если недельная отдача и пик постоянны в течение года.

Коэффициент нагрузки малых станций общественного пользования часто опускается до 20 или 30%. Правильным выбором потребителей, используя энергию для разнообразных целей, коэффициент нагрузки для средних и крупных станций может быть доведен до 80 и даже 90%. Обычный коэффициент нагрузки для городских систем среднего размера составляет от 40 до 60%.

Коэффициент нагрузки является показателем эффективности работы станции или предела, до которого используется установленная мощность¹.

Комбинация двух или более систем неизменно создает увеличение коэффициента нагрузки, так как он возрастает с числом присоединенных потребителей.

Коэффициентом спроса системы или части системы называется отношение максимума потребления к полной присоединенной мощности системы или рассматриваемой ее части.

¹ Это неточно. Эффективность нагрузки станции характеризуется отношением средней мощности к установленной коэффициентом использования, который, вообще говоря, отличается от коэффициента нагрузки. *Ред.*

В большинстве случаев полная мощность всех моторов, освещения и других потребителей в данной промышленности или в рассматриваемой ее части никогда не используется одновременно, и потому потребление обычно меньше присоединенной мощности. Если, например, вся присоединенная нагрузка равна 100 *квт*, а имеющий место пик всего 80 *квт*. коэффициент спроса равен 80%.

Коэффициентом одновременности системы или части ее называется отношение суммы максимумов потребления подразделений системы к максимуму потребления всей системы или рассматриваемой ее части, измеренному у потребителя.

Некоторые инженеры предпочитают употреблять величину, обратную этому отношению. По первому определению коэффициент одновременности системы всегда больше единицы, а по второму — меньше единицы. Если, например, три части системы имеют максимумы потребления 100, 200 и 300 *квт*, сумма этих максимумов равна 600 *квт*. Максимальное потребление комбинированных трех частей системы будет меньше 600 *квт*, потому что три максимума не совпадут по времени, и если максимум потребления системы достигнет 400 *квт*, коэффициент одновременности будет 1,5, или 66⅔%, согласно первому или второму определению.

Коэффициент использования станции есть отношение средней нагрузки к установленной (номинальной).

Средняя нагрузка для определения коэффициента использования станции есть средняя отдача генераторов, измеренная на шинах. Под мощностью станции здесь понимается номинальная мощность машин на шинах генератора.

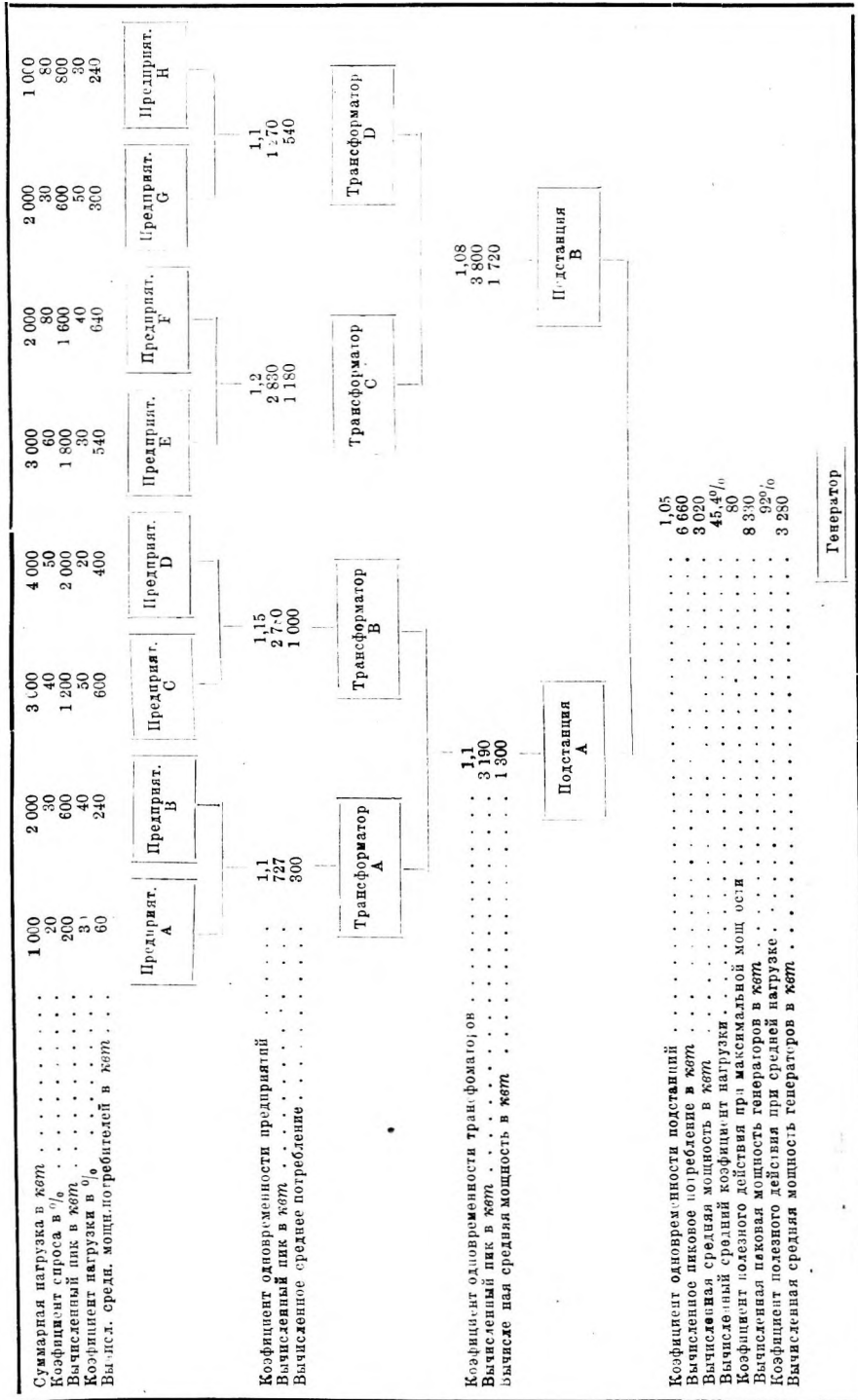
Схема фиг. 38 иллюстрирует использование вышеописанных коэффициентов для расчета установленной и средней мощности станции, требующихся для обслуживания данного потребления. Здесь весьма трудно точно учесть различные факторы, если не все потребители имеют счетчики¹. Требуется очень большая осторожность при употреблении опубликованных данных по указанным коэффициентам, так как значение терминов не всегда соответствует определениям, принятым Американским институтом.

Если для того, чтобы дать резервный агрегат или обеспечить рост потребления, установленная мощность в предыдущем примере будет 10 000 *квт*, коэффициент использования будет $\frac{3\ 280}{10\ 000} = 32,8\%$. Надо отметить, что отношение средней рабочей мощности генераторов к их пиковой мощности равно $\frac{3\ 280}{8\ 530} = 39,4\%$ и отношение средней отданной мощности у потребителей к пиковой мощности у потребителей равно $\frac{3\ 020}{6\ 660} = 45,4\%$.

Коэффициенту нагрузки отвечает первое отношение, если энергия измеряется на распределительной доске, и второе, если она измеряется у потребителя. Разница зависит от того факта, что к. п. д. станции различен для средней и для полной нагрузки, поэтому ясно видно, как важно при определении коэффициента нагрузки знать, где измеряется отдача.

Энергия передается целому ряду потребителей, значение которых определяется условиями договора. Та часть мощности и отдачи, которая должна быть обеспечена потребителю полностью все время, называется «основной».

¹ См. № 2, 3, 4 Библиографического указателя § 46.



Фиг. 38. Схема определения средней и пиковой мощности генераторов на основе изучения рынков потребления

Те нагрузки, которые могут прерываться во время низкой воды, называются нагрузками сезонными.

Основные нагрузки имеют иногда такую большую важность, что даются электропередачи, резервные агрегаты и резервные станции, в обычном порядке не требующиеся, специально как мера безопасности ввиду тяжелых последствий в случае выключения присоединенной основной нагрузки.

Весь недостаток в отдаче основной мощности вследствие низких расходов реки должен быть покрыт резервными станциями. Резервные станции могут быть паровыми или тоже гидроэлектрическими, имеющими достаточное регулирование. Иногда энергия для этих целей передается из других систем.

Использование дополнительной (сезонной) энергии обычно весьма нежелательно для потребителя, и потому такая энергия должна продаваться по гораздо более низкой цене, чем основная.

Часто гидроэлектрические станции, не имеющие регулирования, используются в присоединении к большим тепловым установкам с тем, чтобы сберечь топливо во время высокой воды и дать тепловой станции более равномерный и тем самым более экономичный в течение суток график работы при низкой воде. В последнем случае существенно важно иметь бассейн суточного регулирования. Весь низкий расход воды накапливается в бассейне и используется для снятия пиков нагрузки, как более подробно описано в § 51.

41. Напор. Вероятный напор нетто установки должен быть предварительно фиксирован для изучения его влияния на выбор мощности. Если только предельная отметка верхнего бьефа не ограничивается размерами отчуждения, железнодорожными линиями, мостами или другими гидростанциями, редко можно фиксировать точно наиболее экономичный напор, так как строгое исследование требует сравнения результатов для ряда различных напоров.

Практически нет предела напорам, которые могут быть экономически использованы. Напоры существующих станций изменяются от 1 до 1000 м.

42. Возможное регулирование стока. Для основной и даже для сезонной энергии регулирование на малых и средних реках часто является весьма выгодным вложением капитала. Для основной энергии минимальный расход часто может быть увеличен в 5 или 10 раз при относительно небольшом водохранилище. В некоторых случаях водохранилища на малых реках могут регулировать практически весь расход реки. Длительное регулирование на крупных реках экономически возможно бывает редко, так как количество воды слишком велико для этого. Достаточный регулирующий (суточный) бассейн для регулирования недельных расходов согласно графику нагрузки обычно бывает необходим для успешного использования воды. К счастью в редких случаях устройство достаточного бассейна суточного регулирования требует больших затрат. В действительности в большинстве случаев верхний бьеф, создаваемый плотиной, достаточен для этой цели при относительно малой его сработке.

43. Стоимость установки. Для стоимости гидростанции на установленный киловатт имеется мало надежных статистических данных. Опубликованные данные во многих случаях не указывают отдельных элементов, вошедших в эту стоимость, и размеров работ, что делает их мало пригодными для сравнения. Вследствие крайне изменчивых местных условий, таких как длина электропередач, высота плотины, устройства, предусмотренные для

расширения станции, цена земель, строительных материалов, рабочей силы, стоимость установленного киловатта широко меняется для разных местностей. Опыт автора по гидроустановкам включает стоимости от 80 долл. (155 р. 20 к.) до 200 долл. (398 руб.) на установленный киловатт, не учитывая распределительной сети. Максимальная стоимость, при которой выгодно вложение капитала, изменяется с характером рынка и ценностью энергии. Потребитель с высоким коэффициентом нагрузки в районе, где топливо дорого, в состоянии выдерживать значительно более высокую стоимость станции, чем при менее благоприятных условиях.

44. Ценность энергии. Ценность энергии обычно определяется конкуренцией с другими возможными источниками энергии. Основным конкурентом гидравлической станции является паровая станция, хотя в районах, удаленных от угольных бассейнов, широко употребляются двигатели внутреннего сгорания. Современные тепловые станции большой мощности, расположенные близко к угольным бассейнам, могут давать энергию по весьма низкой цене (см. ч. II). В таких случаях конкуренция для водной энергии очень трудна. Для паровых станций меньшей мощности и удаленных от шахт стоимость энергии быстро возрастает.

45. Резервные станции. Для обеспечения проектируемой системы резервной мощностью могут быть использованы паровая станция или гидроэлектрические установки. Нефтяные или газовые моторы применяются редко. За исключением весьма крупных систем объединение обыкновенно состоит из одной или нескольких гидроэлектрических станций, резервированных одной тепловой, с мощностью, достаточной только для пополнения гидравлической мощности во время периодов низкой воды. Низконапорные станции на больших реках без водохранилищ и высоконапорные установки с водохранилищами прекрасно дополняют друг друга, особенно для основной отдачи, как пояснено в § 56.

Резервные станции редко сооружаются только как мера против перерывов от поврежденных электропередач или турбин. Перерывы в обслуживании за исключением происходящих от недостатка воды во время засухи или от падения напоров при паводках¹ весьма редки при правильно спроектированных и построенных современных станциях. Для особо важного потребителя резервные турбины и двойные электропередачи сокращают возможность перерыва работы, уравнивая ее с имеющей место на тепловых станциях, особенно, если к системе присоединено несколько гидростанций.

Кустование соседних систем с целью взаимного снабжения энергией получило значительное распространение за последние годы²). Как было пояснено в § 40, получающееся увеличение рынка потребления почти неизменно вызывает увеличение коэффициента нагрузки. Более того, минимальный сток для различных рек, если они удалены друг от друга, может не совпадать по времени. Кустование показало существенные выгоды не только в отношении улучшения условий потребления и отдачи, но и как дополнительная защита от перерывов работы и как средство для выравнивания графика отдачи резервных тепловых станций.

46. Библиография.

1. W. S. М и г г а у, A Superpower System for the Region between Boston and Washington, „Professional Paper“, 123, U. S. Geol. Survey, 1921. (В. С. Мюррей, Сверхмощная система для района между Бостоном и Вашингтоном.)

¹ См. § 49.

² См. № 1, Библиографического указателя § 46.

2. E. W. L l o y d, A. Compilation of the demand and load Factors of many lighting and Power Users of the Commonwealth Edison Co, „Proc. of the Nat. El. Lt. Assn.“, vol. 2, 1909, p. 586. (Е. В. Лойд, Сводка спроса и коэффициентов нагрузки для многих потребителей Компании Эдисона в Чикаго.)

3. G e a r and W i l l i a m s, Electrical Central Station Distribution systems, 1911.

(Ж и р и В и л л и а м с, Системы распределения Центральной электрической станции.)

4. H. B. G e a r, Diversity Factors, „Electrical World“, 1910, p. 927. (Х. Б. Ж и р,

Коэффициент разновременности.)

5. Standarts of the Am. In. of El. Engineers. (Стандарты Американского института инженеров-электриков, 1921.)

Глава VII

Отдача и потребный расход

47. Общие соображения. Определение отдачи и потребного расхода воды, так же как и описание их значения при исчислении наличной мощности, даны в § 39.

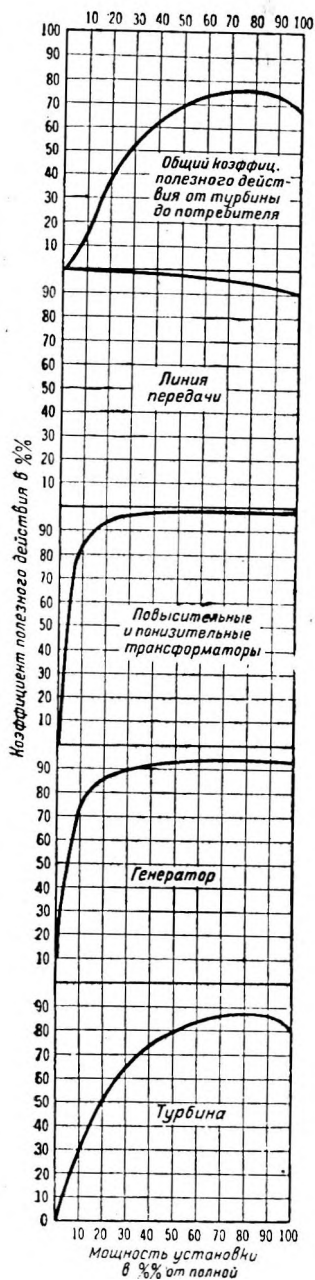
Как видно из фиг. 33, они зависят от характера потребления, мощности установки, к. п. д. суточного регулирования и напора. Характер потребления и мощности установки рассмотрен в главе VI.

48. Коэффициент полезного действия машин и оборудования. Неизбежные потери при генерации и трансформации энергии, так же как и передача этой энергии к месту потребления, часто поглощают значительную долю всей энергии. Как будет видно из § 49, потери в трубопроводе учитываются введением в расчет напора нетто или действующего напора у турбины и не должны учитываться в к. п. д. собственно силовой установки (станции).

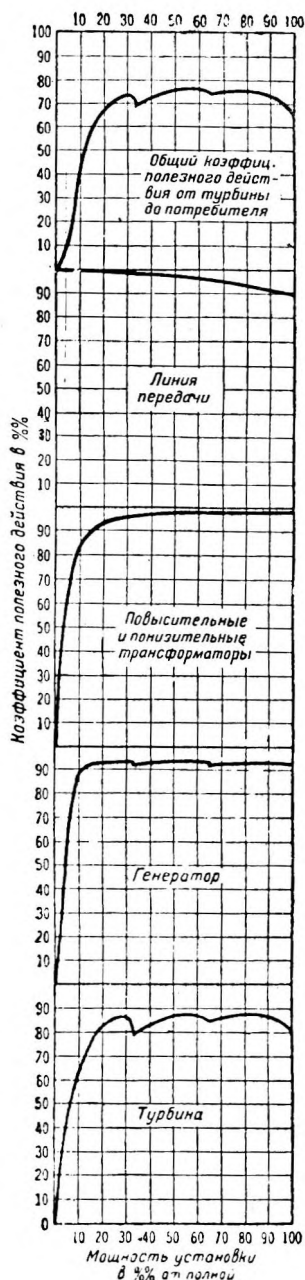
Потери энергии в оборудовании различного рода, применяемого при генерации механической энергии в турбине, при превращении последней в электроэнергию при помощи генератора, при трансформации ее в удобный для передачи ток высокого напряжения, в самой передаче и при обратной трансформации в ток низкого напряжения, пригодный для местного потребления (распределения), учитываются к. п. д. этих устройств.

Коэффициент полезного действия, представляющий собой отношение между энергией, отдаваемой машиной (или вообще какой-либо установкой), и энергией, подводимой к ней, обычно выражается в процентах. Таким образом если вода, проходящая через турбину, имеет мощность 8 000 *квт*, а на валу генератора развивается только 6 400 *квт*, то это значит, что к. п. д. турбины равен 80%. Если затем генератор подает к сборным шинам 5 900 *квт*, то к. п. д. генератора равен 93%. Общий к. п. д. нескольких машин равен произведению к. п. д. всех отдельных машин. В предыдущем случае общий к. п. д. турбины и генератора равен 74,4%. Коэффициент полезного действия станции представляет собой отношение между энергией, отдаваемой в некоторой данной точке, и энергией, подводимой водою к турбине, и является произведением к. п. д. всех отдельных частей системы.

Коэффициент полезного действия различных машин, применяемых в гидроэлектрических установках, не является постоянным, но меняется вместе с количеством производимой энергии. Изменение к. п. д. вместе с мощностью зависит от свойств (характеристики) данной машины и часто определяется только путем опытов. Коэффициент полезного действия оборудования, гарантированный фирмами, и вычисленный к. п. д. линии передачи для типичной среднего размера гидроэлектрической станции с одной турбиной даны на фиг. 39, а для станции с тремя турбинами — на фиг. 40. Следует иметь в виду, что за исключением линии передачи к. п. д. при



Фиг. 39. Коэффициент полезного действия типичной гидроэлектрической установки с одной турбиной.



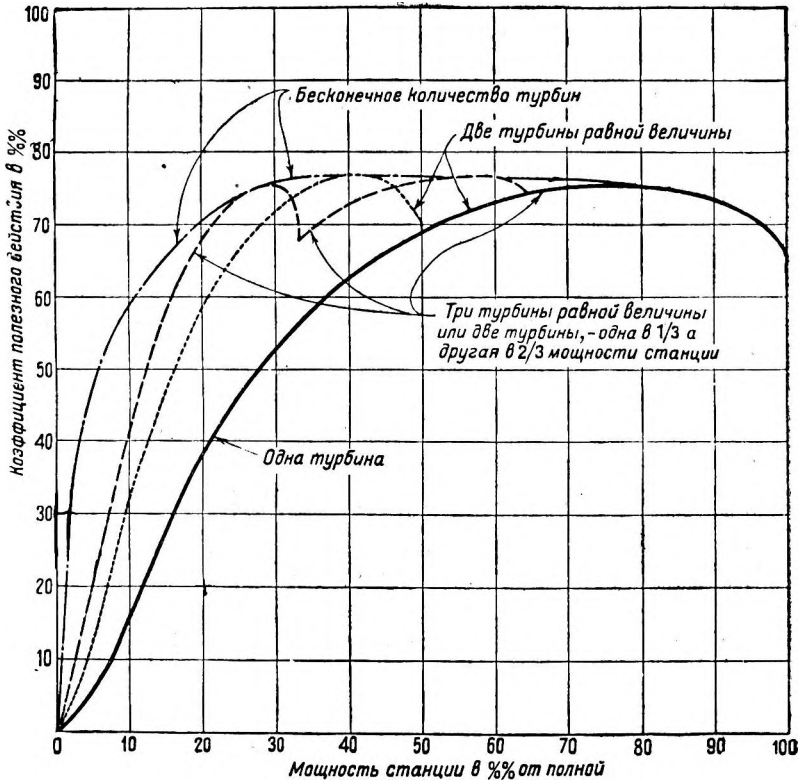
Фиг. 40. Коэффициент полезного действия типичной гидроэлектрической установки с тремя турбинами.

небольших нагрузках очень мал, и обычно именно по этой причине почти всегда устанавливают две или более турбины.

На фиг. 41 дано типичное сравнение общего к. п. д. станций, имеющих следующие комбинации из однотипных агрегатов:

- а) одна турбина;
- в) две турбины равной величины;
- с) три турбины равной величины;
- д) две турбины, одна в одну треть, другая в две трети общей мощности станции;
- е) бесконечное количество единиц.

Схема, предусматривающая две турбины неравной величины (д), представляет собой мало распространенный тип, защищаемый лишь немногими инже-



Фиг. 41. Типичное сравнение общего к. п. д. Установки с разным количеством однотипных турбин.

нерами. Она имеет тот же к. п. д., как и установка с тремя турбинами, но стоимость ее почти совпадает со стоимостью установки с тремя турбинами и, кроме того, недостатком ее является то обстоятельство, что части ее не могут быть взаимно заменяемы.

На фиг. 41 видно, что двухтурбинная установка имеет определенно лучший средний к. п. д., нежели установка с одной турбиной, но преимущество трехтурбинной установки перед двухтурбинной уже не так заметно. Интересно отметить очень незначительную разницу в к. п. д. от 30 до 100%

мощности станции между трехтурбинной установкой и теоретической установкой с бесконечным числом турбин.

Действительный к. п. д. машин часто бывает на несколько процентов выше гарантированного, но рассчитывать на это обстоятельство не рекомендуется. Коэффициент полезного действия турбин, генераторов и других видов машин несколько изменяется вместе с их размером. Небольшие машины могут иметь немного меньший, а большие машины — больший к. п. д. против показанного на предыдущей диаграмме. Полученный до сих пор максимальный к. п. д. для очень больших турбин и генераторов при наимыгоднейшей нагрузке достигает, соответственно, 94 и 97%. Потери в линии передачи изменяются вместе с размером применяемого провода, вследствие чего простым увеличением размера последнего можно увеличить к. п. д. до любых экономических пределов. Коэффициент полезного действия линии передачи редко бывает ниже 90% при полной нагрузке. Потери в линии передачи изменяются пропорционально квадрату передаваемой мощности.

Так как нагрузка, а следовательно и к. п. д., не являются постоянной величиной, то средний к. п. д. станции, применяемый для подсчета полезной отдачи, возможной к получению при данном расходе реки, зависит от формы кривой нагрузки, применяемых машин и колебаний напора. Для агрегатов мощностью свыше 1 000 квт, с колебанием напора, не превышающим 10%, следующие цифры дают осторожные величины среднего к. п. д. для установок с двумя или более турбинами, производящими энергию для типичной коммунальной нагрузки большого города. (Для исключительно крупных установок можно получить значительно больший к. п. д.)

	К. п. д., %	Комбинированный к. п. д. %
Турбины	83	83,0
Генераторы (включая возбуждение)	93	77,2
Повышающий трансформатор.....	98	75,6
Линия передачи	95	71,8
Понижающий трансформатор.....	98	70,3
Коэффициент полезного действия станции или комбинированный к. п. д.	—	70,3

При небрежном уходе за турбинами к. п. д. с течением времени понижается, а если в воде при больших рабочих напорах имеются наносы или же кислоты, то понижение его происходит очень быстро. Если следить за состоянием установки и не допускать ее до износа, то к. п. д. генераторов и трансформаторов фактически не изменяется. Коэффициент полезного действия линии передачи изменяется только вследствие порчи проводов, изоляторов или же короткого замыкания.

Коэффициенты полезного действия, приведенные в таблице, применимы только для новых станций или же для станций, работающих недавно и при надлежащем уходе. Предвидеть возможный к. п. д. машин по истечении нескольких лет представляется совершенно невозможным, но при обыкновенных условиях, если имеется полная возможность частого периодического осмотра и правильного ухода, уменьшение к. п. д. будет мало и учитывать его почти не приходится.

Изменения к. п. д. турбины при колебаниях напора даны в § 318.

49. Напор. Напор брутто представляет собой общее падение, или разницу между отметками горизонта воды в бьефе головного сооружения и низовой части отводного канала. Общий напор время от времени колеблется вместе с отметками этих горизонтов, которые могут изменяться вследствие забора части воды из верхнего бьефа или изменения отметки нижнего бьефа, при колебании расхода реки. Общий напор может увеличиваться или уменьшаться во время паводков в зависимости от того, какой бьеф, верхний или нижний, поднимается быстрее. Обычно во время паводков напор уменьшается благодаря тому, что перелив через плотину стеснен значительно меньше, чем движение воды в естественном русле реки.

Напор нетто представляет собой общий напор минус потери в подводящих водоводах и отводном канале. Потери, происходящие внутри кожуха турбины, в самой турбине и во всасывающей трубе, нельзя относить к потерям в трубопроводе, так как они целиком учитываются к. п. д. турбины. Следовательно, напор нетто представляет собой действительный напор у турбины, которым мы располагаем для производства энергии. Напор нетто, или действующий напор, для реактивных турбин, заключенных в кожух, был определен нормами испытаний общества инженеров-машинистов САСШ как разница между пьезометрическим уровнем в напорном трубопроводе около входа в улитку турбины и отметкой нижнего бьефа, причем вышеуказанная величина исправляется путем прибавления величины скоростного напора в напорном трубопроводе и вычитания величины остаточного скоростного напора у выхода из всасывающей трубы (см. уравнение (56), § 76). Для турбин с открытой установкой чистый напор определяется как разница между отметкой уровня воды выше турбины и отметкой нижнего бьефа минус скоростной напор у конца всасывающей трубы.

Для активных турбин чистый напор представляет собой разницу между отметкой пьезометрического уровня в напорном трубопроводе у входа в кожух сопла турбины и отметкой струи в том месте, где она касательна к окружности лопаток, причем вышеуказанная величина исправляется прибавлением скоростного напора в точке измерения в напорном трубопроводе (см. уравнение (58), § 76).

Чистый напор изменяется вместе с нагрузкой на установку (турбину) вследствие того, что потери на трение и вихревые (местные) потери увеличиваются пропорционально квадрату расхода.

Низконапорная установка с очень коротким трубопроводом или отводящим каналом или же совсем без таковых имеет напор нетто, при полной нагрузке фактически равный напору брутто; но для высоконапорных установок, требующих длинных трубопроводов, напор нетто может быть не более (или даже менее) 90% напора брутто.

Колебание горизонта вследствие суточного регулирования изменяется вместе с топографическими особенностями местности и характером нагрузки. Для низконапорных установок среднее получающееся при этом колебание уровня редко превосходит 5% напора брутто, а для установок с очень высоким напором оно совершенно незаметно.

Если водохранилище у водоподъемной плотины служит для сезонного или многолетнего регулирования, то величина колебания горизонта может представлять собой большой процент от напора брутто, что зависит от относительной ценности воды и постоянства напора. Очевидно, что последняя оставшаяся в водохранилище вода не имеет никакой практической цен-

ности в том случае, если весь имеющийся напор будет использован для ее выпуска. Особыми случаями очень сильного колебания уровня являются те, когда турбины устанавливаются у водохранилищ в качестве дополнительных агрегатов главной станции, в интересах которой производится регулирование водохранилищем.

У низконапорных установок во время сильных паводков напор может значительно уменьшиться или же совсем исчезнуть. Это обстоятельство имеет большое значение при выборе основной мощности станции в тех случаях, когда вспомогательные станции (резервы) не предусмотрены.

Продуктивный напор представляет собой такой напор, который при умножении его на средний расход дает среднюю полезную мощность. Напор нетто, соответствующий среднему расходу, будет больше продуктивного напора и в случае его введения в расчет даст слишком большую расчетную полезную мощность, как указано в § 50.

50. Энергия, работа и мощность. Единица энергии равна килограммометру (*кгм*), или 1 *кг*, поднятому на 1 *м*. Работа представляет собой использованную энергию и измеряется при помощи той же единицы. Потенциальная энергия одного объема воды равна произведению его веса на напор, или вертикальное расстояние, на которое его можно опустить. При превращении этой энергии в полезную работу часть ее будет потеряна в трубопроводе, а часть — в устройствах гидростанции.

Если некоторый объем воды в водохранилище проходит через турбину при постоянном напоре нетто, то энергия этой воды, отдаваемая в виде работы, будет:

$$K = wV(H - h_f)\eta, \quad (7)$$

где K — энергия в *кгм*,
 w — вес 1 *м*³ воды в килограммах,
 V — объем воды в куб. метрах,
 H — напор брутто в метрах,
 h_f — напор, потерянный в трубопроводах и отводном канале,
 η — к. п. д., выраженный в долях единицы.

Обозначим также через:

q — расход реки в *м*³/*сек*,
 t — время в секундах,
 T — время в часах.

Если расход q проходит через турбины, то общий объем воды V_T использованный за период времени t , будет:

$$V = qt.$$

Введенное в уравнение (7), это выражение дает:

$$K = wqt(H - hf)\eta, \quad (8)$$

что представляет собой полезную энергию потока за период времени t .

Мощность представляет собой интенсивность работы, или работу, проделанную в единицу времени. Обычной единицей мощности являются лошадиная сила (*л. с.*) и киловатт (*квт*), что равняется соответственно 75 и 102 *кгм* в секунду. Мощность P , соответствующая K килограммометров энергии в период времени t , равна:

$$P \text{ (л. с.)} = \frac{K}{75 t} \text{ ЛОШ. СИЛ;} \quad (9)$$

$$P \text{ (квт)} = \frac{K}{102 t} \text{ КИЛОВАТТ.} \quad (10)$$

Подставив величину K из уравнения (8) и применив вместо w обычную величину— 1000 кг, получаем:

$$P \text{ (л. с.)} = \frac{q(H - h_f)\eta}{0,075}, \quad (11)$$

$$P \text{ (квт)} = \frac{q(H - h_f)\eta}{0,102}. \quad (12)$$

Энергию можно также выразить в сило-часах или киловатт-часах, и уравнения (11) и (12) могут быть изменены следующим образом:

$$\text{л. с. ч.} = P_{\text{л. с.}} T = \frac{q(H - h_f)\eta}{0,075} T; \quad (13)$$

$$\text{квтч} = P_{\text{квт}} T = \frac{q(H - h_f)\eta}{0,102} T, \quad (14)$$

где T выражается в часах.

Уравнения от (11) до (14) включительно являются основными выражениями, применяемыми при вычислениях мощности и энергии. Уравнения (11) и (12) для мощности правильны при любых условиях, а уравнения (13) и (14) правильны лишь в том случае, если расход q постоянен в течение времени T . Если q изменяется во время этого периода, то h также изменяется, но не пропорционально расходу, так как оно приблизительно пропорционально квадрату скорости течения в трубопроводе. Следовательно, как это яснее указано ниже, напор нетто ($H - h_f$), соответствующий среднему расходу, не может быть применен для вычисления средней мощности по уравнениям (11) и (12), ни для определения средней отдачи энергии по уравнениям (13) и (14), за исключением случаев, когда потери трения h_f очень незначительны или q является практически постоянной величиной.

На фиг. 42. величины $q(H - h_f)$ и P л. с. показаны для такого случая, где q изменяется от нуля до 14,16 м³/сек в конце 10-часового периода. В этом случае уравнения будут следующие:

$$H - h_f = 30,5 + \frac{q^2}{26,25};$$

$$P \text{ (л. с.)} = \frac{q(H - h_f)\eta}{0,075} = 10,66 q(H - h_f),$$

причем к. п. д. η принимается равным 80,0%.

Средняя мощность за данный период времени, вычисленная по кривой, равна 1 990 л. с. Средний расход за этот период времени 7,1 м³/сек. Напор нетто, соответствующий среднему расходу, будет 28,6 м. Если бы эта величина напора нетто в течение данного периода применялась для определения средней мощности, то мы бы имели, следовательно, неправильный результат:

$$P(\text{л. с.}) = 10,66 \cdot 7,1 \cdot 28,6 = 2130 \text{ л. с.},$$

что значительно больше, чем правильная величина, т. е. 1 990 л. с.

Вычисления, требующиеся для определения правильной средней полезной мощности, в том виде, как они указаны для фиг. 42, слишком сложны для практического применения, вследствие чего вводят приблизительные поправки в виде умножения напора, соответствующего среднему расходу, на коэффициент C ; пусть

P (л. с.) — средняя мощность в лош. силах за данный период;

P (квт) — средняя мощность в киловаттах за данный период;

Q — средний расход за данный период;
 H_f — потери напора в трубопроводе, соответствующие Q .

Тогда:

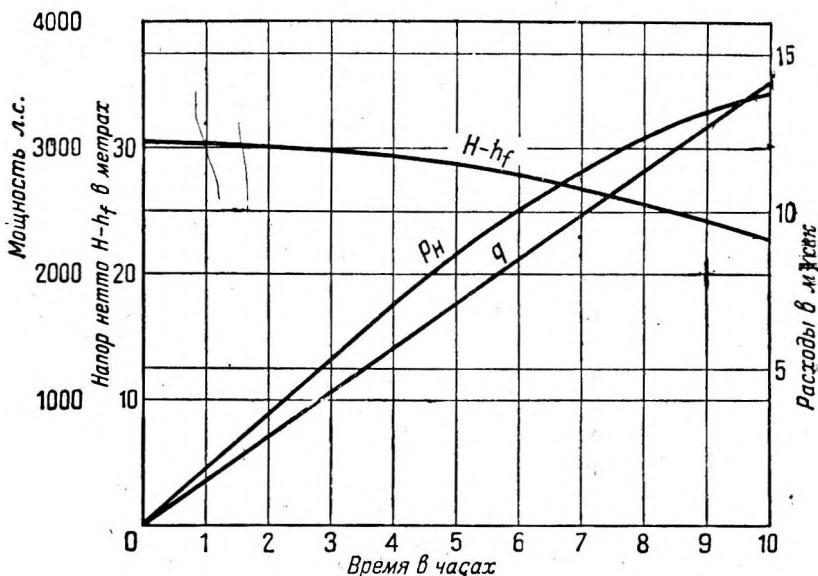
$$P \text{ (л. с.)} = \frac{Q(H - CH_f) \eta}{0,075} = \frac{Qh\eta}{0,075}; \quad (15)$$

$$P \text{ (квт)} = \frac{Q(H - CH_f) \eta}{0,102} = \frac{Qh\eta}{0,102}; \quad (16)$$

$$\text{л. с. ч.} = \frac{Q(H - CH_f) \eta T}{0,075} = \frac{Qh\eta T}{0,075}; \quad (17)$$

$$\text{к.в.м.ч.} = \frac{Q(H - CH_f) \eta T}{0,102} = \frac{Qh\eta T}{0,102}; \quad (18)$$

$(H - CH_f) = h$ является обозначением действующего напора. Он всегда бывает равен или меньше напора нетто, соответствующего Q . В предыдущем



Фиг. 42.

примере $C = 2$, а действующий напор равен $30,5 - 2 \cdot 1,91 = 26,7$ м по сравнению с напором в $28,6$ м, соответствующему среднему значению Q .

Величина C теоретически получается путем деления всего периода времени на равные отрезки, настолько незначительные, что расход для каждого промежутка является фактически постоянным.

Пусть q_1, q_2 и т. д. — средние расходы в течение каждого промежутка; n — число промежутков; тогда

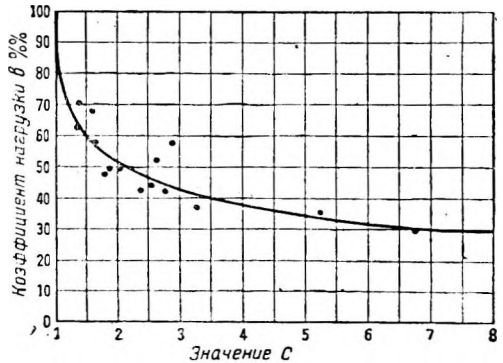
$$C = \frac{q_1^3 + q_2^3 + \dots + q_n^3}{n Q^3}. \quad (19)$$

Однако на практике мы имеем обычно заданную кривую нагрузки или изменения требуемой мощности по времени, а Q является искомой величиной.

В таких случаях C можно определить приближенно, вставив мощность вместо расхода в уравнение (19). C стремится к увеличению по мере уменьшения коэффициента нагрузки. Приблизительное соотношение между C

и коэффициентом нагрузки дано на фиг. 43, где нанесенные точки были вычислены по нескольким типичным кривым нагрузки станций общественного пользования. Ошибка, получающаяся при применении уравнений от (11) до (14)¹ включительно получается не в сторону запаса; ее обычно не учитывают в том случае, если потери в трубопроводе невелики и не превышают примерно 4%. Если же потери напора в трубопроводе при полной нагрузке превосходят 10% и коэффициент нагрузки меньше 30%, то ошибку приходится принимать во внимание. Следовательно, применение фиг. 43 в целях определения коэффициента C , используемого в более точных уравнениях, от (15) до (18) включительно, обычно дает результаты, лежащие в пределах требуемой степени точности.

51. Отдача. Отдача зависит от того предела, до которого может быть использована установка, не выходя из рамок потребностей в энергии. Различные факторы, влияющие на отдачу, показаны на фиг. 33 и кратко описаны в § 39. Следующие примеры могут установить различные пределы мощности гидроэлектрических установок в зависимости от изменения графика потребления суточного регулирования, расхода реки и мощности вспомогательных силовых станций.



Фиг. 43. Величины C в уравнении (19).

Случай I. Мощность гидростанции равна пику потребления: а) при достаточном объеме суточного регулирования; б) без достаточного объема суточного регулирования.

Случай II. Мощность гидростанции меньше пика потребления: а) при достаточном объеме суточного регулирования; б) без достаточного объема суточного регулирования.

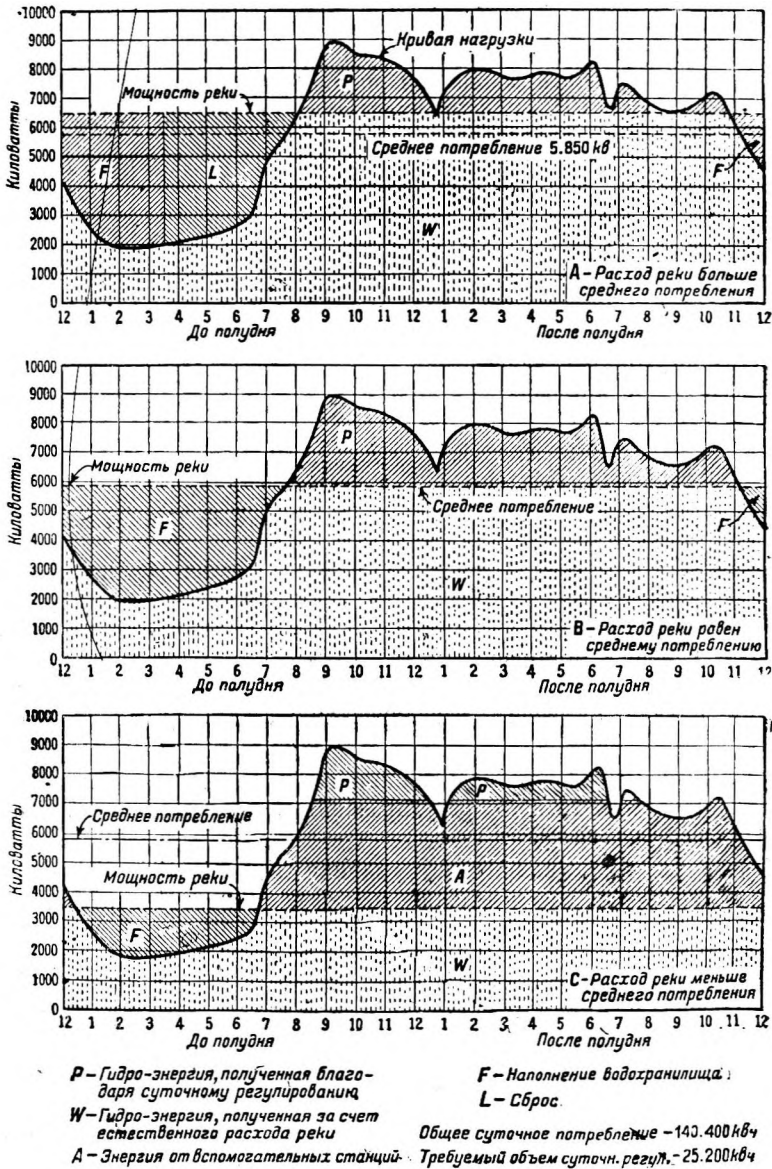
Случай Ia. Кривая нагрузки, данная на фиг. 34, приведена на фиг. 44 для пояснения распределения нагрузок для случая с достаточным объемом суточного регулирования. На чертеже фиг. 44, A равномерный расход реки при помощи уравнения (16), § 50, приведенный в киловаттах, показан несколько большим, чем средняя потребность в энергии.

Предположив, что водохранилище бывает наполнено в 8 ч. 15 м. утра, часть P нагрузки между 8 ч. 15 м. утра и 10 ч. 40 м. вечера будет выработана за счет воды из регулирующего объема. Между 10 ч. 40 м. вечера и 3 ч. 30 м. утра излишний расход F (равный P), не требуемый для производства энергии, используется для пополнения водохранилища, а остаток L излишнего расхода будет сброшен через плотину.

На фиг. 44, B расход показан совершенно равным с расходом, требуемым для среднего потребления. Водоохранилище отдает воду между 7 ч. 40 м. утра и 11 ч. 00 м. вечера и наполняется в течение остального времени. Так как расход соответствует среднему потреблению, то сброса воды

¹ Имеется в виду применение этого уровня с заменой h_f через H_f , т. е. не учитывая отличия коэффициента C от единицы. *Ред.*

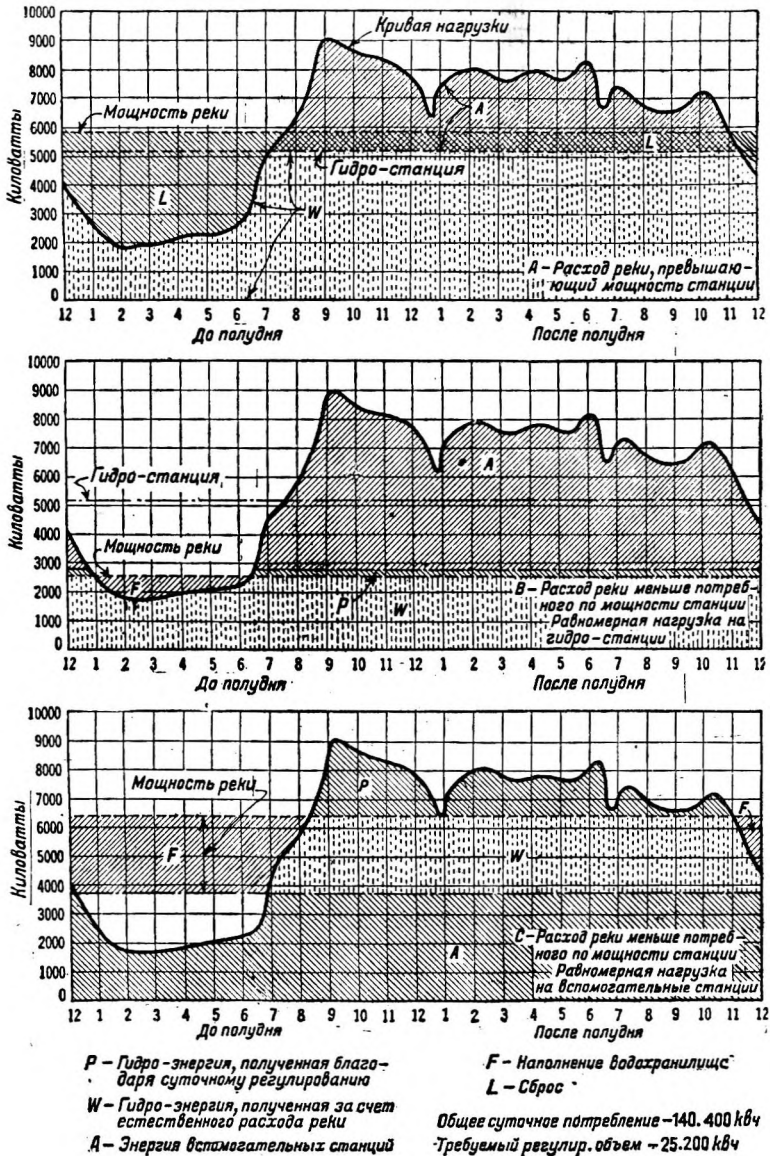
не происходит. Полезный пропуск из водохранилища в этом случае соответствует энергии 25 200 квтч и больше, чем при любом другом расходе.



Фиг. 44. Типичное распределение нагрузки при достаточной мощности установки и достаточном суточном регулирующем объеме.

На фиг. 44 С показан расход меньше требуемого для среднего потребления; следовательно, здесь имеется уже недостаток энергии, и требуется помощь вспомогательных установок. Излишний расход *F* раннего утра задерживается в водохранилище и используется для пиковой нагрузки *P*.

Вспомогательные станции дают энергию A . В целях экономии работы вспомогательных станций (резервов) работа гидроустановки, насколько позво-



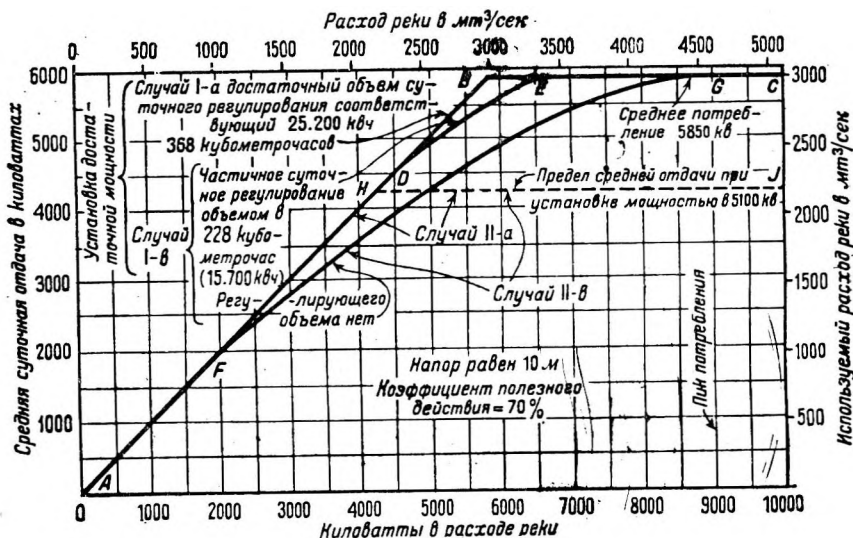
Фиг. 45. Типичное распределение нагрузки установки с недостаточной мощностью и достаточным регулирующим объемом.

ляет нагрузка, ведется с таким расчетом, чтобы работа резервов по возможности была равномерна.

Следует заметить, что при достаточном объеме суточного регулирования никогда не бывает недостатка в энергии, за исключением тех случаев, когда

действительный расход реки меньше расхода, соответствующего среднему потреблению. Средняя нехватка выработки энергии равна разнице между средней мощностью потока и средним потреблением.

Отношение между энергией потока и выработанной энергией для случая Ia показано кривой ABC на фиг. 46; это отношение при помощи уравнения (16) было дано как в киловаттах, так и в масштабе расходов. Кривая основана на действующем напоре h в 10 м и среднем к. п. д. станции, равном 70%, считая до места подачи энергии. Эта кривая представляет собой водноэнергетическую характеристику отдачи для случая Ia и дает простое соотношение, которое может быть выражено следующим образом:



Фиг. 46.

Для достаточных величин объемов суточного регулирования и установленной мощности отдача станции равна энергии потока за все время, в течение которого энергия потока равна или меньше среднего потребления, и отдача равна среднему потреблению для всех расходов больших среднего.

Случай Ib. При отсутствии суточного регулирования вся нагрузка, превышающая мощность потока, которая показана на фиг. 44, A, B и C, должна подаваться вспомогательными станциями. Другими словами, вспомогательные станции должны подавать энергию P, которая в предыдущем случае получалась за счет суточного регулирования, так как расход F, который можно было в случае Ia задержать и использовать позже, теряется в виде сброса.

Кривая AFIGC, фиг. 46, взятая с фиг. 44, дает соотношение между производительностью и мощностью для случая Ib. Когда мощность потока равна или превышает пиковую потребность в 9 000 кВт, имеется налицо достаточный расход воды, и отдача энергии равна среднему потреблению в 5 850 кВт, как это имеет место между точками G и C; если энергия потока равна или меньше минимального потребления в 1 800 кВт, то регулирования не требуется, вода не сбрасывается, и отдача равна мощности потока, как это имеет место между точками A и F.

Между точками A и F и точками G и C кривая совпадает с кривой для случая Ia; но между точками F и G теряется значительное количество расхода, который был бы использован при наличии суточного регулирования: поэтому кривая случая Ib лежит ниже кривой случая Ia на величину, равную количеству сбрасываемой воды.

Если имеется только часть требуемого объема суточного регулирования, то вспомогательные станции потребуются для подачи энергии P сверх энергии A (фиг. 44), подаваемой при недостаточном объеме суточного регулирования. Соотношение производительности и мощности для этого случая показано кривой $ADEC$ (фиг. 46), данной для объема суточного регулирования, соответствующего запасу энергии в 15 700 *квтч*.

Случай Pa. При условиях, изображенных на фиг. 45, мощность гидроустановки не соответствует пиковому потреблению. На фиг. 45, A энергия потока превышает среднюю мощность установки. Регулирования не требуется, и весь расход L , превышающий потребность в воде и мощность установки, сбрасывается. Энергия вспомогательных станций требуется для нагрузки A .

Если средняя мощность потока меньше мощности станции, как указано на фиг. 45, B , то излишний расход F раннего утра накапливается и используется между 6 ч. 15 м. утра и 12 ч. 45 м. ночи, причем весь расход целиком используется для производства энергии. При таком распределении нагрузки требуется помощь вспомогательных станций для покрытия недостачи энергии A .

Возможно, однако, лучшее распределение нагрузки.

Вспомогательные станции (обычно тепловой резерв) работают значительно экономнее при равномерно распределенной нагрузке. Следовательно, при достаточно большом объеме суточного регулирования распределение нагрузки, показанное на черт. B , менее выгодно, чем данное на фиг. 45, C , где расход использован таким образом, чтобы дать возможность вспомогательным тепловым станциям работать с более равномерной нагрузкой. Расход реки F в течение раннего утра задерживается для пиковой нагрузки P . Такое распределение требует значительно большего суточного регулирования, чем это показано на фиг. 45, B . В обоих случаях расход реки используется полностью.

Из фиг. 45 можно высчитать, что наибольшая средняя отдача, покрываемая станцией, равняется 4 250 *квт*. Следовательно, для данного примера линия HI на фиг. 46 указывает максимально возможную производительность станции при достаточно большом расходе реки, а линия AHI ,— такую же производительность для прочих расходов при достаточном объеме суточного регулирования.

Случай Pb. Без суточного регулирования отдача гидростанции при расходах, меньших 4 250 *квт*, будет точно такая же, как и в случае Ib. Следовательно, линия $AFIY$ (фиг. 46) указывает производительность для всевозможных расходов без регулирования.

При рассмотрении предыдущего вопроса применялась суточная кривая нагрузки, но если нагрузка некоторых дней недели (шестидневки или декады) отличается от остальных дней, то следует применять недельную кривую нагрузки, как это показано на фиг. 36. Кроме того, если сезонная нагрузка подвержена изменениям, то эти исследования обычно делаются для четырех времен года в отдельности.

В главе VIII дано пояснение, как применять водноэнергетическую хара-

ктеристику отдачи (фиг. 46) для вычисления могущей быть использованной энергии реки. При достаточном объеме суточного регулирования (случаи Ia и IIa) эта характеристика настолько несложна, что для применения ее не требуется никакой диаграммы, но если суточное регулирование недостаточно, то диаграмма является очень удобным средством для подсчета отдачи по расходу реки.

В отдельных специальных случаях имеется множество моментов, заключающих в себе условия, существенно влияющие на полезную мощность и используемый расход; условия эти не могут быть описаны в данном руководстве, но вполне ясны для инженера.

Наиболее обычным случаем является переменный напор, происходящий от чрезмерного забора воды из водохранилища или от высокого подъема уровня нижнего бьефа во время паводков. Используемый расход для установок, эксплуатируемых с сильным уменьшением напора при регулировании, изменяется в соответствии с понижением горизонта в водохранилище. В некоторых случаях низконапорных установок уровень нижнего бьефа во время паводков поднимается настолько быстро, что в этот промежуток времени напор фактически пропадает, и только очень небольшой расход может быть использован при значительно уменьшенном напоре. Очевидно, что этот недостаток энергии может быть пополнен только за счет работы вспомогательных станций.

52. Потребный расход. Потребный расход или расход реки, идущий на покрытие всего потребления, для всех предыдущих примеров может быть получен непосредственно из фиг. 46. Такая работа была проделана, и результаты систематизированы в табл. 10.

Для случая Ia с достаточным суточным регулированием используемый расход эквивалентен средней отдаче в 5 850 *квт*.

Для случая Ib с недостаточным объемом суточного регулирования в 2 280 кубометрочасов¹ расход должен быть таким, чтобы энергия *P*, превышающая мощность потока, была эквивалентна запасу энергии в объеме суточного регулирования, как указано на фиг. 44, *A*, где в случае, если *P* соответствует имеющемуся объему суточного регулирования в 2 280 кубометрочасов, используемый расход соответствует мощности в 6 500 *квт*, или 93,5 *м³/сек*.

Для случая IIb без возможности суточного регулирования расход должен соответствовать пиковому потреблению в 9 000 *квт*, так как в данном случае регулирование невозможно.

Для случая IIa расход должен соответствовать — по кривой нагрузки — средней мощности, меньшей, чем мощность гидростанции.

Для случая IIb расход соответствует мощности установки.

Таблица 10

Используемый расход для вышеприведенных примеров

Случай	Фигура	Мощность установки	Суточное регулирование	Используемый расход	
				<i>квт</i>	<i>м³/сек</i>
Ia	44	Достаточная	Достаточное	5 850	85
Ib	44	»	2 281 кубометрочас	6 500	93,5
Ib	44	»	Нет	9 000	131,0
IIa	45	5 100 <i>квт</i> ,	Достаточное	4 250	62,0
IIb	45	5 100 <i>квт</i>	Нет	5 100	76,0

Используемый расход является основным объектом регулирования, цель которого — обеспечить постоянный расход, достаточный для максимального использования установки. Очевидно, что используемый расход не может быть всегда одинаковым, особенно в том случае, если при установке предусмотрено регулирование и значительно уменьшается напор при наборе воды из водохранилища. Высокий уровень нижнего бьефа во время паводков часто значительно уменьшает располагаемый напор у низконапорных установок и вынуждает повышать расход станции.

¹ Кубометрочас — объем стока, эквивалентный расходу в $1 \text{ м}^3/\text{сек}$ в течение часа.

Глава VIII

Регулирование и возможная мощность

53. Общий обзор. При вычислении мощности гидроэлектрической станции, возможной к отдаче в течение некоторого (данного) периода, потребную мощность, выраженную в киловаттах, обычно превращают в ее эквивалент, выраженный в $м^3/сек$ потребного расхода (см. § 52). Таким образом потребный расход принимается за основу при определении необходимого объема длительного регулирования или в случае неполного или суточного регулирования вместе с водноэнергетическими характеристиками отдачи (данными в § 50) служит для подсчета мощности потока. Уравнение для перевода киловатт в $м^3/сек$ дано в § 50.

В этой главе описывается применение гидрографа, интегральных кривых, кривых продолжительности и аналитических методов для вычисления объема, потребного при длительном регулировании и соответствующей отдаче. Ниже будет видно, что каждый из этих методов имеет свои особые преимущества в различных случаях; но очень часто случается, что выбор метода, хотя до известной степени и определяется характером данной проблемы, все же, главным образом, зависит от личного желания инженера или же от способа внешнего оформления выводов (графики, таблицы и т. п.).

Ниже приводится краткое описание методов, применяемых в четырех общих случаях. Там, где указано несколько методов, первым дается обычно наиболее предпочтительный автором. Всякий регулирующий объем, превосходящий тот, который необходим для перераспределения расхода согласно изменяющемуся суточному или недельному потреблению, классифицируется как длительное регулирование.

Случай А. Длительное регулирование невозможно — налицо достаточное суточное регулирование.

Аналитические методы.

Гидрограф.

Кривая продолжительности.

Случай В. Длительное регулирование невозможно — суточного регулирования не имеется.

Кривая продолжительности.

Случай С. Длительное регулирование водохранилищем у станции имеется — есть достаточное суточное регулирование.

Аналитические методы.

Интегральная кривая.

Гидрограф.

Случай Д. Длительное регулирование водохранилищем, находящимся на некотором расстоянии, — при установке достаточное суточное регулирование.

Аналитические методы.

Случай Е. Длительное регулирование водохранилищем, находящимся на некотором расстоянии, — при станции нет суточного регулирования.

Комбинация аналитического метода и кривой продолжительности.

Для определения мощности вспомогательных станции, необходимых для непрерывной подачи энергии, весьма важно произвести подсчет минимальной суточной отдачи центральной гидросиловой станции. Вычисление отдачи энергии в маловодный год служит для установления наилучших годовых отдач энергии. Средняя годовая отдача применяется для определения средней выгодности установки.

54. Длительное регулирование. В большинстве случаев у рек с высоким использованием в течение большей части года ощущается недостаток естественного расхода против потребного, вследствие чего возникает необходимость в длительном регулировании. При отсутствии водоемов (водохранилищ) с емкостью, позволяющей иметь полное регулирование, часто бывает выгодно применять частичное регулирование.

Предел экономического регулирования реки зависит от многих практических соображений, в том числе от соотношения между дополнительным доходом, получаемым от регулирования, и размером ежегодных эксплуатационных расходов, процента на вложенный капитал и других накладных расходов по содержанию водохранилищ и плотин. Выгода, получаемая от регулирования, определяется уменьшением мощности вспомогательных станций, обеспечивающих непрерывную отдачу энергии, и понижением пика их нагрузки; в случае самостоятельной (независимой) гидростанции выгода от регулирования определяется последующим увеличением отдачи энергии и относительной ценностью этой дополнительной отдачи или же тем, насколько отдача станции становится более равномерной и обеспеченной от перебоев.

Постепенное отложение наносов очень часто влияет на емкость водохранилищ. В некоторых районах эти отложения достигают угрожающих размеров и в течение нескольких лет совершенно затягивают водохранилище и сводят на нет его значение. Промывные отверстия в плотине никогда не удаляют полностью наносов за исключением тех, которые отлагаются вблизи самой плотины. Заиление водохранилищ, расположенных в лесных местностях, обычно бывает весьма незначительно, но в областях, подверженных сильным ливням и не защищенных растительностью, как, например, на юго-западе САСШ, реки несут огромные количества наносов.

Отделом земельных улучшений САСШ был произведен ряд опытов над содержанием наносов в реках. Данные наблюдений над р. Рио Гранде (Rio Grande), произведенные за 16 лет, показали, что река несет в среднем $1\frac{1}{2}$ % наносов во взвешенном состоянии, а некоторые средние месячные данные превышают даже 10%. К сожалению, до сих пор еще не выработано удовлетворительного метода для измерения количества песка, гравия и даже крупных валунов, влекомых по дну реки. Существует мнение, что в большинстве случаев количество наносов, передвигающихся по дну, сравнительно невелико. Характер наносов, отлагающихся вблизи существующих плотин и естественных заградений, является показателем свойств несомых водой наносов.

Для определения процента наносов (ила), несомых водой во взвешенном состоянии, берут некоторый объем воды, испаряют ее, а осадок взвешивают. Сухой вес 1 м^3 наносов, в том виде как они отлагаются в реке, изменяется в зависимости от характера наносов и колеблется от 800 до 1 450 кг. Во всяком случае образцы всегда могут быть взяты из естественных отложений, и их объемный вес нетрудно определить.

Таблица 11

Суточный расход в м³сек типичной реки для 1918 г. (минимальный год)
Площадь водосбора 5 180 км²

Дни	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь
1	9,61	109,02	300 15	169,90	246,35	31,15	18,41	22,94	127,42	100,80	48,42	85,37
2	94,86	155,74	288,82	181,22	240,59	33,98	18,97	29,45	144,41	127,42	51,82	99,11
3	99,11	351,12	291,65	169,80	201,04	16,99	29,73	47,00	155,74	144,41	58,61	104,77
4	104,77	288,82	269,00	150,07	192,55	25,48	28,32	55,78	161,40	138,75	67,39	110,43
5	109,30	240,69	302,98	152,91	198,21	39,64	34,26	45,59	158,57	169,90	70,51	107,60
6	103,35	150,07	331,30	161,40	195,38	45,31	33,98	45,30	161,40	198,21	67,11	100,52
7	99,11	138,75	339,79	147,24	181,22	19,82	37,94	56,07	159,99	172,73	70,22	106,75
8	96,27	138,75	336,96	150,07	175,56	22,65	45,02	63,71	169,90	167,06	66,26	109,87
9	97,69	135,92	339,79	141,58	164,23	21,24	27,18	62,58	181,22	124,59	68,24	113,26
10	103,35	137,33	356,78	147,24	167,06	24,07	28,60	54,37	141,58	124,59	70,79	109,02
11	103,07	127,42	351,12	169,90	96,27	19,82	32,00	56,63	144,41	127,42	69,94	114,68
12	99,39	128,84	353,95	203,88	113,26	19,25	33,98	53,23	135,92	116,10	67,39	126,86
13	99,11	121,76	349,70	235,02	127,42	18,41	34,26	41,62	150,07	96,84	62,30	127,42
14	100,24	119,49	356,48	232,19	117,60	17,55	31,15	43,04	158,57	90,94	59,75	131,10
15	105,05	119,78	362,44	235,61	84,95	16,99	30,58	44,47	120,63	70,79	59,35	137,33
16	113,26	124,59	348,29	233,61	70,79	15,57	27,18	57,76	84,95	61,73	57,20	121,76
17	120,06	133,09	339,79	283,16	73,62	18,41	25,48	69,66	78,44	59,16	61,45	117,51
18	117,79	138,75	345,46	277,50	67,96	20,10	22,09	76,74	80,70	62,83	63,71	118,93
19	111,00	147,24	305,81	291,65	73,62	26,05	22,09	70,79	84,10	69,96	61,16	113,26
20	111,85	158,57	348,29	288,82	76,45	18,97	29,45	75,32	80,98	73,90	63,99	101,37
21	116,10	198,21	331,30	274,67	62,30	17,56	27,18	80,42	81,27	60,88	65,13	101,09
22	120,34	240,69	332,71	263,34	65,13	18,12	27,47	85,23	81,55	64,28	67,11	99,67
23	122,33	271,83	325,63	240,69	67,96	19,82	26,05	92,59	82,12	59,18	67,68	98,54
24	120,34	246,35	297,32	237,85	56,63	24,07	28,32	95,71	81,83	56,92	67,68	99,11
25	118,93	266,17	237,85	240,69	45,31	29,17	32,56	100,24	70,79	39,64	67,68	102,22
26	117,51	283,16	167,06	269,00	48,14	37,09	38,79	106,19	63,99	44,46	67,39	109,58
27	115,53	297 32	169,90	249,18	45,31	45,31	36,24	107,60	70,51	41,91	77,59	113,26
28	111,85	311,48	175,56	254,84	42,47	28,32	32,28	110,43	67,11	45,31	76,74	109,02
29	112,13	—	181,22	252,02	33,98	22,09	27,75	113,26	56,63	44,74	78,72	106,47
30	109,02	—	185,47	249,18	28,32	18,69	24,35	116,10	80,70	44,46	83,25	104,77
31	107,60	—	189,72	—	31,15	—	22,65	118,93	—	43,89	—	101,09

Можно легко произвести проверку, измеряя толщину слоя наносов в существующем водохранилище на реке, имеющей в общем одинаковый режим, если известны первоначальные отметки дна.

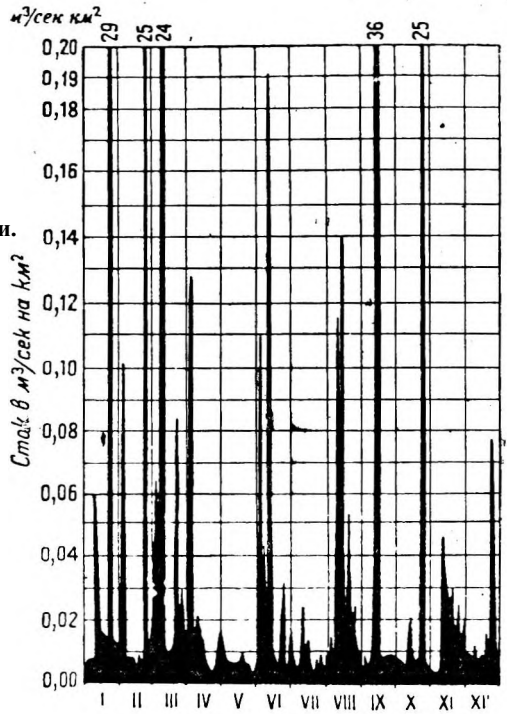
Для компенсации уменьшения объема, происходящего от заиления, следует предусматривать или лишний объем водохранилища или же сооружение в будущем дополнительных водоемов.

55. Таблица расходов реки.

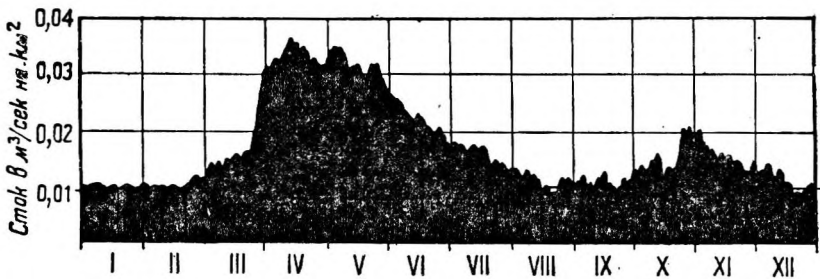
Нижеприведенные таблицы дают расход для типичной реки, причем действительные расходы были несколько изменены, чтобы удовлетворить некоторым дополнительным условиям при изложении вопроса и упростить пояснения и примеры. Табл. 11 и 12 даны в том виде, как они обычно даются в отчетах управления геологических исследований САСШ.

Табл. 13 представляет собой сводку средних месячных расходов за несколько лет и дана в форме, часто применяющейся в пояснительных записках. Для удобства величины в некоторых таблицах даются в литрах с квадратного километра водосборной площади. Во всех нижеследующих примерах будут фигурировать данные этой «типичной реки».

56. Гидрограф. Гидрограф представляет собою график расхода реки в течение данного отрезка времени, причем расход отложен по ординатам,



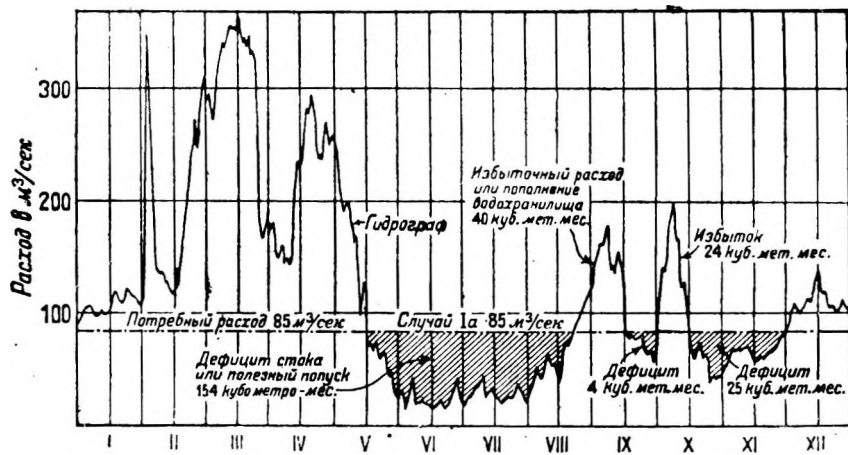
Фиг. 47. Гидрограф р. Перкиомен¹ Крик, около г. Фредерика (Пенс. 1904 г.).



Фиг. 48. Гидрограф р. Ришелье около Монгомери (Нью-Йорк, 1904 г.).

а время по абсциссам. Фиг. 47 и 48 соответственно изображают гидрограф реки с очень неравномерным режимом и реки с исключительно постоянным режимом. На фиг. 49 дан суточный гидрограф типичной реки за минимальный год, составленный на основании табл. 11, а фиг. 50 изображает месячный гидрограф того же года, взятый из табл. 12.

На фиг. 49 потребный расход показан в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$, или за год 1 020 кубометромесцев¹. Этот потребный расход соответствует случаю Ia § 52. Если не использовать вообще расход, превышающий $85 \text{ м}^3/\text{сек}$, то площадь гидрографа ниже линии потребного расхода, равная 8 260 кубо-



Фиг. 49. Суточный гидрограф типичной реки, изображающий потребную величину объема для длительного регулирования.

Таблица 12

Месячные расходы типичной реки за 1918 г. Площадь водосбора $5\,180 \text{ км}^2$

Месяцы	Расход $\text{м}^3/\text{сек}$			Модуль	
	Максимальный	Минимальный	Средний	Средний на 1 км^2	Сток на площади водосбора, см
Январь.....	122,33	90,61	108,17	0,0209	5,59
Февраль.....	351,12	109,02	188,30	0,0363	8,79
Март.....	362,44	167,06	297,32	0,0574	15,39
Апрель.....	291,65	141,58	218,32	0,0421	10,92
Май.....	246,35	28,32	109,02	0,0210	5,64
Июнь.....	45,31	16,99	24,35	0,0047	1,22
Июль.....	38,79	18,41	29,45	0,0057	1,52
Август.....	118,93	29,45	70,79	0,0137	3,66
Сентябрь.....	181,22	56,63	113,83	0,0220	5,69
Октябрь.....	198,21	39,64	93,44	0,0180	4,83
Ноябрь.....	83,25	48,42	65,98	0,0127	3,30
Декабрь.....	137,33	85,37	109,87	0,0212	5,69
Годичный.....	362,44	16,99	119,07	0,0230	6,02

метромесцев, даст полный естественный сток, используемый для выработки энергии: он равен 604 000 кубометрочасов в течение этого года. Из уравнения (18), § 50, это соответствует $41\,700\,000 \text{ квтч}$ при действующем напоре

¹ Кубометромесец — это объем воды, стекающий при расходе $1 \text{ м}^3/\text{сек}$ в течение месяца, равный $\frac{31\,536\,000}{1} = 2628\,000 \text{ м}^3$.

Таблица 13

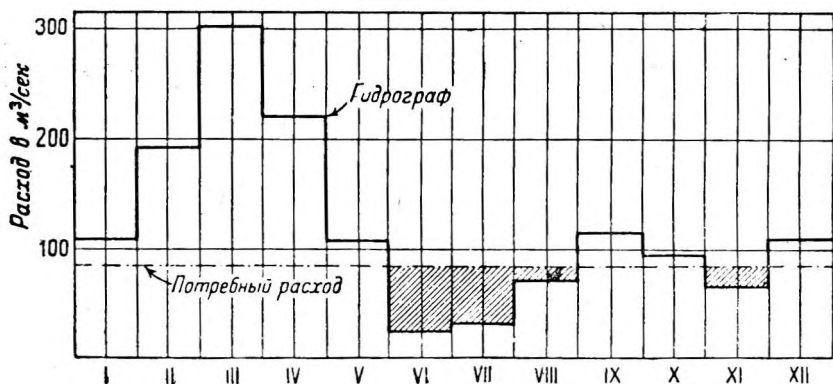
Средний месячный расход типичной реки для лет от 1900 до 1919 гг. включительно. Площадь водосбора 5180 км²

Годы	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь
1900	113,26	184,05	370,94	399,26	257,68	34,26	25,77	63,71	104,77	113,26	70,79	113,26
1901	209,54	181,22	529,51	557,83	141,58	39,08	38,51	67,96	110,43	133,09	82,12	121,76
1902	121,76	198,21	410,58	532,34	118,93	86,36	40,21	90,61	130,25	184,05	167,06	184,05
1903	203,88	110,43	294,49	508,86	249,18	121,76	99,11	96,27	184,05	192,55	184,05	218,03
1904	240,69	127,42	458,72	430,40	87,78	33,70	94,29	141,58	133,09	141,58	19,38	209,54
1905	243,52	203,88	705,07	509,69	203,88	85,51	25,88	69,37	116,10	101,94	65,13	113,26
1906	215,20	260,51	622,95	288,82	223,70	70,79	44,74	70,79	113,26	201,04	93,44	209,54
1907	237,85	184,05	433,23	461,55	175,56	27,47	76,74	84,95	127,42	209,54	155,74	138,75
1908	192,55	246,35	314,31	249,18	76,45	30,30	67,96	99,11	135,92	150,07	203,88	133,09
1909	184,05	178,39	458,72	506,86	158,37	40,49	28,03	58,05	141,58	99,11	67,96	141,58
1910	130,25	178,39	249,18	407,75	178,39	42,76	46,15	73,62	169,90	107,60	212,37	232,19
1911	232,19	206,71	294,49	379,43	107,60	60,31	49,55	127,42	135,92	218,03	104,77	189,72
1912	175,56	121,76	356,78	455,89	121,76	29,45	41,34	104,77	124,59	158,57	223,70	99,11
1913	226,53	223,70	518,18	552,16	184,05	26,05	49,27	82,12	116,10	116,10	147,24	127,24
1914	167,06	104,77	410,58	359,61	152,91	99,11	38,79	76,45	138,75	223,70	116,10	158,57
1915	138,75	175,56	586,14	404,92	302,98	24,07	35,11	59,46	101,94	141,58	70,79	127,42
1916	220,86	212,37	470,05	583,31	209,54	46,16	41,91	110,43	138,75	167,06	237,85	84,95
1917	155,74	229,36	277,50	382,27	240,69	77,87	47,29	116,10	118,93	124,59	127,42	158,57
1918	108,17	188,30	297,32	218,32	109,02	24,35	29,45	70,79	113,83	93,44	65,98	109,87
1919	147,24	169,87	342,62	300,15	271,83	52,67	43,89	79,28	121,76	175,56	138,75	167,06

в 10,50 м и к. п. д., равном 70%. Точно так же вся заштрихованная площадь, равная 192 кубометромесцам, соответствующая 9 720 000 квтч, пополняется за счет регулируемого объема или вспомогательными станциями, смотря по обстоятельствам.

В этом примере потребный расход является постоянным в течение всего года, но очень часто в некоторые времена года потребление энергии превышает средний потребный расход. Это объясняется характером потребления, изменением в напоре, происходящим вследствие пусков воды из регулируемого водохранилища, и других обстоятельств, о которых будет сказано ниже.

При наполненном водохранилище у силовой станции, на 15 мая, недостаток расхода, начиная от этого числа до 22 августа, пополняется забором воды из регулирующего объема в размере 154 кубометромесца для получения используемого расхода в 85 м³/сек. Между 22 августа и 15 сентября излишек расхода в 40 кубометромесцев сократит убыль воды в водохрани-



Фиг. 50. Месячный гидрограф типичной реки для 1918 г.

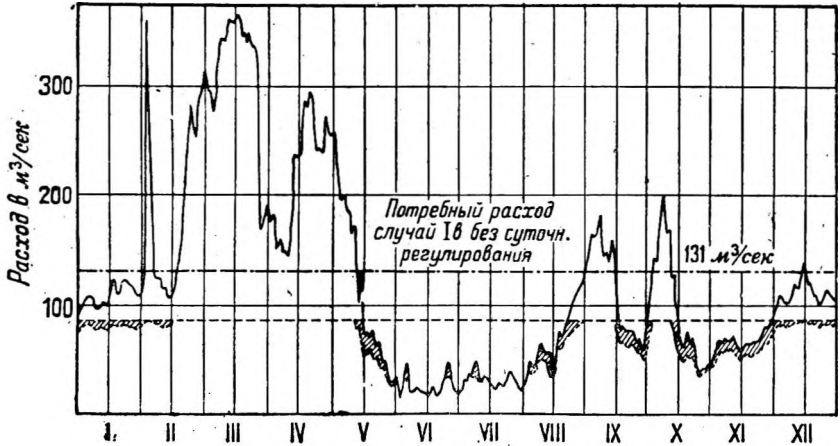
лище с 154 до 114 кубометромесцев. На 1 октября убыль воды будет $114 + 4,0 = 118$ кубометромесцев, на 15 октября — $118 - 24 = 94$ кубометромесца и на 1 декабря — $94 + 25 = 119$ кубометромесцев.

Таким образом мы видим, что на 22 августа запас воды в водохранилище будет использован полностью или на 154 кубометромесца, что для 1918 г. представляет собой требуемый объем для регулирования стока до расхода в 85 м³/сек.

Если между 1 декабря и следующим маловодным периодом имеется излишний сток в 119 кубометромесцев сверх используемого расхода, т. е. 85 м³/сек, то водохранилище вновь окажется наполненным.

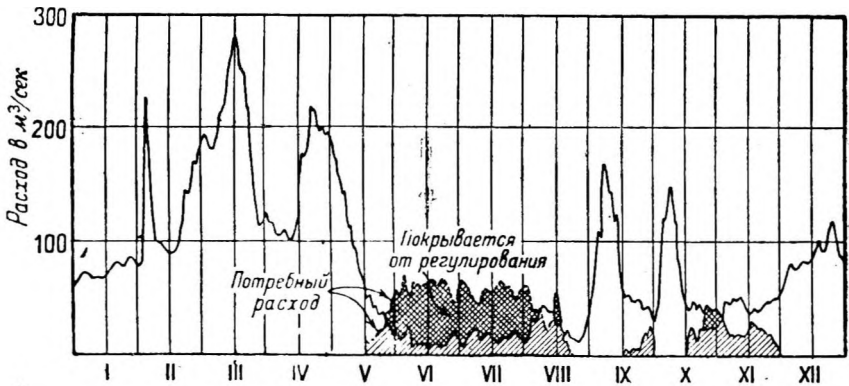
Фиг. 50 представляет собой месячный гидрограф типичной реки для того же периода времени, что и на фиг. 49. Применение месячных гидрографов для определения потребности длительного регулирования для относительно короткого промежутка времени может повести к серьезным ошибкам; это можно увидеть, сравнив заштрихованные площади фиг. 49 и 50, показывающие требуемую величину регулирующего объема в 154 и 130 кубометромесцев соответственно. На фиг. 50 не видно нехваток расхода за май, сентябрь и октябрь, а недостача воды в августе также показана непра-

вильной. Следует заметить, что когда расход в течение месяца постоянно меньше или больше используемого, то применением среднего месячного расхода мы не вводим никаких ошибок.



Фиг. 51.

Для случая 1b, т. е. при отсутствии длительного и суточного регулирования, используемый расход получается по кривой *AFIGC* (фиг. 46); он изображен пунктиром на фиг. 51. Таким образом заштрихованная площадь

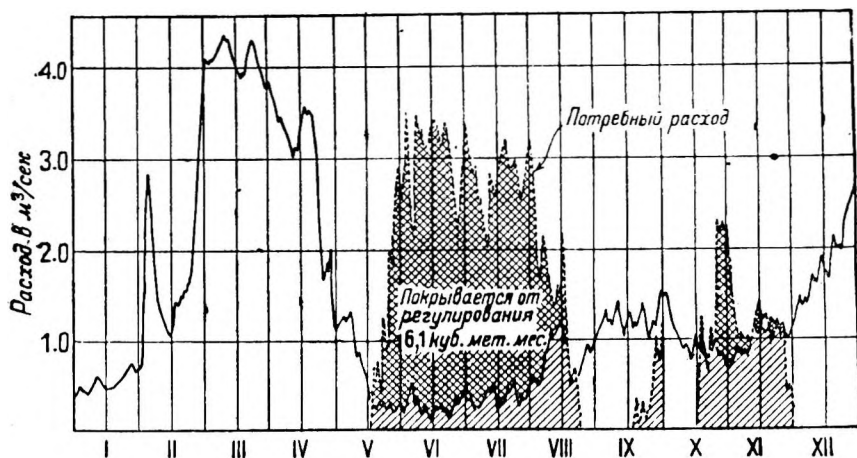


Фиг. 52.

изображает уменьшение отдачи вследствие отсутствия суточного регулирования. Для обеспечения полной непрерывной отдачи длительное регулирование должно предусматривать доведение расхода до $131 \text{ м}^3/\text{сек}$, так как это соответствует пику потребления. Следовательно, в этом случае длительное регулирование рассчитано на отдачу $131 \text{ м}^3/\text{сек}$ вместо $85 \text{ м}^3/\text{сек}$, как это имело место в предыдущем примере. Таким образом мы видим, что в данном случае отсутствие сравнительно небольшого суточного регулирующего объема в водохранилище у силовой станции ведет к необходимости почти удвоить объем длительного регулирования для поддержания непрерывной отдачи.

В качестве показательного примера крайне неравномерного потребного расхода допустим, что фиг. 49 изображает гидрограф расхода бассейна, находящегося между силовой станцией и отдаленным водохранилищем. Далее представим себе, что фиг. 53 изображает гидрограф стока с бассейна, лежащего выше водохранилища. Сток с промежуточной площади вполне покрывает все требования, за исключением периодов, показанных штриховкой на фиг. 49, и эта недостача расхода представлена как переменный потребный расход на фиг. 52. Следовательно, вся заштрихованная площадь на фиг. 52 показывает расход с площади, расположенной выше водохранилища, а двойная штриховка — нехватку стока или необходимый объем длительного регулирования.

Из всех гидростанций, расположенных на реке, только одна обслуживается водохранилищем с наибольшей эффективностью. Из последнего при-



Фиг. 53.

мера видно, что станция, расположенная непосредственно ниже водохранилища, будет иметь исключительно непостоянный расход, совершенно неподходящий для непрерывной работы. Если водохранилище предназначено для одновременного обслуживания нескольких станций на одной реке, то в целях максимального использования всей системы в целом следует принять комприссную схему эксплуатации.

Высоконапорные установки, расположенные на небольших водосборных площадях, иногда успешно используются для получения энергии, недостающей низконапорным станциям, расположенным на больших реках и не имеющим регулирующего объема. Гидрограф на фиг. 49 относится к установке с напором в 10,05 м, имеющей водосборный бассейн в 5180 км².

Фиг. 53 изображает гидрограф реки с водосборным бассейном только в 103 км², имеющей напор в 201 м. 1 м³ воды при большем напоре выработает энергии столько же, сколько 201 : 10,05 = 20 м³ при меньшем напоре. Следовательно, у высоконапорной установки на каждый кубометр недостающего расхода низконапорной станции следует использовать только $\frac{1}{20}$ м³, а для возмещения всего недостатка стока низконапорной установки, выражающегося в 192 кубометромесцев, высоконапорная уста-

новка должна покрыть по стоку только $\frac{1}{20}$ этого количества, или 9,6 кубометромесца, расходуемых, как показано на фиг. 53. Потребный при этом регулирующий объем равняется 6,1 кубометромесца.

Возможность такой схемы зависит от сравнительной стоимости постройки и эксплуатации высоконапорной станции почти такой же мощности, как низконапорная станция, и располагающей, кроме того, водохранилищем емкостью в 6,1 кубометромесца, и устройства и эксплуатации водохранилища емкостью 154 кубометромесца для регулирования расхода у низконапорной установки или же сооружения и эксплуатации вспомогательной тепловой станции.

Если в предыдущем примере две станции находятся на одной и той же реке, то вышеприведенные расчеты необходимо корректировать. Во-первых, предполагаемый недостающий сток у ниже расположенной станции следует пересчитать, учитывая лишь сток с площади, расположенной между двумя станциями, т. е. с $5\,077 \text{ км}^2$. Во-вторых, так как расход с верхней части бассейна используется также и на нижней станции, то общий напор, на котором он работает, выражается в 211,05 м. Следовательно, с площади, расположенной выше высоконапорной установки, необходимо получить только $\frac{10,05}{211,05} = \frac{1}{21}$ вместо $\frac{1}{20}$ недостающего расхода с площади бассейна в $5\,077 \text{ км}^2$ и превратить это количество в энергию под общим напором 211,05 м.

Гидрограф является наиболее удобным методом графического определения расхода реки и регулирующего объема, в особенности для лиц мало знакомых с техникой. Он широко используется в пояснительных диаграммах; однако, для вычисления отдачи и объема длительного регулирования некоторые другие методы признаются более простыми и изящными.

57. Интегральная кривая. Интегральные кривые применяются исключительно для облегчения расчетов длительного регулирования. Они дают общий объем стока в кубометромесцах или других подходящих мерах объема в течение данного периода. Обычно их составляют на основании записей средних месячных расходов, причем эти записи суммируются в последовательном порядке и каждая сумма наносится графически над соответствующей датой.

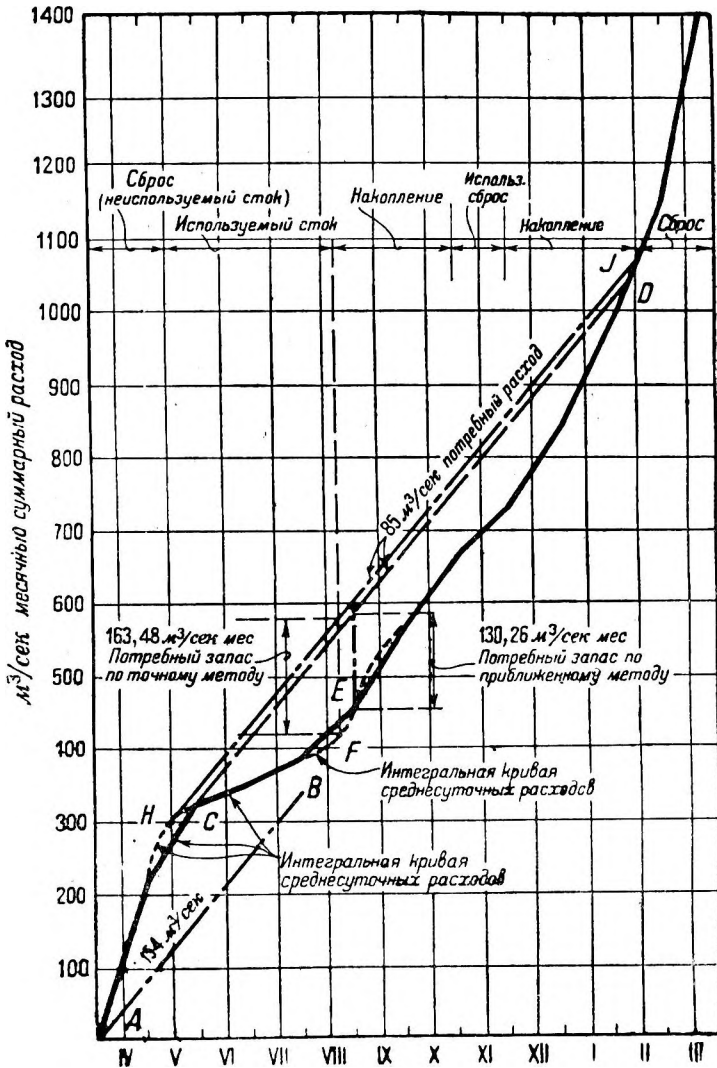
Интегральная кривая типичной реки для 1918/1919 г. показана жирной линией на фиг. 54. Вычисления для этой кривой даны в табл. 14. Эта интегральная кривая показывает, что в период с 1 апреля 1918 г. по 31 марта 1919 г. через данный створ протекло 1 592 кубометромесца.

Таблица 14

Вычисления для интегральной кривой типичной реки для 1918/19 г.

Месяц	Средний месячный расход, <i>м³/сек</i>	Суммарный месячный расход, <i>м³/сек</i>	Месяц	Средний месячный расход, <i>м³/сек</i>	Суммарный месячный расход, <i>м³/сек</i>
Апрель.....	218,32	218,32	Октябрь.....	93,44	659,20
Май.....	109,02	327,34	Ноябрь.....	65,98	725,18
Июнь.....	24,35	351,69	Декабрь.....	109,87	835,05
Июль.....	29,45	381,14	Январь.....	147,24	982,29
Август.....	70,79	451,93	Февраль.....	169,90	1 152,19
Сентябрь.....	113,83	565,76	Март.....	342,62	1 494,81

Очевидно, что интегральная кривая, составленная на основании среднего месячного расхода, будет правильна только в начале и в конце каждого месяца, так как колебание расхода в течение месяца во внимание не принимается. При равномерном месячном расходе интегральная кривая месяца



Фиг. 54. Интегральная кривая типичной реки для 1918 — 1919 гг., составленная по табл. XIV.

будет изображаться прямой линией. Если бы расход был больше в течение первой половины месяца, то правильная кривая для любого месяца имела бы выпуклую форму.

Суммы суточных расходов вместо суммы месячных дают более точную интегральную кривую, но составление такой суточной кривой требует слиш-

ком кропотливой работы, и, кроме того, как будет указано ниже, суточные кривые никогда не имеют применения за исключением времени критического периода.

Тангенс касательной к интегральной кривой в любой точке показывает расход в этот момент в $m^3/сек$. Если кривая горизонтальна, расход равен нулю. Наклон хорды, соединяющей две любых точки CD на кривой, является мерой среднего расхода в течение этого периода, причем фактический расход будет меньше в первую половину и больше во вторую половину этого периода. В точке C суммарный сток равен 328, в точке D — 1 040 кубометромесцев. Разница между этими двумя величинами, или 712, равна полному стоку за период времени от C до D , или за 8,38 месяцев. Следовательно, средний расход будет $\frac{712}{8,38} = 85 \text{ } m^3/сек$.

Величину среднего расхода легче получить, проводя линию AB через начальную точку кривой параллельно CD . У конца первого месяца ордината к линии AB равна $85 \text{ } m^3/сек$.

Для большей наглядности пояснительного расчета длительного регулирования на основании интегральной кривой применяется потребный расход в $85 \text{ } m^3/сек$ из случая Ia, фиг. 46. Так как интегральные кривые для апреля и мая имеют более крутой наклон, нежели линия AB для $85 \text{ } m^3/сек$, то расход в течение этих месяцев, очевидно, превышает потребление, вследствие чего регулирования не требуется. Кривая июня, однако, имеет более пологий наклон. Из точки C проведем линию CD , параллельную AB , изображающую потребный расход в $85 \text{ } m^3/сек$. Начиная с наполненного водохранилища, в точке C забор воды будет происходить в то время, когда наклон интегральной кривой менее наклона линии CD , а когда этот наклон больше, водохранилище наполняется. Уменьшение объема воды в водохранилище, имеющее место в любой момент, измеряется отрезками ординат между кривой и линией CD , причем водохранилище наполнено в обеих конечных точках C и D . Максимальный забор воды из регулирующего объема, измеренный длиной максимальной (пунктирной) разности ординат у E , равен 130 кубометромесцам.

Месячные интегральные кривые подобно месячному гидрографу могут приводить к ошибкам вследствие того, что они показывают средний месячный, а не фактический расход. Ошибки происходят в момент начала и конца попусков. Пунктирные линии на фиг. 54 показывают интегральную кривую, составленную по суточным расходам для мая, августа и сентября. Следует заметить, что наклон правильной интегральной кривой в течение второй половины мая менее наклона линии используемого расхода, причем это уменьшение начинается с 15 числа, или у H , где истинная линия используемого расхода будет касательна к исправленной кривой. Теперь максимальная ордината находится у F и показывает правильный максимальный потребный объем воды в 154 кубометромесца.

Если линия используемого расхода не пересечет интегральную кривую, как это имеет место в точке J , то водохранилище не наполняется. Если водохранилище очень велико, то промежуток времени между H и J может равняться нескольким годам.

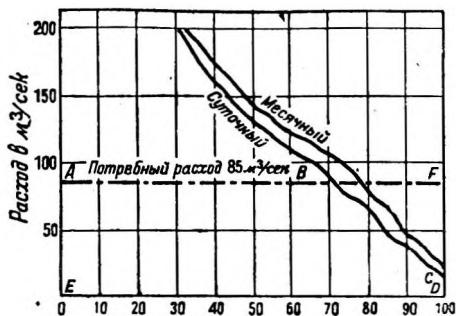
Что бы определить, будет ли водохранилище наполнено в точке H , интегральная кривая должна быть построена для предыдущего года и исследована таким же образом.

Если потребность в энергии непостоянна, то линия используемого

расхода может быть кривой. В предыдущем примере регулирующий объем находится у станции. При регулировании объемом, находящимся на расстоянии от станции, применение интегральной кривой рекомендуется менее, чем применение других способов.

58. Кривая продолжительности. Фиг. 55 и 56 дают кривые продолжительности типичной реки за 20 лет и за минимальный год. Каждая точка на кривой продолжительности показывает процент времени, в течение которого расход был равен и более данной величины.

Кривые продолжительности можно построить на основании средних



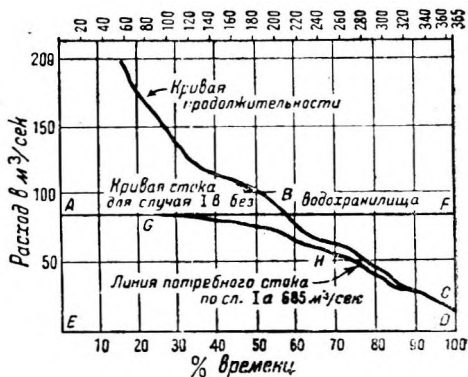
Фиг. 55. Кривые продолжительности типичной реки за 20 лет наблюдений по месячным и суточным данным.

месячных или суточных расходов. Кривые, построенные по средним месячным расходам, дают только приблизительную величину вследствие того, что в течение каждого месяца наблюдается большое колебание расхода, не обнаруживающееся на кривой продолжительности, построенной таким способом. Колебание расхода в течение суток обычно не принимается во внимание по незначительности его. На фиг. 55 видна ошибка, происходящая при применении среднего месячного расхода для построения кривой продолжительности типичной реки.

Если применяются суточные расходы, приходится рассматривать в тридцать раз больше величин, чем при средних месячных расходах. Слишком большое количество времени, затрачиваемое на вычисления при использовании суточных расходов, побудило многих инженеров применять исключительно кривые, построенные по месячному расходу, по-видимому, без ясного сознания ошибки такого метода. Величина последней колеблется от 5 до 15% в зависимости от характеристики реки и величины потребного расхода.

Разница между суточными и месячными кривыми, по-видимому, будет незначительна для рек с равномерным расходом, подобным расходу р. Ришелье, показанной на фиг. 48; но эта разница будет больше изображенной на фиг. 55 для рек с беспокойным режимом.

В табл. 15 приводится вычисление, которым пользовались при составлении кривой продолжительности, данной на фиг. 56. Величины, расхода, разбитые на подходящие классы, даны в гр. 1. В гр. 2 дано число дней (численность), когда суточный расход равнялся величине между соответствующим расходом в гр. 1 и непосредственно следующим за ним расходом. В течение года суточный расход между 27,3 и 31,2 м³/сек повторился 10 раз.



Фиг. 56. Кривые продолжительности реки для 1918 г., составленные по табл. XV, по суточным данным.

Таблица 15

Вычисления для построения кривой продолжительности типичной реки для 1918 г.

Расход, <i>м³/сек</i>	Количество дней	Число дней равного или большого расхода	Время, %	Расход, <i>м³/сек</i>	Количество дней	Число дней равного или большого расхода	Время, %
1	2	3	4	1	2	3	4
14,16	1	365	100,0	113,27	13	150	41,1
16,99	12	364	99,7	118,93	13	137	37,5
19,82	8	352	96,4	124,59	10	124	34,0
22,65	6	344	94,2	130,26	2	114	31,2
25,49	9	338	92,6	135,92	8	112	30,7
28,32	10	329	90,1	141,59	13	104	28,5
31,15	6	319	87,4	155,74	13	91	25,0
33,98	7	313	85,7	169,90	14	78	21,4
36,81	3	306	83,8	184,06	4	64	17,5
39,64	9	303	83,0	198,22	5	60	16,5
45,31	13	294	80,5	212,38	0	55	15,1
50,97	6	281	77,0	226,54	6	55	15,1
56,63	14	275	75,3	240,69	10	49	13,1
62,30	21	261	71,5	254,85	3	39	10,7
67,96	14	240	63,7	269,01	5	36	9,9
73,62	10	226	61,9	283,17	8	31	8,5
79,29	10	216	59,2	297,33	4	23	6,3
84,95	5	206	56,4	311,49	1	19	5,2
90,61	5	201	55,0	325,65	5	18	4,9
96,28	18	196	53,7	339,81	9	13	3,6
101,94	11	178	48,7	353,97	4	4	1,1
107,60	17	107	45,7				
					365		

Суммы численностей даны в гр. 3. Они показывают, что расход реки равнялся или превышал $28,7 \text{ м}^3/\text{сек}$ 329 дней в течение года. Гр. 4 дает величины гр. 3, пересчитанные на проценты. Гр. 1 и 4 служат для составления кривой продолжительности. Для кривой продолжительности за 1 год гр. 2 имеет сумму в 365 дней, а гр. 1 и 3 могут при желании применяться для указания числа дней в течение года, в которые данный расход был превышен, как указано на фиг. 56. Для периода продолжительностью больше года гр. 2 дает сумму больше, чем 365 дней. Кривая продолжительности всего периода наблюдений может быть использована для построения среднего года (так называемого среднесуммарного), а если по оси абсцисс желательно иметь количество дней, то процентное число просто умножается на 365.

Используемый расход в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$, или 1 020 кубометромесечев в год, указан на фиг. 55 и 56. Этот расход соответствует случаю Ia, § 52. Общая площадь *ABCDE* ниже линии использованного расхода и кривой продолжительности, или 826 кубометромесечев для минимального года и 895 кубометромесечев для среднего года, показывает общий естественный сток, которым можно располагать для генерации энергии в течение года. Из уравнения (16), § 50, этот расход соответствует $41\,700\,000 \text{ квтч}$ и $45\,200\,000 \text{ квтч}$ соответственно при действующем напоре $10,06 \text{ м}$ и к. п. д., равном 70%.

Площади *BFC*, или 192 кубометромесечев в минимальный год и 125 кубометромесечев в средний год, эквивалентные $9\,720\,000$ и $6\,280\,000 \text{ квтч}$,

соответственно, являются мерой энергии, которую необходимо получить за счет регулирующего объема или вспомогательных станций в зависимости от обстоятельств. Кривые показывают также, что естественный расход, достаточный для полной отдачи, имеется в течение 56,5% времени, или 206 дней в минимальном году и 71 %, или 259 дней в году среднем.

Площадь *BFC* представляет собой общий попуск из регулирующего объема, требующийся для пополнения естественного расхода; но указаний на потребную емкость водохранилища здесь не имеется, так как последнее может быть пополнено и спущено более одного раза в течение года. Это обстоятельство объяснено более подробно в § 56, из которого видно, что в минимальном 1918 г. для обеспечения общего пуска в 192 кубометромес-сяца требовалась емкость водохранилища в 154 кубометромес-яца.

Для случая Ib, не имеющего водохранилища ни для суточного, ни для длительного регулирования, используемый расход реки выясняется по характеристике *AFIGC* (фиг. 46) и изображен на кривой продолжительности, как показано линией *AGHC* (фиг. 56). Таким образом площадь *GHCB* изображает уменьшение отдачи вследствие отсутствия суточного регулирования, а площадь *FBGHG* представляет собою в этом случае отдачу за счет длительного регулирования или вспомогательных станций.

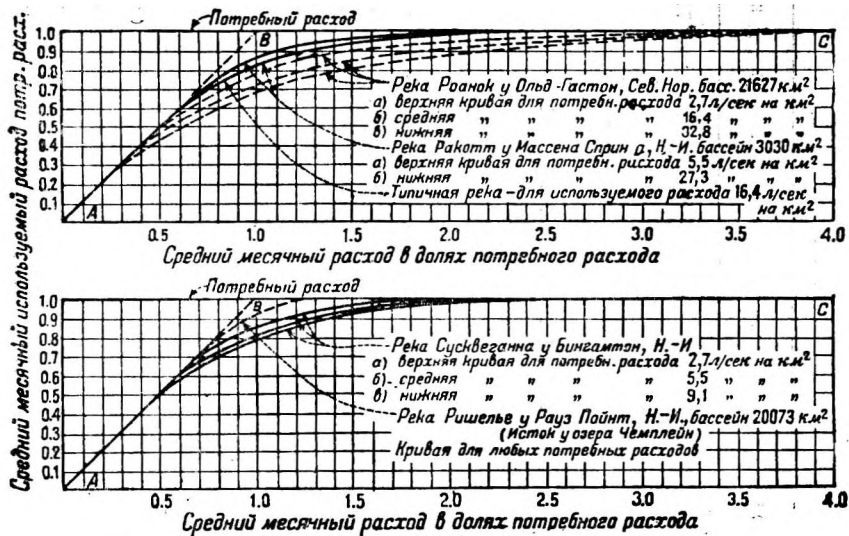
Если водохранилище длительного регулирования находится на некотором расстоянии от станции, а суточного регулирования не имеется, то (регулируемый) расход станции можно вычислить при помощи аналитического метода. Если водохранилище эксплуатируется не для данной станции или его емкость достаточна только для частичного регулирования, то расход у станции строится в виде кривой продолжительности, а затем, как указано выше, исправляется в связи с отсутствием суточного регулирования, и таким образом определяется отдача.

59. Аналитический метод. Аналитический метод применяется только в случае достаточного суточного регулирования. Применение суточного расхода влечет за собой бесконечное количество вычислений, вследствие чего следует руководиться исключительно средним месячным расходом. Ниже будет дан один пример вычислений путем аналитического метода для станции, имеющей длительное регулирование, и один пример для станции, не имеющей такового. Для обоих примеров будет применен постоянный потребный расход в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$, соответствующий случаю Ia § 52.

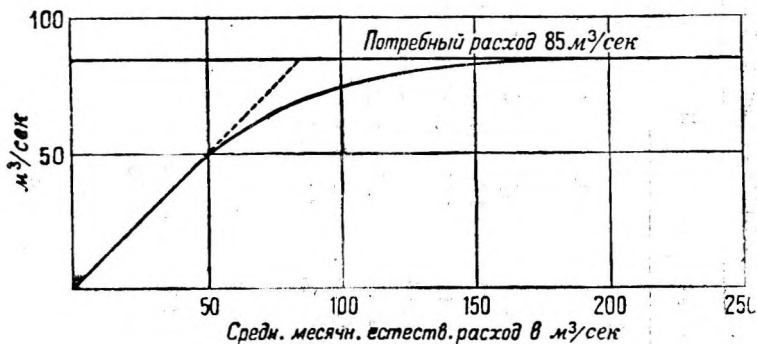
Отсутствие длительного регулирования. Если в каком-либо месяце средний расход будет равен или больше потребного расхода в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$, то из этого отнюдь не следует, что вся потребность в энергии будет покрыта без помощи регулирующего объема. В табл. 12 средний месячный расход типичной реки за май 1918 г. показан равным $109 \text{ м}^3/\text{сек}$. Однако, обращаясь к табл. 11, мы видим, что расход в течение некоторой части этого месяца был значительно меньше потребного расхода в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$, вследствие чего отдача сократилась. Кроме того, если средний расход меньше потребного, то это не означает, что без помощи водохранилища весь расход может быть превращен в энергию, так как вполне возможно, что в течение некоторой части месяца расход будет превышать потребление, и некоторое количество воды придется сбросить. Это обстоятельство повлекло за собой применение характеристик использования, образцы которых можно видеть на фиг. 57.

Кривые использования дают зависимость между средним месячным расходом и расходом, возможным к использованию, причем оба они выражены

либо в долях расчетного потребного расхода, либо в $\text{м}^3/\text{сек}$. Кривые использования типичной реки показаны для обоих случаев, причем кривая с расходами в $\text{м}^3/\text{сек}$ дана отдельно на фиг. 58. Если, например, средний расход типичной реки для данного месяца в 1,2 раза больше потребного расхода или равен $102 \text{ м}^3/\text{сек}$, то возможный к использованию средний рас-



Фиг. 57. Типичные характеристики использования.



Фиг. 58. Характеристика использования типичной реки.

ход за этот месяц, показанный на фиг. 57 и 58, будет равен 0,88 от расчетного используемого расхода, т. е. $75 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Кривые использования на фиг. 57 были составлены на основании анализа суточных расходов за ряд лет по нескольким рекам. Следует заметить, что для рек с очень устойчивым расходом, например у р. Ришелье (фиг. 48), кривая использования приближается к линии *ABC*, которая соответствует тому случаю, когда в течение всего месяца расход остается абсолютно постоянным.

Таблица 17

Типичная река, 1918 и 1919 гг. Приближенное вычисление объема, погребного для годового регулирования. Водохранилище при станции. (Кубометромесцы)

	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь
1918 г.												
Естественный сток реки	—	—	—	—	109,02	24,35	29,45	70,79	113,84	93,45	65,98	109,87
Полуск из водохранилища	—	—	—	—	0	60,60	55,50	14,16	—	—	18,97	—
Полноенные водохранилища	—	—	—	—	—	—	—	—	28,89	8,50	—	24,92
Зарегулированный расход реки	—	—	—	—	109,02	84,95	84,95	84,95	84,95	84,95	84,95	84,95
Опорожнение водохранилища	—	—	—	—	0	60,60	116,10	130,26	101,38	92,88	111,86	86,93
1919 г.												
Естественный сток рекл	147,25	169,90	342,64	300,16	271,84	52,67	43,89	79,29	121,76	175,57	138,75	—
Полуск из водохранилища	—	—	0	0	0	32,28	41,06	5,66	—	—	0	—
Полноенные водохранилища	62,30	24,64	—	—	—	—	—	—	36,81	42,19	—	—
Зарегулированный расход реки	84,95	145,27	342,64	300,17	271,84	84,95	84,95	84,95	84,95	133,37	138,75	—
Опорожнение водохранилища	24,64	0	0	0	0	32,28	73,34	79,01	42,19	0	0	—

Составление кривой использования связано с большой счетной работой, и для приблизительных расчетов можно, не допуская больших ошибок, применять существующую кривую по аналогичной реке.

Средний месячный расход, данный в табл. 13, был приведен к приблизительноному возможному к использованию среднему месячному расходу, взятому по табл. 16 при помощи кривой использования (фиг. 58).

Средний используемый расход для 20-летнего периода равен $74,5 \text{ м}^3/\text{сек}$, или 894 кубометромесяца в год. Это соответствует 895 кубометромесяцам в средний год, как это исчислено по кривой продолжительности § 58).

Из табл. 16 мы видим, что средний возможный к использованию расход за минимальный 1918 г. равен $67,68 \text{ м}^3/\text{сек}$, или 812 кубометромесяца, что соответствует 826 кубометромесяцам, найденным для этого года при помощи метода гидрографа и кривой продолжительности.

Недостаток энергии, пополняемый вспомогательными станциями, представляет собою разность между возможным к использованию стоком и расчетным потребным стоком в 1020 кубометромесяцев в год, или 126 кубометромесяцев в средний год, и 208 кубометромесяцев в минимальный год. Как указывалось выше, расчетный потребный расход и недостаток его можно превратить в единицы энергии при помощи уравнения (16), § 50.

Регулирующий объем при станции. При наличии регулирующего объема при самой станции задача усложняется тем фактом, что используемый расход не является постоянным вследствие уменьшения напора во время забора воды.

Однако в нижеследующем примере, как и в предшествующем, для упрощения применяется постоянный используемый расход в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$.

Табл. 17 дает обычный приблизительный аналитический метод для определения потребного регулирующего объема в том случае, если водохранилище находится у самой станции. Этот метод вполне ясен. Он показывает, что в 1918 г. максимальный забор из регулирующего объема для типичной реки равнялся 130,3 кубометромесяца.

Этот метод соответствует способу применения месячного гидрографа (фиг. 50) для расчета требуемого регулирующего объема и, как указано в § 56, приводит к ошибке потому, что последняя половина мая и первая половина сентября фактически имеют недостаточный расход (фиг. 49), несмотря на то, что средний месячный расход этих месяцев превышает расчетный потребный расход в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$. Эти ошибки уменьшаются по мере увеличения периода недостаточного расхода, а для сравнительно больших водохранилищ, опоражнваемых в течение долгого промежутка времени, эта ошибка не имеет никакого значения. Для более коротких периодов опорожнения те месяцы, в которые расход бывает частью ниже, а частью выше расчетного потребного расхода, должны быть изучены более подробно.

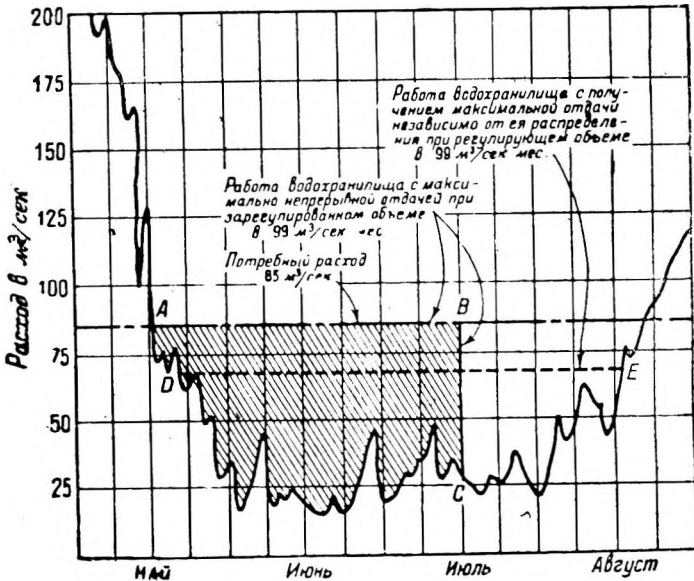
Регулирующий объем находится на некотором расстоянии от станции. Для расчета регулирующего объема, находящегося на некотором расстоянии от станции, применена табл. 18. В этом примере было принято, что $\frac{1}{10}$ расхода из предыдущего примера получается с бассейна выше водохранилища, а $\frac{9}{10}$ — с бассейна, лежащего ниже его. Эти расходы даны в строках 1 и 4. Расход, выпускаемый из водохранилища, когда последнее частично спущено, должен иметь такую величину, чтобы общий расход у станции равнялся расчетному используемому расходу, а забор воды из регулирующего объема или пополнение его являлся алгебраической разностью между строками 4 и 2.

Типичная река 1918 и 1919 гг. Приблизительный расчет потребного объема длительного регулирования. Водоохранилище, удаленное от станции
Кубометромесяцы

	Январь	Февраль	Март	Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь	Ноябрь	Декабрь
1918 г.												
Естественный сток ниже водоохранилища	—	—	—	—	98,12	21,91	26,51	63,72	102,45	84,10	59,38	98,89
Сток с бассейна ниже водоохранилища	—	—	—	—	0	63,04	58,44	21,24	0	0,85	25,57	0
Суммарный расход установившегося стока	—	—	—	—	98,12	84,95	84,95	84,95	102,45	84,95	84,95	98,89
Естественный сток выше водоохранилища	—	—	—	—	10,90	2,44	2,94	7,08	11,38	9,35	6,32	10,99
Попуск из водоохранилища	—	—	—	—	0	60,60	55,50	14,16	—	—	18,97	—
Пополнение водоохранилища	—	—	—	—	0	—	—	—	11,38	8,50	—	10,99
Опорожнение водоохранилища	—	—	—	—	0	60,60	116,10	130,26	118,88	110,38	129,36	118,37
1919 г.												
Естественный сток ниже водоохранилища	132,53	162,91	308,38	270,14	244,66	47,41	39,50	71,36	109,58	158,01	124,87	150,36
Сток с бассейна ниже водоохранилища	0	0	0	0	4,81	37,55	45,45	13,59	0	0	0	0
Суммарный расход установившегося стока	132,53	162,91	308,38	270,14	249,47	84,95	84,95	84,95	109,58	158,01	124,87	150,36
Естественный сток выше водоохранилища	14,73	16,59	34,26	30,02	27,18	5,27	4,39	7,93	12,18	17,27	13,88	16,71
Попуск из водоохранилища	—	—	—	—	—	32,28	41,06	5,66	—	—	—	—
Пополнение водоохранилища	14,73	16,99	34,26	30,02	22,37	—	—	—	12,18	17,27	13,88	16,71
Опорожнение водоохранилища	103,64	86,65	52,39	2,37	0	32,28	73,34	79,01	66,83	49,27	35,40	18,69

Следует иметь в виду, что в данном случае (в 1918 г.) забор воды из регулирующего объема больше, нежели указанный в предыдущем примере, так как в этом случае излишек стока в 17,5 кубометромес-ца с нижележащей части бассейна сбрасывался в сентябре, в то время как водохранилище нуждалось в пополнении.

60. Неполное регулирование. Если имеющийся регулирующий объем не может обеспечить получения непрерывного расчетного погребного расхода в годы низкого стока, то водохранилище можно регулировать двумя спосо-бами в зависимости от поставленной цели.



Фиг. 59. Суточный гидрограф типичной реки для минимального 1918 года изображает неполное длительное регулирование.

Случай I. Регулирование для получения максимальной общей отдачи энергии.

Случай II. Регулирование для получения максимальной основной мощности.

Случай I. Фиг. 59 изображает гидрограф периода низкого расхода для типичной реки в минимальном 1918 г. Расчетный потребный расход равен $85 \text{ м}^3/\text{сек}$. Регулирование расхода при полном объеме в течение этого периода, изображенное на фиг. 49а § 56 указывает, что в данном случае требуется 154 кубометромес-ца. Но если регулирующего объема имеется только 99 кубометромес-цев, а требуется получить максимальную отдачу независимо от ее распределения, то в те периоды, когда можно получить расход воды из регулирующего объема, станция должна работать полной мощностью. Другими словами, водохранилище должно быть спущено как можно скорее, для того чтобы оно опять было в состоянии принимать по возможности все излишки сверх используемого расхода.

Толстыми линиями *ABC* (фиг. 59) показано, что в 1918 г. при этих условиях водохранилище было спущено уже на 15 июля. Работа при непол-

ной мощности, когда в водохранилище еще имеется вода, создает опасение, что если в данном сезоне будет иметь место сравнительно большой сток, то водохранилище не будет опорожнено и произойдет неполное использование регулирующего объема. В засушливые годы такая схема работы предусматривает очень низкую отдачу в течение последней части периода малых расходов, вследствие чего полная мощность установки может быть использована только как сезонная.

Случай II. Если желательно получить максимальную основную мощность, то для этого нужно изучать данные за все годы и на этом основании составить гидрограф, показывающий вероятный минимальный меженный период. Для этого периода требуется определить максимальную непрерывную отдачу или основную мощность при имеющемся регулирующем объеме, как это показано пунктирной линией DE на фиг. 59, из которой видно, что в самом засушливом году при регулирующем объеме 99 кубометров-месяцев сток может быть зарегулирован до равномерного расхода в $68 \text{ м}^3/\text{сек}$. Это является предельной основной мощностью, и водохранилище должно ежегодно в период низкого расхода поддерживать лишь этот расход и не больше.

В годы сравнительно большого меженного расхода при регулирующем объеме в 99 кубометров-месяцев можно получить непрерывный расход более $68 \text{ м}^3/\text{сек}$, а в некоторые годы должен получаться полный расчетный используемый расход в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$; но так как никогда нельзя знать заранее величину будущих расходов, то регулирование реки должно оставаться в пределах $68 \text{ м}^3/\text{сек}$, т. е. максимального непрерывного расхода в засушливый период. Это вызвано опасением того, что недостача, близкая к наибольшей, может случиться в любое время, вследствие чего в последней части засушливого периода водохранилище может оказаться опорожненным и отдача основной энергии прекратится, как это указано сплошными линиями ABC . Следовательно, в этом случае правильное регулирование водохранилища должно заключаться в неполном использовании регулирующего объема в годы обильных осадков и соответственно уменьшению общей отдачи энергии.

В остальное, незасушливое время года водохранилище может регулироваться с таким расчетом, чтобы получать непрерывную отдачу, превышающую 68 кубометров-месяцев, при условии, что в водохранилище в это время будет находиться количество воды, достаточное для покрытия максимальной нехватки данного сезона, как она определяется по всем имеющимся наблюдениям расходов.

61. Задача об обеспеченности необходимых объемов водохранилища.

Очень часто приходится определять емкость водохранилища, обеспечивающую непрерывный потребный расход. Перерывы в работе, происходящие от недостаточной величины регулирующего объема и происходящие один раз в 10—20 лет, могут в некоторых случаях быть более выгодными, чем дополнительные затраты на регулирование. С другой стороны, для более ответственных видов потребления желательно иметь регулирующий объем такой величины, чтобы перебои были возможны в среднем не чаще одного раза в 50 или 100 лет.

А. Хазен впервые применил к этой проблеме теорию вероятностей. Общая теория кривых распределения дана в § 86. В табл. 19 приводится повторяемость потребных объемов водохранилища типичной реки для расчетного потребного расхода в $85 \text{ м}^3/\text{сек}$. Максимальный потребный ре-

Таблица 19

Вычисление обеспеченности необходимых объемов водохранилищ

Годы	$m^3/сек.$		n	p	Годы	$m^3/сек.$		n	p
	2	3				2	3		
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1900	139,60	22,09	20	97,5	1910	80,14	89,76	10	47,5
1901	112,14	51,82	19	82,5	1911	73,34	90,89	9	42,5
1902	73,34	67,68	18	87,5	1912	114,12	93,73	8	37,5
1903	22,09	73,34	17	82,5	1913	104,49	104,49	7	32,5
1904	78,16	73,34	16	77,5	1914	67,68	112,14	6	27,5
1905	93,73	75,60	15	72,5	1915	146,12	114,12	5	22,5
1906	75,60	78,16	14	67,5	1916	89,76	133,09	4	17,5
1907	81,84	80,14	13	62,5	1917	51,82	139,60	3	12,5
1908	90,89	81,84	12	57,5	1918	163,48	146,12	2	7,5
1909	133,09	84,67	11	52,5	1919	84,67	163,48	1	2,5

лирующийся объем для каждого года дан в гр. 2. В гр. 3 объемы даны в порядке возрастания, а вероятная повторяемость в процентах вычислена по уравнению

$$p = \frac{100(n - 0,5)}{m},$$

где p — процент всех будущих лет, в течение которых требуемый регулирующий объем равен или превосходит величину, данную гр. 3 (обеспеченность);

n — номер величины по порядку, как указано в гр. 4;

m — число лет наблюдений.

Гр. 3 и 5 применяются для нанесения точек обеспеченности на фиг. 60, служащих для указания общего направления кривой обеспеченности. Шкала годовых интервалов фиг. 60 взята из уравнения:

$$I = \frac{100}{p},$$

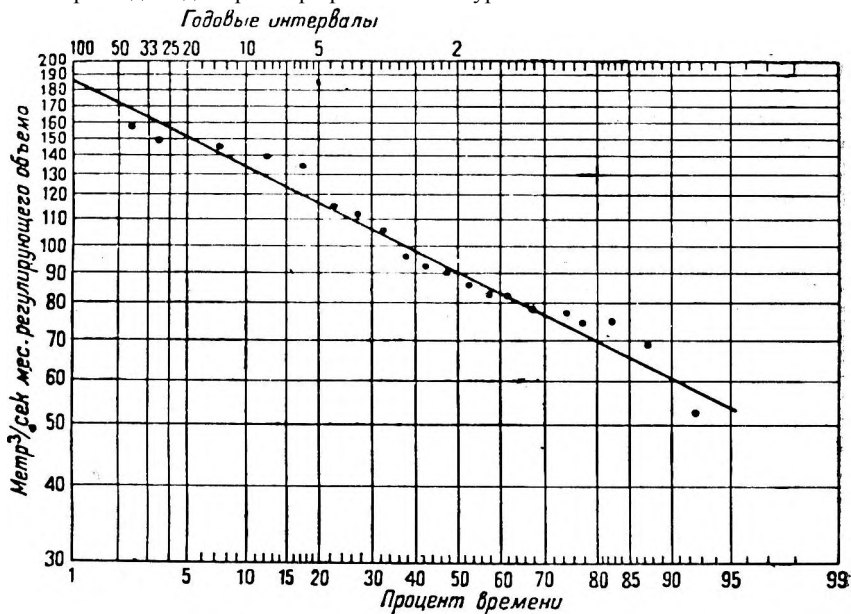
где I — годовой интервал повторяемости, или число лет, в течение которых данная емкость водохранилища потребуется в среднем только однажды.

По кривой повторяемости мы видим, что для типичной реки и используемого расхода в $85 m^3/сек$ водохранилище емкостью 150 куб метромесцев будет опораживаться в среднем один раз в 20 лет, а водохранилище емкостью 170 кубометромесцев — один в раз 50 лет.

62. Влияние других станций на отдачу. Если две близлежащие станции на одной реке используют одинаковый расход и служат для обеспечения одного и того же потребителя, то нижняя станция не нуждается в суточном регулировании, так как ее изменяющееся потребление совпадает с расходом, получаемым с вышележащей станции. Если же станции находятся друг от друга на значительном расстоянии, вследствие чего вода достигает нижней станции только через несколько часов, то потребление у последней может резко расходиться с получаемым расходом, как это наблюдается в типичном простом случае двух станций, работающих вместе на одну равномерную дневную (12 час.) нагрузку и расположенных на расстоянии 12-часового пробега воды от верхней станции к нижней.

Если нижняя станция не имеет суточного регулирования, то она не может отдавать энергию в течение меженного периода, так как в это время весь расход реки проходит мимо станции ночью, когда станция не работает.

Совершенно очевидно, что при недостаточном суточном регулировании у станции анализировать влияние верхних станций на расход является весьма затруднительным, так как в этом случае приходится учитывать относительную мощность и напор, типы кривых нагрузки, а также среднюю скорость добегания расхода воды в реке при различных ее уровнях.



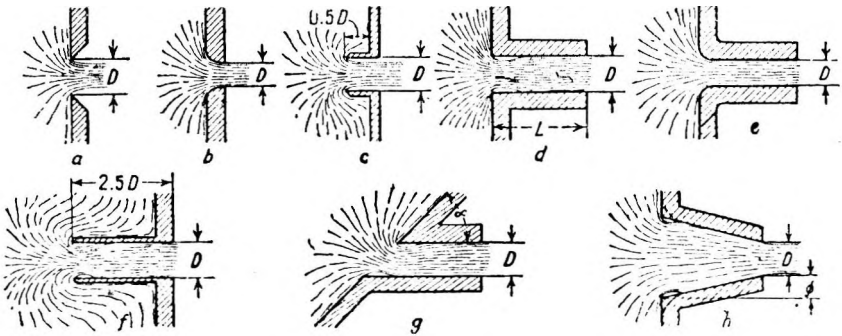
Фиг. 60. Кривая обеспеченности объемов водохранилища (Типичная река).

63. Библиография

1. Allen Hazen, Storage to be Provided in Impounding Reservoirs for Municipal Water Supply, „Trans. Am. Soc. C. E.“, Dec. 1914, p. 1539. (А. Хазен, Регулирование водохранилищами для целей городского водоснабжения).
2. Davis and Wilson, Irrigation Engineering (For storage problems), John Wiley and S., 1919. Дэвис и Уильсон, Ирригационная техника (Проблемы регулирования, изд. Д. Уилей).
3. L.M. Lawson, The Yuma Project „Silt Problem, Reclamation Record“, vol. 7., 1916, p. 358. (Л. Лаусон, Проблема заиления системы Юма)
4. L. C. Hill, Salving the Silt Problem, „Eng. Record“, vol. 70, 1914, 609. (Л. Хилл, Решение проблемы заиления.)
5. San Carlos Irrigation Project, Arizona, by Board of Engineers, U. S. A. House Document 791, 63-d Congress, 2 Session, 1914. (Ирригационная система „Сан Карлос“ Аризона.)
6. H. F. Robinson, Silt Problem of the Zuni Reservoir, „Trans. Am. Soc. C.E.“, vol. 83, 1920, p. 868. (Робинсон, Проблема заиления водохранилища Зунни.)
7. L. M. Lawson, Movement of Silt in Elephant Butte Reservoir, „Reclamation Record“, vol. 10, 1919, p. 411. (Л. Лаусон, Движение наносов в водохранилище Элефант-Бют.)

Гидравлика

64. Истечение воды из отверстий и насадков. Типичные виды различных отверстий и насадков даны па фиг. 61. Для определения расхода через промывные шлюзы и потерь при входе в трубопроводы необходимо знание законов истечения воды из отверстий и насадков. Если входная часть имеет острые, прямоугольные края, происходит сжатие струи, как это показано на фиг. 61а, 61с и 61б, и сечение струи уменьшается по сравнению с площадью сечения отверстия или насадка. При правильном округлении краев отверстия (фиг. 61б и 61е) и постоянном диаметре насадка



Фиг. 61.

(фиг. 61d, 61f, 61g) живое сечение струи равно площади сечения отверстия или насадка. Если насадок не имеет скругленных краев, то происходит сжатие струи, но вслед за этим она расширяется опять (за некоторыми исключениями, которые будут приведены позже), причем около входного отверстия имеет место частичный вакуум.

Пусть H — напор воды в метрах над осью отверстия или насадка со свободным истечением, или разность уровней воды при затопленном отверстии или насадке;

a — площадь отверстия или насадка в кв. метрах;

v — теоретическая скорость в м/сек;

δ — ускорение силы тяжести, равное $9,81$ м/сек²;

Q — расход в м³/сек;

C'' — коэффициент сжатия, или отношение площади живого сечения струи к площади сечения отверстия или насадка;

G' — скоростной коэффициент;

C — коэффициент расхода.

Общее уравнение для скорости истечения воды будет:

$$v = \sqrt{2gH}. \quad (20)$$

Принимая во внимание потери, фактическая скорость при данном напоре равняется:

$$v = C' \sqrt{2gH}. \quad (21)$$

Расход равен произведению фактической (действительной) скорости и живого сечения струи, или как живое сечение струи равно $C''a$:

$$Q = vC''a,$$

или

$$Q = C'C''a\sqrt{2gH}.$$

При опытах, производимых с целью определения расхода через отверстие или насадок, скоростной коэффициент C' и коэффициент сжатия C'' учитываются вместе, и общее уравнение для расхода получает вид:

$$Q = Ca\sqrt{2gH}. \quad (21)$$

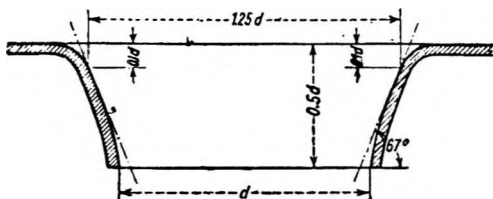
Величина коэффициента расхода C изменяется в зависимости от формы отверстия или насадка. Средние экспериментальные величины коэффициента расхода C , применяемые в уравнении (21) для некоторых типов отверстий и насадков, даны в табл. 20¹. Если нет специальных указаний, то все они даны для отверстий, имеющих круглую форму. Согласно утверждению Бови (Bovey) и других авторитетов по вопросу истечения из отверстий в тонкой стенке (фиг. 61а), коэффициент C для круглых отверстий примерно на 2% меньше той же величины для квадратных отверстий; на 3 до 4% меньше величины для прямоугольных отверстий, имеющих отношение длины к высоте, равное 4, и на 5 до 7% меньше величины для прямоугольных отверстий, имеющих отношение длины к высоте, равное 10. Вероятно, такое же соотношение существует и для насадков с острыми краями.

Затопление почти не изменяет величины коэффициента C .

Приводимые коэффициенты расхода для насадков пригодны лишь в том случае, если напор меньше 12 м. При напоре большем вышеописанного, расширения струи не происходит.

и коэффициент C приближается к коэффициентам для отверстий в тонкой стенке подобной же формы. Расширения струи внутри насадка может и не произойти, если насадок не затоплен, или необходимые для этого потери трения отсутствуют. Другими словами, при сильном напоре струя после сжатия может выйти из насадка, не прикасаясь к стенкам последнего; если даже траектория струи такова, что она заденет низ насадки, то при недостаточности трения расширения струи все-таки не происходит.

Форма струи, вытекающей из круглого отверстия с острыми краями (фиг. 61а) между отверстием и сжатым сечением, т. е. точкой, начиная от



Фиг. 62.

¹ Напор велик по сравнению с размером отверстия или насадка. (См. приведенные ниже выводы.)

Таблица 20

Коэффициент расхода C при истечении из отверстий или насадков, применяемый в уравнении (21). Как сказано, все отверстия имеют круглую форму, если нет специальных указаний

Фигура	Т и п	Коэффициент C
61a	Отверстие в тонкой стенке	0,60
61b	Отверстие со скругленными краями	0,97
61c	Короткий насадок Борда	0,50
61d	Насадок с острыми краями ¹	
	при величине $\frac{L}{D}$:	
	0	0,60
	0,25	0,63
	0,50	0,67
	0,75	0,72
	1,00	0,76
	1,50	0,79
	2,50	0,80
	3,50	0,80
61e	Насадок с закругленными краями	0,97
61f	Длинный насадок Борда	от 0,72 до 0,80
61g	Наклонные насадки с острыми краями ²	
	Величины α :	
	90°	0,82
	80°	0,80
	70°	0,78
	60°	0,76
	50°	0,75
	40°	0,73
	30°	0,72
61h	Сходящиеся насадки ¹ с острыми краями	
	Величины φ° :	
	0°	0,82
	5,75°	0,94
	11,25°	0,92
	22,50°	0,85
61h	То же со скругленными краями	
	Величины φ° :	
	0°	0,97
	5,75°	0,95
	11,25°	0,92
	22,50°	0,88
	45,00°	0,75

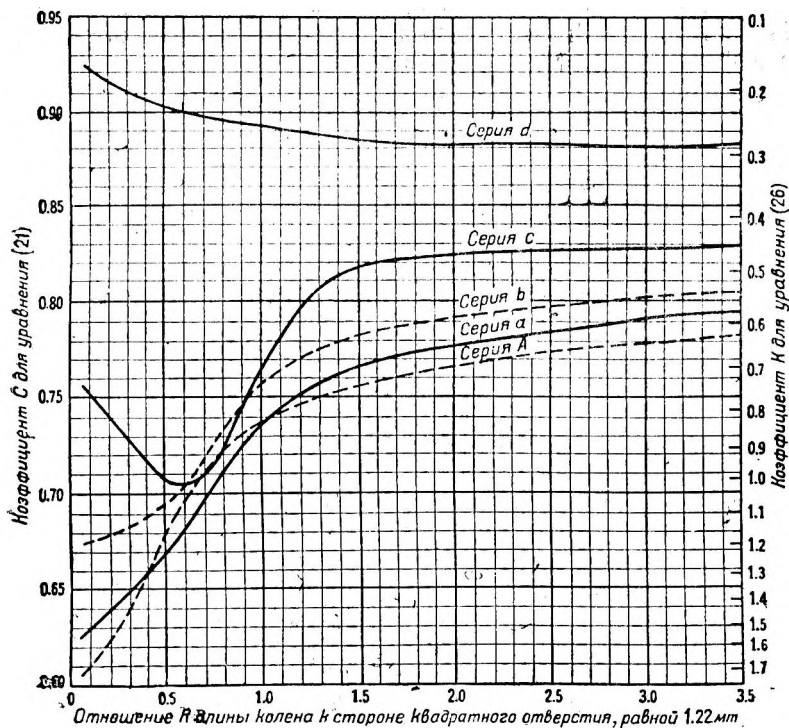
¹ На основании опытов Роджерса и Смиса (Rogers und Smith) над затопленными насадками („Eng. News“, т. 76, 1916, стр. 827). Коэффициент для отношения $\frac{L}{D} = 2,5$ и выше был найден другими лицами равным 0,82.

² Согласно Вейсбаху.

³ Согласно Г. В. Кингу (H. W. King) по Энуину (Unwin).

которой площадь струи становится постоянной, изображена на фиг. 62¹ и должна применяться для отверстий с скругленными краями, изображенными на фиг. 61с.

Коэффициенты в табл. 20 были получены на основании опытов, проведенных при идеальных условиях. Меньшие коэффициенты расхода, приме-



Фиг. 63. Минимальный коэффициент расхода C и соответствующие коэффициенты K , выведенные на основании опытов Стюарта.

няемые для практических целей, даны на фиг. 63; этот график изображает данные, полученные Стюартом (Stewart) на основании его опытов над расходами воды через квадратные затопленные насадки различных типов², имеющие по 1,22 м в стороне.

График дает минимальную величину C для каждой серии опытов в отдельности. Форма входа в насадки приводится ниже и изображена на фиг. 64:

- Серия А — насадок с острыми краями,
- „ а — без сжатия по дну,
- „ b — „ „ „ „ и с одной стороны
- „ с — „ „ „ „ обеих сторон,
- „ d — „ „ „ „ и сверху.

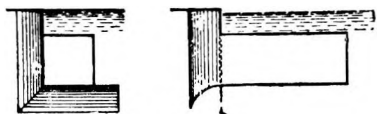
Необычная форма кривой для серии C , является, по-видимому, следст-

¹ А. Гибсон (A. H. Gibson) по Вейсбаху (Weisbach).

² С. В. Stewart „Investigation of Flow through large submerged Orifices and Tubes“, University of Wisconsin Bulletin“, 216, 1908. Стюарт, Опыты над истечением через затопленные насадки и трубы, „Бюллетень Висконского университета“, 216, 1908.)

вием ошибки, допущенной в процессе производства опытов. Для этих опытов был использован напор от 0,015 до 0,092 м. При этом было установлено, что коэффициент C был наименьшим при напоре 0,046 м, и только данные, соответствующие этому напору, приведены на фиг. 63.

В этих опытах A соответствует пункту 61d табл. 20, в которой коэффициент G колеблется от 0,60 до 0,80 по сравнению с коэффициентом 0,60 до 0,84, выведенным Стюартом, что является довольно близким совпадением; но серия d соответствует пункту 61с табл. 20, где коэффициент C дан равным 0,99, по сравнению с колебаниями коэффициентов от 0,925 до 0,882, определенных Стюартом. Однако в последнем случае значительно меньшие величины коэффициента Стюарта могут быть частью обусловлены несовершенной формой скругления краев отверстия.



Фиг. 64. Отверстия, испытанные Стюартом, серия „b“ без сжатия на дне и с одной стороны.

Скорость подхода. Если бы скорость течения в подводящем канале (или трубе) была равномерна, то фактический действующий напор на отверстие или насадок равнялся бы измеренному пьезометрическому напору плюс напор, соответствующий скорости подхода воды. Однако распределение скоростей в любом сечении канала (или трубы) не является равномерным, причем скорости меньшие средней имеют место на периферии водотока.

Таким образом скорость подхода прямо против отверстия будет больше средней, а действительный напор на отверстие равен измеренному напору плюс некоторый напор, несколько превышающий тот, который соответствует средней скорости подхода.

Уравнение (21), исправленное на влияние подводящей скорости, имеет вид:

$$Q = Ca\sqrt{2gH + \beta \frac{v^2}{2g}} = Ca\sqrt{2g(H + \beta h_v)}, \quad (22)$$

где v — средняя скорость подхода,

h_v — напор, соответствующий этой скорости, и

β — коэффициент, определяемый опытным путем. К сожалению, β недостаточно хорошо известен для многих типов отверстий и может колебаться между 1,0 и 2,0 в зависимости от расположения и относительного размера отверстия.

Прямоугольные отверстия и насадки при низком напоре. Если при свободном истечении из отверстия или насадка площадь его достаточно велика по сравнению с напором, то уравнение для расхода должно быть написано в виде:

$$Q = \frac{2LC}{3} \sqrt{2g} (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}), \quad (23)$$

где H_1 и H_2 — напор над нижней и верхней гранями отверстия соответственно.

Если отверстие полностью затоплено, то напор представляет собою разность уровней верхней и нижней поверхностей воды, причем здесь приложимо уравнение (21).

Если в уравнении (25) верхняя часть отверстия находится на уровне воды, то $H_2 = 0$, и уравнение приводится к следующему виду:

$$Q = \frac{2LC}{3} \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}. \quad (24)$$

Оно является основным теоретическим уравнением для расхода через водослив.

Гибсон высказывает мнение, что уравнение (21) можно применять с ошибкой, не большей 1%, в том случае, если напор над отверстием при свободном истечении будет вдвое больше высоты этого отверстия.

65. Расход через промывные шлюзы. Промывные шлюзы имеют самую разнообразную форму. Многие типы промывных шлюзов, регулируемых щитами, фактически представляют собою короткие трубопроводы, проложенные через тело плотины, где потери на трение дают значительный процент общих потерь.

Вопрос о потерях в трубопроводе разбирается ниже. Если промывной шлюз достаточно короток, то истечение можно рассматривать проходящим через насадок (фиг. от 61d до 61h) или через отверстие в тонкой стенке (фиг. 61a до 61c включительно); расход можно исчислять при помощи уравнений (21) или (22) с соответствующим коэффициентом расхода, взятым из табл. 20 или фиг. 63 в зависимости от конструкции отверстия промывного шлюза, как указано в § 64.

66. Потери напора в трубопроводах. Потери расхода в трубопроводах можно разделить на две общих группы:

a) *Вихревые потери*, вызываемые внезапным изменением в направлении струи (как, например, в коленах, разветвлениях и т. д.), или же внезапным изменением скорости, происходящим от изменения живого сечения (при входе, в расширениях, клапанах и т. д.).

b) *Поверхностное трение* в прямых постоянного сечения трубопроводах.

67. Вихревые потери в трубопроводах. Вихревые потери правильнее всего выражать в долях скоростного напора движущейся воды. Скоростной напор, или напор, требуемый для создания данной скорости, можно получить преобразованием уравнения (20), § 64.

Скоростной напор равен:

$$h_v = \frac{v^2}{2g} \quad (25)$$

Тогда вихревые потери h_f напора в любой точке водопровода будут:

$$h_f = Kh_v = K \frac{v^2}{2g}, \quad (26)$$

где K — коэффициент потерь от вихрей,

v — наибольшая средняя скорость в рассматриваемом участке трубы.

68. Потери при входе в трубопровод. В § 64 рассмотрен вопрос об истечении через насадки и промывные шлюзы и даны коэффициенты расхода C для некоторых видов входных отверстий. Между коэффициентом расхода для насадков и коэффициентом вихревых потерь K (уравнение 26) имеется прямое соотношение, которое можно вывести следующим образом.

Падение давления или напора у входа в трубопровод необходимо по двум причинам:

- а) для создания скоростного напора,
- б) для преодоления вихревых потерь при входе

$$H = h_v + h_f = \frac{v^2}{2g} + K \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} (1 + K).$$

Так как $Q = av$:

$$H = \frac{Q^2}{2ga^2} (1 + K).$$

Также из уравнения (21)

$$H = \frac{Q^2}{2ga^2} \cdot \frac{1}{C^2}$$

откуда получаем:

$$K = \frac{1}{C^2} - 1. \quad (27)$$

Потери напора в насадках, не имеющих остающегося сжатия струи (фиг. 61d, 61e и 61f), и в насадках, примененных при испытаниях Стюарта (§ 64), можно считать одинаковыми для подобных же входов в закрытые трубопроводы; величины K , полученные из опытных величины C (§ 64), приведены в табл. 21.

Таблица 21

Коэффициент вихревых потерь для уравнения (26)

Фиг.	Т и п	Коэффициент K
61d	Насадок с острыми краями	0,56
61e	Насадок со скругленными краями	0,06
61f	Насадок Борда	от 0,56 до 0,93
61g	Наклонный насадок с острыми краями	
	Величина α :	
	90°	0,49
	80°	0,56
	70°	0,65
	60°	0,73
	50°	0,78
	40°	0,88
	30°	0,93

Значения K для насадков, полученные при опытах Стюарта, которые также приложимы к потерям при входах подобного же типа даны на фиг. (63 и рассмотрены в § 64.

69. Потери на вход в водоприемные сооружения. Потери напора у входных решеток обычно бывают невелики, вследствие того что скорость здесь сильно понижается для облегчения очистки решеток; приблизительная предельная величина K , применяемая в уравнении (26), может быть получена из следующего уравнения:

$$K = 1,45 - 0,45R - R^2, \quad (28)$$

где R —отношение площади отверстия за вычетом решеток и опор к общей площади отверстия, а v в уравнении (26), — скорость в чистой (нетто) пло-

щади отверстия за вычетом решеток и опор. Для обычной величины $R = 0,65$ полученная величина K равна 0,74, а для нормальной скорости в 0,75 м/сек по чистой площади (нетто) потеря равна 0,022 м.

Однако следует учитывать частичное засорение решетки мусором. От 25 до 50% площади решеток, очищаемых вручную, очень часто засоряется, особенно, если вода сильно загрязнена. Засорение решетки увеличивает вышеуказанные потери до 0,04 — 0,09 м.

Потеря напора в правильно сконструированных водоприемниках за исключением потери в решетках и в затворах обычно совершенно незначительна, так как изменения площади происходят постепенно.

Потери у затворов водоприемника соответствуют потерям у входа в трубопроводы, причем наихудшими условиями надо считать такие, где затвор находится у входа, подобного указанному на фиг. 61d. Однако обычно у верхней грани впускного отверстия предусматривают небольшое скругление, благодаря чему между решетками и затворами происходит постепенное увеличение скорости, а бока и дно впускного отверстия приходится почти заподлицо с краями отверстия затвора, как это указано на фиг. 237. В таких случаях вихревые потери происходят только у верха затвора, а коэффициент K не превышает 0,5 в уравнении (26), где v — скорость течения через сечение затвора.

Постепенное увеличение скорости между затвором и нормальным сечением трубопровода происходит без сколько-нибудь заметных потерь.

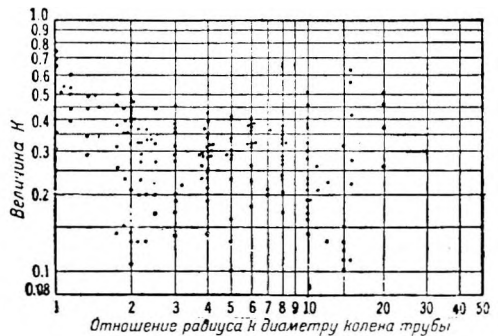
Форма впускных отверстий открытых лотков изменяется в зависимости от местных условий и идей конструктора. Потери в затворах в этом случае приходится оценивать путем сравнения с наиболее подходящим типом модельных испытаний (фиг. 63).

70. Потери в коленах трубопроводов. В рассматриваемом случае величины K в уравнении (26) для определения потерь в коленах трубопровода должны давать потерн сверх тех, которые имеют место в прямых трубах равной длины. Другими словами — в этот коэффициент не включаются нормальные потери от поверхностного трения.

На фиг. 65 сделана попытка изобразить данные, полученные рядом экспериментаторов, касающиеся значений K для 90-градусных колен в закрытых трубопроводах. Результаты испытаний показали крайнее расхождение, вследствие чего можно было заключить, что величина потери некоторым образом зависит от рода испытываемой трубы. Нижеследующее рассуждение, по-видимому, подтверждает эту мысль.

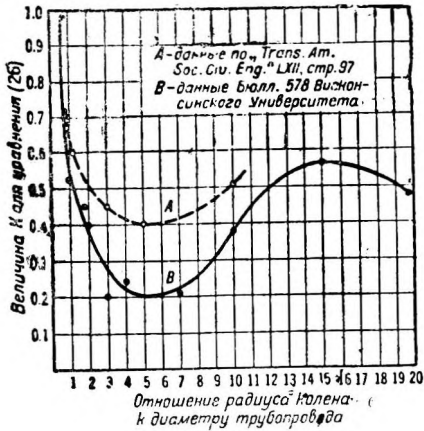
Потеря напора в коленах сверх потерь в прямых трубах равной длины, вероятно, происходит по двум основным причинам: увеличения поверхностного трения о стены и вихревых потерь.

Исследования показывают, что вследствие центробежной силы в потоке, проходящем через колено, происходит перераспределение скоростей в сторону



Фиг. 65. Экспериментальные величины коэффициента потерь в коленах труб при 90°.

большого отношения максимума к средней скорости. Так как поверхностное трение изменяется соответственно квадрату скорости, то это трение, естественно, будет больше, чем в прямом трубопроводе; отсюда очевидно, что потеря напора зависит как от длины колена, так от материала трубопровода.



Фиг. 66.

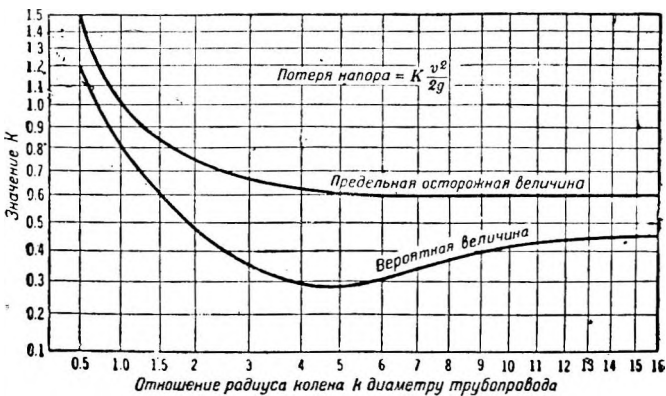
В и х р е в ы е потери происходят от перераспределения линий тока в начале и конце колена. По-видимому, эти потери не имеют никакой связи с длиной самого колена.

Опыты над закрытыми трубопроводами, произведенные за последнее время, как будто показывают, что коленам, имеющим отношение радиуса колена к диаметру трубопровода, приблизительно равное 5, соответствуют примерно минимальные потери, а отсюда и минимальные величины K , как это видно из фиг. 66.

Это соотношение, равное 5, может считаться критической величиной в том случае, если вихревые потери, вызываемые перераспределением линий токов в начале колена, несколько гасятся путем перекрытия их вихрями, вызываемыми перераспределением линий тока у конца колена. Иными словами, возможно представить себе такое положение, что вихри у входа

и выхода колена стремятся действовать синхронно, или частично противодействовать друг другу при известной величине отношения радиуса колена к диаметру трубы.

Хотя данные, полученные на основании опытов, весьма недостаточны, однако, нет никаких оснований предполагать, что отношение радиуса к диаметру, равное 5, дает большие потери, нежели отношения, превышающие эту величину.

Фиг. 67. Рекомендуемые величины K для 90° колен закрытых трубопроводов.

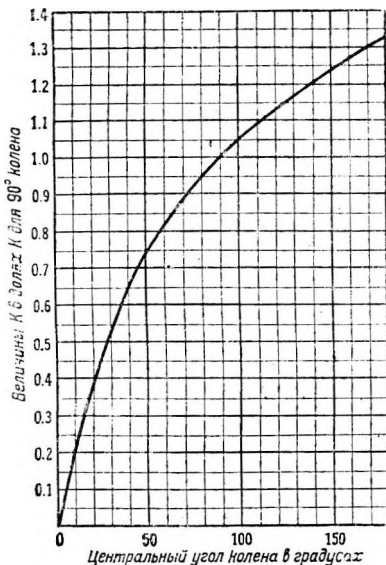
и выхода колена стремятся действовать синхронно, или частично противодействовать друг другу при известной величине отношения радиуса колена к диаметру трубы.

Хотя данные, полученные на основании опытов, весьма недостаточны, однако, нет никаких оснований предполагать, что отношение радиуса к диаметру, равное 5, дает большие потери, нежели отношения, превышающие эту величину.

Фиг. 67 дает рекомендуемые величины K для 90-градусных колен

в закрытых трубопроводах, основанные на имеющихся данных. Кривая изображающая надежные значения коэффициента, является объемлющей для, всех точек, полученных в результате произведенных испытаний, а кривая, изображающая вероятные величины, является средней для некоторых позднейших опытов. Вследствие внезапных расширений и сжатий струи в коленах сварных труб величину K (фиг. 67) в этом случае следует увеличить на 50%.

Два вышеуказанных условия, определяющих потери в коленах закрытых трубопроводов, указывают на то, что потери, происходящие от поверхностного трения, изменяются, примерно, прямо пропорционально углу колена (длине изогнутой части при постоянном радиусе); но потери при входе и выходе до некоторой степени не зависят от угла наклона.

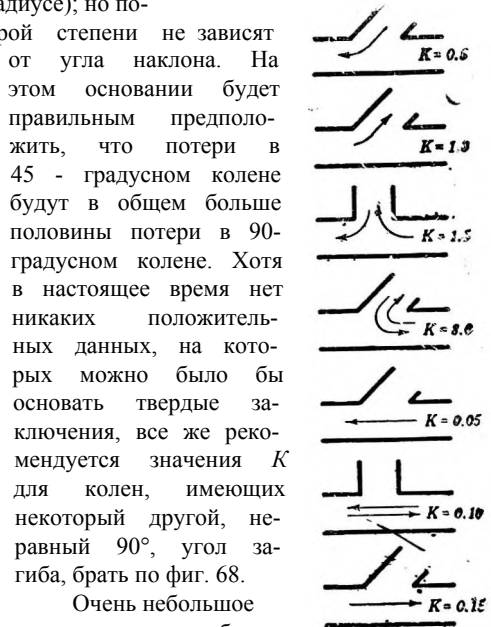


Фиг. 68. Величина, K для колена различного угла в долях K для 90° колена.

Благоприятным в этом вопросе является то обстоятельство, что в безнапорных водоводах крутые изгибы применяются довольно редко. Обычно учитывают потери в изгибе безнапорного водовода путем исправления коэффициента n в уравнении для скорости¹. Очень часто, дается коэффициент для прямых водоводов и другой для того же типа водоводов «с умеренным искривлением» или другим таким же неопределенным указанием.

Автор считает, что в коэффициент n отнюдь не следует вводить исправлений, учитывающих искривление водовода, но что, прежде всего, нужно определить уклон для прямого водовода и предусмотреть у изгибов увеличенный уклон, наилучшим образом соответствующий дополнительным потерям в этих точках.

Те немногие опыты, которые были произведены, по-видимому подтвер-



Фиг. 69. Рекомендуемые осторожные величины K для различных фасонных частей.

¹ Об этом упоминается в § 73, но такой способ не рекомендуется.

ждает тот факт, что потери, происходящие в изгибах безнапорных водоводов, значительно меньше, чем рекомендуется брать в напорных, причем величины для них должны быть вдвое меньше данных на фиг. 67. Эти величины автор сравнивал с данными, полученными путем опытов, причем было найдено, что они очень близко совпадают в том случае, если применяют половину величины по «вероятной кривой».

Для обратных колен как в напорном, так и в безнапорном трубопроводах, потери будут, по-видимому, несколько больше, нежели в том случае, когда колена отделены друг от друга довольно длинным участком прямой трубы, но величина этих потерь до сих пор не установлена.

Значения величин K для различных фасонных частей даны на фиг. 69.

Значения эти приняты с достаточной осторожностью.

71. Потери в затворах трубопровода. Величина K , применяемая в уравнении (26), для вполне открытых задвижек будет, по-видимому, меньше 0,1, хотя в этом направлении было произведено мало исследований.

Опыты Доу (E. A. Dow) над дисковыми дроссельными затворами (фиг. 261) показали, что величина равна

$$K = \frac{t}{d}, \quad (29)$$

где t — толщина диска затвора и
 d — диаметр затвора.

Величина v в уравнении (26) вычисляется по нормальному сечению трубопровода.

Автору удалось найти только три опыта, произведенных над затворами игольчатого типа (Джонсона) (фиг. 264—265). На основании этих опытов он вывел следующее уравнение:

$$K = \frac{0,123}{\sqrt{v d}} \quad (30)$$

где d — диаметр у меньшего конца в метрах. Величина v уравнения (26) относится к концу затвора с меньшим диаметром. Решение уравнения (30), сопоставленное с данными, полученными путем опытов, дает следующие результаты:

Источники	d , м	v , м/сек	Потеря, полученная опытным путем, м	K , полученный опытным путем	K , из уравнения (30)
Larner Eng. Co.....	0,457	6,1	0,305	0,16	0,16
Wellman, Seaver, Morgan Co.....	1,42	5,8	1,98	0,116	0,11
Larner Eng. Co.....	3,66	6,1	1,52	0,08	0,08

72. Различные потери в трубопроводах. Поскольку все другие виды потерь, кроме потерь от трения и изгибов, происходят вследствие внезапных изменений в сечении трубопровода, постольку знание законов, управляющих потерями, возникающими от внезапного сужения или расширения трубопровода, играют существенную роль при определении потерь, происходящих от различных неправильностей в сечении последнего.

Теоретическое значение K в уравнении (26) для внезапного расширения сечения закрытого трубопровода будет:

$$K = \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)^2, \quad (31)$$

где a_1 и a_2 — площади меньшего и большего сечения соответственно. Величина V берется при этом в уравнении (26) относительно меньшего сечения. Фактические потери весьма близко совпадают с теоретическими. Для конических расходящихся переходов потери точно неизвестны. Этчевери дает следующую величину K :

$$K = \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)^2 \sin \theta, \quad (32)$$

где θ — угол конусности перехода¹.

Уравнения (31) и (32) часто применяются при определении величины K для внезапных расширений в ненапорных трубопроводах и для соединения напорного и безнапорного трубопроводов; но этот способ является ошибочным, так как основные положения вывода этих уравнений не приложимы к условиям безнапорного движения. Если требуется определить максимально возможные потери в случае безнапорных водоводов, то величину K следует брать из уравнения²

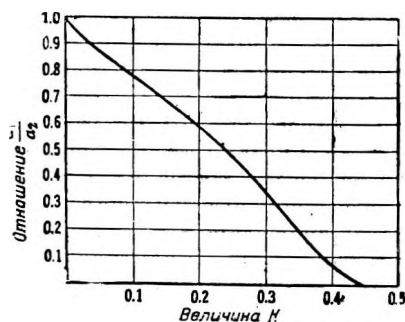
$$K = 1 - \frac{a_1^2}{a_2^2}. \quad (33)$$

Величина v в уравнении (26) берется по меньшему сечению.

Эти потери уменьшаются для постепенно расширяющихся безнапорных трубопроводов. К сожалению, отношение между степенью расширения и потерями точно неизвестно, но если расширение с каждой стороны водовода образует с осью угол, не превышающий 2 или 8°, то потери не должны превосходить 25%, т. е. $K = 0,25$.

Для внезапных сжатий в закрытых трубопроводах величины K даются на фиг. 70; последняя была выведена по способу, похожему на примененный Мерримэном (Merriman), за исключением того, что в данном случае вместо коэффициента 0,62, примененного Мерримэном в его основном уравнении, был взят коэффициент сжатия для отверстия с острыми краями, равный 0,60. Величина v в уравнении (26) берется по меньшему сечению. Потери, происходящие вследствие постепенного сжатия, весьма незначительны.

Потери напора при внезапном сжатии в безнапорных водоводах трактуются в пояснении к применению уравнения (43), § 74, для расхода через стесненные русла. Потери в постепенно суживающихся безнапорных водоводах очень малы.



Фиг. 70 Величина K для внезапного сжатия в закрытых трубопроводах.

¹ Имеется в виду угол между осью конуса и образующей. *Ред.*

² За исключением случая, когда имеется прыжок.

73. Потери в водоводах от трения о стенки. Большинство эмпирических формул для равномерного движения воды в водоводах основаны на следующем выражении, выведенном Шези (Chezy) в 1775 г.:

$$v = CR^{1/2}S^{1/2},$$

или, в более общем виде:

$$v = CR^n S^m, \quad (34)$$

где v — средняя скорость в м/сек,

R — гидравлический радиус в метрах, представляющий собою площадь живого сечения, разделенную на смоченный периметр;

S — синус угла наклона пьезометрической линии¹ или поверхности воды;

C , n и m — коэффициенты, зависящие от типа трубопровода и состояния поверхности смоченного периметра; определяются опытным путем.

Ни одно из эмпирических уравнений не совпадает точно с другим, и кроме того, все они включают в себя коэффициент C , который должен быть избран на основании произведенных опытов и величина которого зависит от характера и состояния смоченного периметра. В некоторых уравнениях n и m постоянны для всех видов трубопроводов. Некоторые авторы предлагают различные величины n и m для каждого типа трубопровода в отдельности.

До сих пор точные значения коэффициента C не могут быть установлены, так как произведенных опытов оказалось недостаточно. За время службы трубопровода состояние смоченного периметра подвержено значительным изменениям, происходящим от ржавления, образования наростов, загрязнения, зарастания лишаями, тростником, сорными травами, всякими растениями; от наносов, размыва, льда и других причин. Главное затруднение при использовании имеющихся (опытных) данных, заключается в отсутствии точного описания характера смоченной поверхности испытанных трубопроводов. По этой причине в настоящее время не следует стремиться к большой точности уравнений движения воды; в целях компенсации возможных ошибок в значении C и других коэффициентов уравнения следует применять значительный коэффициент безопасности.

Вплоть до настоящего времени результаты большинства опытов над течением в безнапорных водоводах выражались в форме уравнения Куттера, а результаты опытов над течением в напорных трубопроводах — в виде уравнений Хагена и Вилльямса (Williams)².

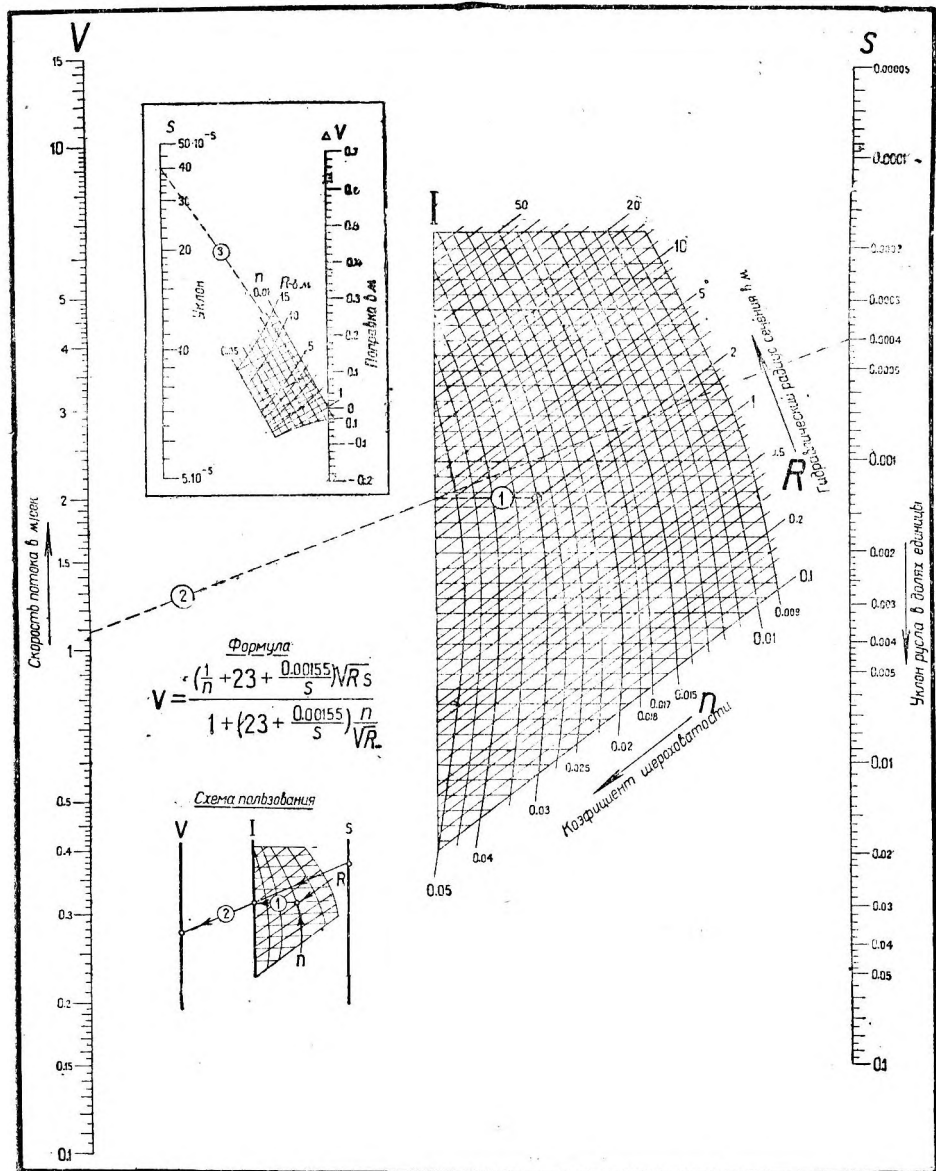
Приводим уравнение Куттера:

$$v = \left\{ \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{S}}{1 + \left[23 + \frac{0,00155}{S} \right] \frac{n}{\sqrt{R}}} \right\} \sqrt{RS}. \quad (35)$$

¹ Определение „пьезометрического уклона” см. в § 76.

² То и другое верно лишь для Америки. В Европе и СССР широко применяется уравнение Базена $\left(C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \right)$, Маннинга $\left(C = \frac{1}{n} R^{0,166} \right)$ и Форхеймера

$\left(C = \frac{1}{n} R^{0,2} \right)$, причем в последних двух уравнениях значение n то же, что в уравнении Куттера. *Ред.*



Фиг. 71. Номограмма для определения скорости потока по формуле Гангюлье-Куттера

Номограмма для определения скорости потока по формуле Гангюлье-Куттера

Формула:

$$v = \frac{\left(\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{S} \right) \sqrt{RS}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{S} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

где n — коэффициент шероховатости.

Так как $\frac{0,00155}{S}$ мало влияет на ответ, то для больших S номограмма построена по приближенной формуле.

Начиная с $S = 0,0005$ и ниже введена поправка к v

$$v = v_1 + \Delta v$$

Схема пользования

При малых S (от 0,00005 до 0,0005) необходимо к вычисленному значению v прибавить поправку Δv , находимую из маленькой номограммы.

При $S > 0,0005$ поправка не берется.

Пример. Дано $S = 0,0004$, $R = 2$ м, $n = 0,03$.

Найти v .

1. На сетке находим точку пересечения наклонной прямой $R = 2$ с кривой $n = 0,03$; от найденной точки идем по горизонтали (1) до встречи со шкалой. Соединяем прямой 2 отметку 0,0004 шкалы с полученной точкой на шкале 1 и в пересечении со шкалой v_1 читаем результаты:

$$v_1 = 1,08 \text{ м/сек.}$$

2. Определяем поправку.

Находим точку пересечения кривой $R = 2$ с прямой $n = 0,03$ и проектируем эту точку по перпендикуляру на правую сторону сетки. С проекцией соединяем прямой 3 отметку 0,0004 шкалы s . В пересечении со шкалой Δv находим: $\Delta v = 0,015$ м/сек.

3. Следовательно:

$$v = v_1 + \Delta v = 1,08 + 0,015 = 1,095 \text{ м/сек.}$$

Переработанная Номографическим сектором издательства НКТП.

Формула Хазена и Вилльямса, помещенная в составленных ими «Гидравлических таблицах», имеет вид:

$$v = CR^{0,63} S^{0,54} 0,001^{-0,04}, \quad (36)$$

или, после сокращения

$$v = 0,85 CR^{0,63} S^{0,54}, \quad (37)$$

где v , R и S имеют те же значения, что и для уравнения (34), и C и n — коэффициенты, зависящие от характера и состояния трубопровода, определяемые опытным путем.

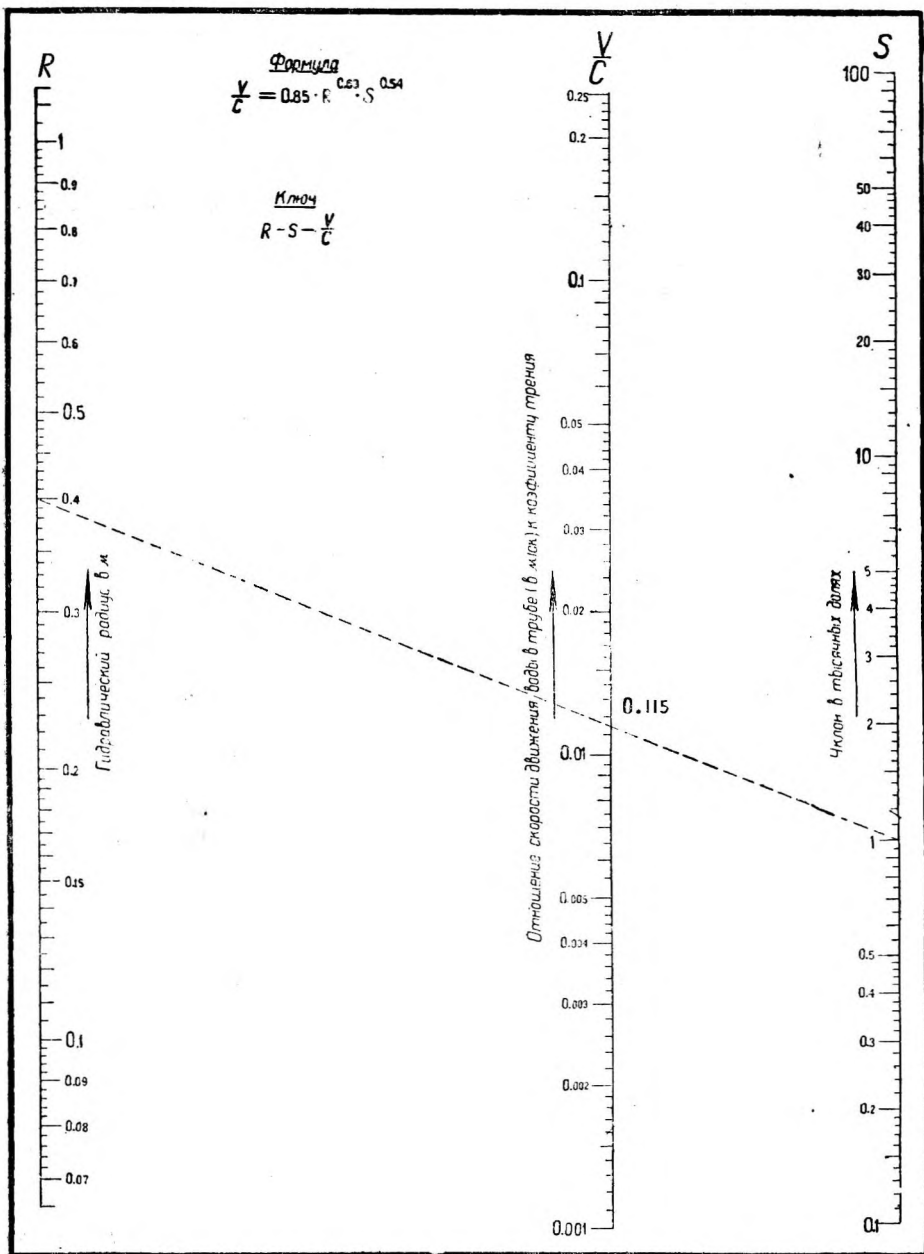
Номограмма (фиг. 71), применяемая для вычислений по формуле Куттера, охватывает ряд моментов, которые до сих пор не удавалось дать на одном графике. В основном номограмма состоит из двух частей, из которых средняя дает одновременные значения R и n , а боковые — величины S и v . Решение одного примера показанное на номограмме пунктиром, помещено на обороте номограммы (стр. 152).

При составлении номограммы руководствовались тем фактом, что для любых уклона и скорости, соответствующих некоторым определенным значениям R и n , будет существовать и еще другая величина R , соответствующая иному значению n . Разберем пример. Заметьте, что одна и та же направляющая фактически проходит через пересечение $R = 2$ м и $n = 0,030$ и напр. через пересечение $R = 1$ м и $n = 0,018$. Обращаясь к обычным таблицам, составленным для формулы Куттера, мы видим, что скорости при любом данном уклоне почти тождественны для этих обеих пар значений R и n . Если при построении допускаются кривые линии, то график составляется легко, но чтобы все линии номограммы вышли прямыми, надо соблюдать ряд условий. Для уклонов, меньших 0,0005, вышеприведенное соображение не является вполне точным. Поэтому при $S < 0,0005$ к определенному по номограмме значению v добавляется поправка Δv , величину которой мы находим по малой номограмме в верхней части фиг. 71.

Способ нахождения этой поправки указан в примере решения задачи ($S = 0,0004$; $B = 2$ м; $n = 0,03$; $v = ?$) на стр. 152. Интерполяция между соответствующими направляющими может быть произведена для промежуточных значений на глаз.

Для встречающихся во многих западных (в САСШ) ирригационных системах крутых уклонов, длинных быстотоков и водосливных лотков, идущих от уравнильных башен, живое сечение потока, состоящего из смеси воды и воздуха, определяется путем применения примерно тех же значений n , как и для обычных уклонов. Во всяком случае это правильно в отношении скорости до 12,2 м/сек. Номограмма может быть применена и в данном случае, хотя пересечение линий $S-v$ произойдет за пределами изображенных на номограмме величин и не попадет в ту часть номограммы, где дана сетка величин R и n . Величины, полученные по номограмме, не должны приводиться более чем с двумя значащими цифрами. Даже и это является более точным решением, чем следует, ввиду неточности данных (неопределенности значения n).

Фиг. 72 представляет собой номограмму, применяемую для решения уравнения Хазена и Вилльямса. Дано $v = 1,26$ м/сек и $C = 110$. Этому соответствует $v/C = 0,0115$. Далее проведем линию от точки соответствующей данному гидравлическому радиусу (пусть этот радиус будет 0,4 м)



Фиг. 72.

через точку v/C и справа на шкале S найдем потерю напора, равную 1 м на 1 000 пог. м трубопровода.

Так как коэффициенты n и C до сих пор известны только приблизительно, следует применять лишь такие величины, которые если и дадут ошибочный результат, так в сторону безопасности.

Если в трубопроводе напор, потерянный вследствие трения, представляет собой только незначительную часть общего используемого для энергетических целей напора, то обычно для вычисления отдачи определяют потери трения по формулам, задаваясь величиной вероятного среднего коэффициента. С другой стороны, при проектировании уравнильной башни необходимо принимать коэффициент, соответствующий минимально возможному трению, при подсчете подъема воды и, наоборот, коэффициент, отвечающий максимальной потере, при подсчете понижения воды в башне. Такой выбор коэффициентов дает максимально возможное колебание горизонта в уравнильной башне.

В случае открытого водовода ошибочный выбор коэффициента в значительной степени влияет на пропускную способность, и если при определении глубины воды для данного расхода задаются вероятным коэффициентом, то для обеспечения надлежащего запаса пропускной способности и против волнения предусматривают запас в высоте бортов. Этот запас должен быть такой высоты, чтобы при коэффициенте, соответствующем максимально возможным потерям, водовод имел живое сечение, достаточное для пропуски данного расхода.

Кроме упомянутых можно привести множество случаев, где приходится определять минимальную, максимальную или среднюю вероятную пропускную способность трубопровода. Табл. 22 и 23 были составлены на основании всех имеющихся сведений относительно коэффициентов потерь, определенных опытным путем. Величины, соответствующие наилучшим и наихудшим условиям, охватывают практически все изменения в величине коэффициентов, полученные по наблюдениям. Сильно выпадающие величины, лежащие вне этих границ, были исключены в тех случаях, когда имелось основание сомневаться в их точности. Кажется, приведенные величины коэффициентов охватывают все встречающиеся на практике случаи. Вероятными величинами названы те, которые обычно применяются в практике. Если не имеется специальных указаний, то коэффициенты трения в таблицах основываются на наблюдениях над прямым или слегка изогнутым водоводом, свободным от следующих особенностей:

- a) кривизны кроме небольшой извилистости;
- b) просадки в открытых водоводах или какого-либо другого конструктивного недостатка;
- c) наносов, камней или других отложений в водоводе;
- d) растительности, мха и т. п.;
- e) ледяного покрова;
- f) ветра.

Все экспериментальные данные были по возможности точно исправлены в отношении влияния кривизны, вследствие чего все коэффициенты фактически соответствуют прямым трубопроводам. При наличии заметной кривизны следует производить исправление полученного по расчету уклона, как это указано в § 70.

Очевидно, что действие дефектов конструкции, осадки и засорения остается неопределенным, хотя в таблицах сделана попытка дать прибли-

зительные коэффициенты для подобных водоводов, которые должны охватить встречающиеся при нормальной эксплуатации случаи.

Нет никаких сведений относительно того, производились ли опыты с целью определения коэффициента трения по нижней поверхности слоя льда. Если бы лед оказывал движению жидкости такое же сопротивление, как дно и стенки трубопровода, то определение скорости производилось бы таким же путем, как и для условий открытого течения, за исключением того, что ширина ледяного покрова должна быть включена в смоченный периметр, а площадь живого сечения будет представлять собой площадь подо льдом. Хотя экспериментальных данных и не имеется, однако, известно, что замедляющее действие нижней стороны ледяного покрова значительно меньше, чем стенок обыкновенных каналов, проложенных в земле или скале, и что по всей вероятности оно равняется сопротивлению самых гладких трубопроводов.

Ввиду отсутствия лучшего способа желательно, чтобы при наличии льда применялся коэффициент шероховатости для условий открытого течения, но в длину смоченного периметра включался процент ширины ледяного покрова, зависящий, как указано ниже, от шероховатости стенок водовода.

Возможная максимальная толщина ледяного покрова зависит от климатических условий местности, длины, ширины и глубины водовода, скорости течения воды и может быть определена, только путем сравнения с подобными же условиями по соседству.

Таблица 22.

Рекомендуемые значения n для достаточно прямых открытых водоводов

Каналы, образованные путем выемки грунта насухо

Вообще говоря, значение n у каналов, проложенных в земле, увеличивается вместе с продолжительностью службы канала, если путем ремонта последнего его не поддерживают на постоянном уровне. Вода с небольшим содержанием илстых наносов выравнивает поверхность стенок канала, вследствие чего величина n уменьшается. Вода, несущая большое количество наносов, уменьшает величину n , но также уменьшает благодаря отложениям и площадь живого сечения.

Наилучшие условия дает плотный ил или суглинистая почва при скоростях ниже размывающих.. $n = 0,016$ может быть получено при отложении ила, свободного от растительности.

Новые каналы, вырытые в супесчаной почве, имеют коэффициент шероховатости лежащий в пределах от предыдущего класса до следующего $n = 0,020$

Для каналов средних и больших размеров, вырытых в плотном грунте или гравелистой глине и несущих мутную воду, эксплуатируемых организациями, могущими обеспечить надлежащий уход за каналами, обычно принимается $n = 0,0225$

Небольшие каналы, в которых небольшие неровности оказывают сильное влияние на течение, и более крупные каналы, находящиеся в плохом состоянии $n = 0,025$

Деривационные каналы гидростанций, проложенные в гористых местностях, с дном, покрытым мелким камнем, и при полном отсутствии более мелких материалов, могущих сгладить дно $n = 0,028$

Каналы, выкопанные землечерпалками

Канал, выкопанный землечерпальными машинами, имеет более шероховатую поверхность, нежели вырытый вручную или при помощи конных снарядов. Точно также плавающие одночерпаковые землечерпалки дают более неровное дно, нежели дреглайны.

Величина n зависит от способности различных типов грунта и ила, имеющегося в воде, сглаживать первоначальную неровную поверхность стенок:

Наилучшие условия.....	$n = 0,0225$
Средние условия	$n = 0,030$
Худшие условия, но при надлежащем содержании канала,	$n = 0,040$

Каналы в скале

При проведении канала в скале встречаются выемки в горизонтально залегающих пластах, что дает очень гладкое дно. Такие каналы при условии достаточной ширины имеют очень незначительную величину n , так как сильно шероховатые стенки канала оказывают на среднее значение коэффициента шероховатости сравнительно небольшое влияние; если же канал имеет обычный размер, и стенки его недостаточно сглажены, то минимальная величина n будет..... $n = 0,020$

Обычные или средние условия при стенках, сглаженных путем удаления выступов скалы..... $n = 0,033$

Наихудшие условия: в этом случае величина n неограничена, но она редко бывает выше..... $n = 0,045$

Отложения ила и гравия в скалистых каналах понижают величину n благодаря заполнению неровностей дна.

Естественные русла

Точное описание условий естественного русла, соответствующих любой данной величине n , представляется весьма затруднительным.

Естественное русло, обладающее наилучшими условиями, редко имеет величину n ниже..... $n = 0,025$

Среднее естественное русло имеет величину n , приближающуюся к..... $n = 0,030$

Наихудшие условия — величина n неограничена

Для правильного выбора величины n для естественного русла необходимо обладать большим опытом и знанием различных условий, влияющих на величину n .

Бетонная одежда

Величина n зависит от характера бетонной поверхности и качества работы. При одинаковом характере и одинаковых технических условиях, но различной тщательности укладки бетона можно получить сильно различающиеся величины n . Следует всегда иметь в виду, что при постройке можно получить более благоприятные величины, нежели те, которые приходится принимать по предварительным расчетам.

Ниже приводится общая характеристика.

Высшее качество работ, штукатурка чистым цементом с безукоризненно сглаженной поверхностью редко осуществляемая на практике..... $n = 0,010$.

Практически наилучшая бетонная облицовка в наилучших условиях. Поверхность сглаженная и выровненная вручную. Совершенно гладкие швы расширения:

Наилучшая величина	$n = 0,011$
Вероятная величина.....	$n = 0,012$
Наихудшая величина.....	$n = 0,013$

Поверхность, получающаяся при гладко сплоченной опалубке, или грубо заглаженной. Удовлетворительно гладкие швы расширения. Вероятная величина, обычно применяемая для бетонных облицовок:

Наилучшая	$n = 0,013$
Вероятная.....	$n = 0,014$
Наихудшая.....	$n = 0,015$

Бетон с резкими отпечатками опалубки или вышеуказанные типы с отложениями гравия и гальки по дну.

Наилучшая величина.....	$n = 0,015$
Вероятная величина.....	$n = 0,016$
Наихудшая или возможно максимальная величина, по причине плохого выполнении работы, подде- жащей, однако, приемке.....	$n = 0,018$
Если бетон может зарастать мхом, то предыдущие величины следует увеличить, прибавляя	$n = 0,002$

Величины n , превышающие 0,017 указывают на очень плохое качество бетона, который может или сильно облупиться вследствие мороза или большой разницы в составе бетона и поверхностной штукатурки или же дезинтегрироваться под действием солей. Те же величины имеют место, когда облицовка канала бетоном перестает быть таковой вследствие отложения песка и гравия и зарастания мхом и сорными растениями. Оба вида растительности могут развиваться даже в потоках, текущих со скоростью до 9—12 м/сек. Закрытие канала от доступа солнечных лучей прекращает произрастание мха и уменьшает рост лишая; этот способ хорошо известен на северо-западе тихоокеанского побережья.

Облицовка торкретом.

Бетонная облицовка, положенная при помощи цемент-пушки:

Наилучшая, затертая проволочной щеткой.....	$n = 0,016$.
Средняя, не затертая.....	$n = 0,019$.
Наихудшая, для плохого качества работы.....	$n = 0,023$.

Если после покрытия цемент-пушкой штукатурку загладить, то с точки зрения пропускной способности поверхность улучшается, но это может иметь следствием нарушение первоначальной плотности слоя, что повлечет за собой фильтрацию воды. Все же желательно, чтобы неровности, остающиеся на поверхности вследствие отскакивания раствора, были удалены при помощи проволочной щетки, прежде чем бетон затвердеет и они пристанут ко дну канала.

Облицовка различной каменной кладкой

Кладка из клинкера:

Наилучшая величина.....	$n = 0,011$
Вероятная величина.....	$n = 0,013$
Наихудшая величина.....	$n = 0,015$

Кирпичная кладка на цементном растворе:

Наилучшая величина.....	$n = 0,012$
Вероятная величина.....	$n = 0,015$
Наихудшая величина.....	$n = 0,017$

Поверхность из тесаного камня:

Наилучшая величина.....	$n = 0,013$
Вероятная величина.....	$n = 0,015$
Наихудшая величина.....	$n = 0,017$

Величина n для лотков на косогорах, образованных естественной скалистой поверхностью с нагорной стороны, гладкой подпорной бетонной стеной с низовой стороны и дном между ними. Дно покрыто бетоном и не засорено. Откос нагорной стороны выступов не имеет..... $n = 0,020$

То же, что и выше, но дно покрыто песком или гравием или же находится в таком состоянии, каким осталось после выемки, не оставляющей выступов, нагорный откос имеет немного выступов, в том виде, как они получаются после тщательной выемки в крепкой скале $n = 0,025$

Бутовая вкладка на цементном растворе:

Наилучшая величина	$n = 0,017$
Вероятная величина.....	$n = 0,025$
Наихудшая величина.....	$n = 0,030$

Сухая кладка:

Наилучшая величина	$n = 0,025$
Вероятная величина.....	$n = 0,033$
Наихудшая величина.....	$n = 0,035$

Деревянные лотки. Нижеследующие величины применяются к хорошо сконструированному лотку при надлежащем их содержании, при отсутствии выступающих проконопаченных швов (пакли) или других недостатков. Продольные рейки включаются в смоченный периметр.

Выстроганные доски, уложенные продольно по стенкам и дну:

Наилучшая величина.....	$n = 0,011$
Вероятная величина	$n = 0,014$
Наихудшая, после ряда лет службы	$n = 0,018$

Нестроганные доски, уложенные продольно по стенкам и дну:

Наилучшая величина.....	$n = 0,012$
Вероятная величина.....	$n = 0,015$
Наихудшая, после ряда лет службы	$n = 0,018$

Кровельная картонная обшивка в зависимости от типа
обычно от..... $n = 0,010$ до $n = 0,017$

В общем лучшие и худшие величины соответствуют новым и очень изношенным лоткам соответственно, причем последние места могут быть защищены новыми досками вместо сгнивших, что равносильно очень плохому выполнению нового лотка.

Лотки из деревянных клепок.

Пропитанные креозотом:

Наилучшая величина.....	$n = 0,011$
Вероятная величина.....	$n = 0,012$
Наихудшая величина.....	$n = 0,014$

Непропитанные:

Наилучшая величина.....	$n = 0,010$
Вероятная величина.....	$n = 0,0115$
Наихудшая величина.....	$n = 0,014$

Железные лотки с гладкой внутренней поверхностью. Железные лотки с гладкой внутренней поверхностью; изготовлены и построены разными фирмами:

Неокрашенные:

Наилучшие условия.....	$n = 0,0115$
Вероятные условия.....	$n = 0,012$
Наихудшие условия.....	$n = 0,014$

Окрашенные:

Наилучшие условия.....	$n = 0,012$
Вероятные условия.....	$n = 0,013$
Наихудшие условия.....	$n = 0,017$

Условия, в которых оказываются эти лотки с патентованными соединениями, главным образом зависят от размера и числа бандажей. Небольшие лотки (от 0,6 до 1,5 м в диаметре) очень хорошо сохраняют форму цепной линии, если бандажи устанавливаются в середине каждого листа и на стыках, или если боковые балки тесно прилегают к листам. Любой из этих способов предохраняет от чрезмерной деформации.

Большие лотки требуют частых бандажей и толстых листов.

Железные лотки с неровной поверхностью. Многие американские установки более раннего происхождения имеют железные лотки с выступающими швами из полосового железа или сделаны из волнистого металла. Оба эти типа в настоящее время являются устаревшими, и в дальнейшем о них не упоминается; для первого типа удовлетворительной величиной n считалось 0,017, а для второго — 0,022.

Таблица 23

Величины C для прямых, трубопроводов, рекомендуемые Хазеном и Вильямсом.

Чугунные трубы. Вследствие наростов внутри трубы, уменьшающих площадь ее сечения и увеличивающих шероховатость, величина C для данного возраста трубы уменьшается вместе с диаметром, но измерения C , происходящие с годами работы (возрастом), в значительной степени зависят от состава воды, текущей по трубам. Таким образом приводимые величины являются только грубо приближенными.

Хазен и Вильямс рекомендуют следующие средние величины C .

Диаметр трубы, см	С р о к с л у ж б ы , л е т						
	0	5	10	20	30	40	50
10	130	118	107	89	75	64	55
20	130	119	109	93	83	73	65
30	130	120	111	96	86	77	70
40	130	120	112	98	87	80	72
60	130	120	113	100	89	81	74
75	130	120	113	100	90	83	76
90	130	120	113	100	90	83	76
100	130	120	113	100	90	83	77
150	130	120	113	100	90	83	77

Прочистка старой трубы значительно увеличивает коэффициент. Для новой чугунной трубы лучшего качества были получены экспериментальные значения величины C , равные 150.

Клепаная стальная труба. Согласно Хазену и Вильямсу средняя величина C для тонкостенных стальных труб, находящихся в эксплуатации некоторое количество времени, будет равняться значению его для чугунных труб служивших на 10 лет больше.

Опыты, однако показывают, что для очень тяжелых стальных клепаных труб, находящихся в эксплуатации некоторое количество лет, величина C будет той же, что и для чугунных труб, служивших на 20 лет больше. Произведенные в этом направлении опыты являются совершенно недостаточными. В данном случае имеет место та же неопределенность относительно величины C , как и в случае чугунных труб.

Для хорошего качества новых стальных труб легкой клепки экспериментальные величины C равны 140.

Сваренная стальная труба. Произведенные опыты не дали достаточно убедительных результатов. Господствует такая же неопределенность, как и в отношении чугунных труб. Среднюю величину C для любого данного срока службы можно считать равной той же величине для чугунных труб, поступивших в эксплуатацию на 5 лет раньше.

Трубы из деревянной клепки. Наиболее достоверные данные показывают, что величина C почти не изменяется со сроком службы трубы. Экспериментальные величины разнятся между собой довольно существенно, идя в следующем порядке:

Лучшие.....	$C = 145$
Вероятные средние.....	$C = 120$
Худшие.....	$C = 110$

Необлицованные тоннели, пробитые в скале. Для данного случая были проделаны опыты, основанные исключительно на уравнении Куттера. Если о свойствах поверхности имеются только обычные сведения, следует применять величины n от $n = 0,035$ до $n = 0,040$ в зависимости от необходимости гарантировать определенную пропускную способность. Расчет ведут по теоретическому сечению. При постройке тоннеля перебор выемки достигает от 10 до 30%, образуя периметр и площадь, превосходящие теоретические, но давая при этом соответствующее уменьшение скорости. Две серии опытов показали n несколько меньшим 0,035, причем при этих опытах брался измеренный расход и теоретический гидравлический радиус сечения нетто (не учитывая перебора).

Бетонные трубы и напорные тоннели, облицованные бетоном. Во всех случаях следует принимать во внимание качество бетона. Бетонные трубопроводы могут быть как

исключительно гладкими, так и очень шероховатыми. Очень большая пропускная способность достигается следующими простыми средствами:

- 1) Плотный, хорошо смешанный бетон с довольно богатым содержанием цемента.
- 2) Достаточно прочная опалубка, сохраняющая форму под давлением влажного бетона и не сотрясающаяся при обстукивании.
- 3) Покрытие поверхности форм массивными металлическими листами, смазанными маслом.
- 4) Достаточное количество опалубки, обеспечивающее хорошее схватывание бетона до ее снятия.
- 5) Отсутствие покрытия цементным молоком (плотность самого бетона предупреждает фильтрацию).

(Средства, затраченные на первоклассную работу окупаются с лихвой благодаря уменьшению потери напора).

Трубы с диаметром, позволяющим работать внутри них, большие стальные трубы, выложенные бетоном, и напорные тоннели, также облицованные бетоном (бетонированные), построенные согласно вышеприведенной спецификации, имеют следующие величины C

Лучшее качество работы.....	$C = 150$
Вероятное качество работы.....	$C = 140$
Плохое качество работы.....	$C = 120$

Отступление от вышеуказанной спецификации приводит к резкому уменьшению пропускной способности.

Деревянная опалубка; щели между досками, небольшое оседание и искривление опалубки, незначительная неровность в стыках при отдельных трубах или неровность в установке опалубки при монолитной конструкции дают следующие величины:

Лучшее качество работы.....	$C = 130$
Вероятное качество работы.....	$C = 120$
Плохое качество работы.....	$C = 90$ и менее.

Если после удаления опалубки обнаруживаются неровности более значительные, нежели обычная поверхностная шероховатость, то в этом случае путем сглаживания шероховатостей, срезания выступов, заполнения раковин и выравнивания при помощи жирного раствора, величину C можно увеличить на 10—20 единиц.

Тина и водоросли появляются или очень скоро или же совсем не появляются. Если предвидится их появление, то это должно быть учтено в проектировке, так как водоросли редко перерастают нормальную величину, которой они зато быстро достигают; вследствие этого периодическую очистку пришлось бы производить чаще, чем это допустимо на практике.

Хотя отложение тины вообще уменьшает пропускную способность, но очень тонкий слой ее, по-видимому, дает, наоборот, увеличение расхода. Все же если предполагается возможность отложения тины, предпочтительно учесть возможное уменьшение пропускной способности, беря величину C на 20 единиц меньше для наилучшего о качества выполнения, на 15 единиц меньше для среднего и на 10 единиц меньше для худшего выполнения.

74. Перелив через плотину. Основное теоретическое выражение для перелива через водослив дано в уравнении (24), § 64, которое при объединении всех постоянных величин можно выразить в следующем виде:

$$Q = C l h^{3/2}, \quad (38)$$

где Q — общий расход в $m^3/сек$;

C — коэффициент расхода, зависящий от формы оголовка и напора над гребнем;

l — чистая или полезная длина гребня, т. е. общая длина гребня, исправленная на влияние бокового сжатия струй, происходящего от действия бычков и прямоугольных устоев;

h — фактическая или измеренная толщина переливающегося слоя, замеренная в точке, достаточно удаленной от плотины, во избежание влияния кривой спада.

Френсис (Francis) определил, что для того, чтобы учесть действие скорости подхода, это уравнение следует писать в следующем виде:

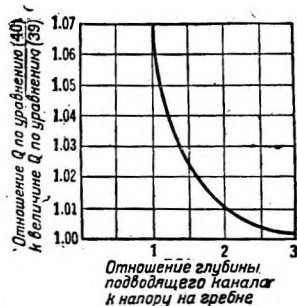
$$Q = Cl \left\{ (h + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2} \right\}, \quad (39)$$

где h_v — напор, соответствующий скорости подхода.

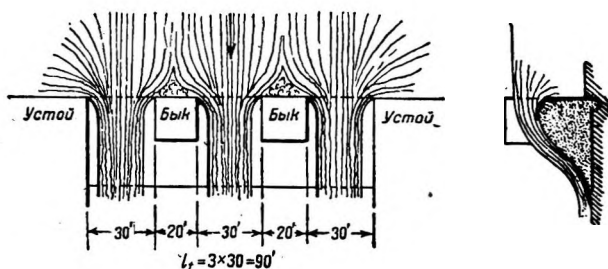
Приближенная форма уравнения Френсиса имеет следующий вид:

$$Q = Cl \sqrt{h + h_v}^{3/4}. \quad (40)$$

Уравнение (40) дает величины Q , превышающие те же величины в уравнении (39) (фиг. 73).

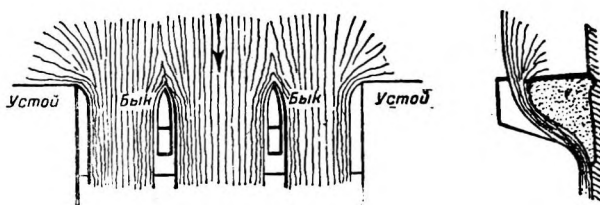


Фиг. 73.



Фиг. 74. Полное сжатие, образуемое устоями и широкими бычками.

Следует иметь в виду при употреблении этого уравнения, что ошибка при глубине подводящего канала вдвое большей, чем напор на водосливе, будет меньше 1%.



Фиг. 75. Частичное сжатие, образуемое остроконечными бычками.

Уравнение Френсиса для поправки на боковое сжатие имеет следующий вид:

$$l = l_t - 0,1 nh, \quad (41)$$

где l_t — общая длина по гребню между устоями и бычками (фиг. 74) и n — количество полных сжатий.

Если на гребне имеются достаточно широкие бычки с острыми углами, как указано на фиг. 74, то n представляет число углов, вызывающих отклонение воды, причем в данном случае имеется шесть полных сжатий—по два на каждый бычок и по одному на каждый устой. Однако обычно бычки бывают сравнительно узки, с заостренными концами, обращенными в сторону верхнего бьефа (фиг. 75). В таких случаях у бычков происходит не-

Полное сжатие и уравнение Френсиса дает преуменьшенную величину l . Для точного определения действия бычков на полезную длину гребня произведенных опытов оказалось недостаточно.

Если только бычки не чрезмерно узки по сравнению с толщиной переливающегося слоя или не очень заострены с напорной стороны, то каждый из них можно рассматривать как образующий два частичных сжатия, которые в случае заостренной формы бычков, указанной на фиг. 76, не превышают $0,04 h$ для каждого сжатия. Для толстых тупых бычков влияние сжатия колеблется между $0,04$ и $0,1 h$ в зависимости от степени заостренности и относительной толщины. Устои с углами, имеющие форму, изображенную на фиг. 62, или простирающиеся на значительное расстояние вверх по течению, не дают большого сжатия струи. Следовательно, для каждого устоя сжатие колеблется от 0 до $0,1 h$, причем последняя величина относится к заостренным устоям, изображенным на фиг. 75.

Таким образом уравнение Френсиса можно писать следующим образом:

$$l = l_t - h (C_a n_a + C_b n_b + \dots + C_n n_n), \quad (42)$$

где C_a , C_b и т. д. — коэффициенты сжатия, применимые к различным возможным типам бокового сжатия, и

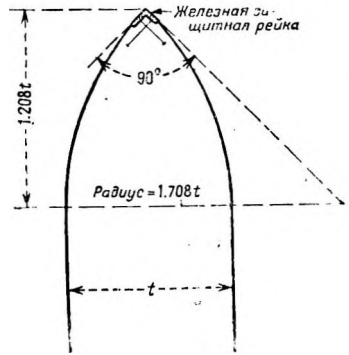
n_a , n_b и т. д. — число сжатий, имеющих коэффициента сжатия соответственно C_a , C_b и т. д.

Таким образом, если бычки, изображенные на фиг. 75, имеют форму, показанную на фиг. 76, то полезная длина гребня будет:

$$l = l_t - h \cdot (0,1 \cdot 2 + 0,04 \cdot 4) = l_t - 0,36 h.$$

Для коротких водосливов коэффициент сжатия никогда не может превзойти $\frac{1,0 - \sqrt{0,62}}{2} = 0,106$, помноженного на расстояние между двумя бычками или устоями, что соответствует боковому сжатию струи, проходящей через отверстие с острой кромкой с коэффициентом сжатия $0,62$. Следовательно, во всех случаях, где толщина переливающегося слоя больше, чем $1,06$ от длины водослива, коэффициент сжатия будет $0,106$.

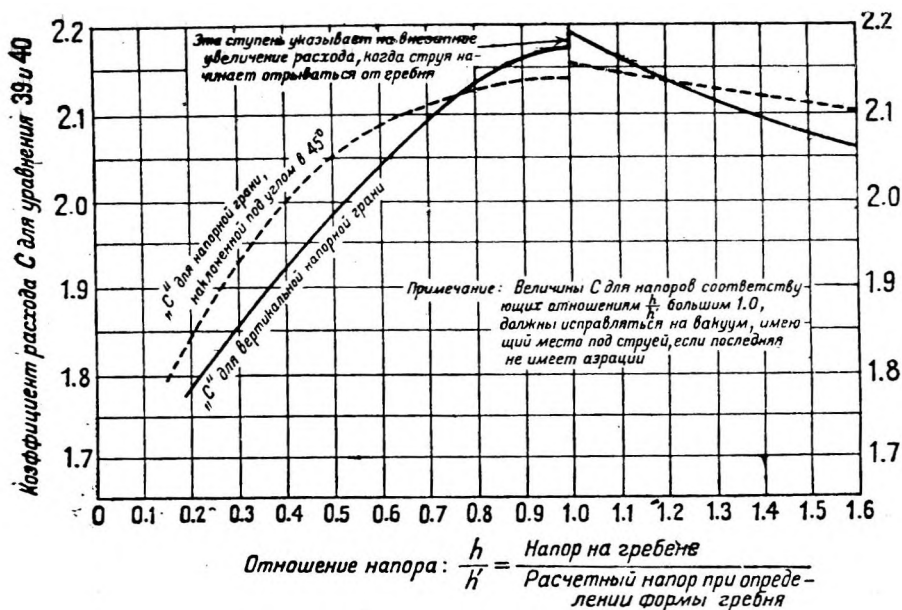
Для водосливов различных типов величина коэффициента расхода C в уравнениях (39) и (40) была определена опытным путем. На основании этих испытаний была составлена таблица, помещенная в «Water Supply Paper» № 200¹. К сожалению, до сих пор еще не произведены опыты над новейшими практическими оголовками плотин, описанными в § 103. Приложимые к расходу через такие гребни величины C , выведенные автором на основании теоретических соображений и путем анализа некоторого количества опытов над гребнями сходной формы, можно найти на фиг. 77.



Фиг. 76. Типичный остроконечный бык.

¹ Р. Хортон, Испытание водосливов, коэффициенты и формулы. Тут имеется в виду доля длины водослива, подлежащая вычитанию вследствие бокового сжатия R. E. Horton, „Weir Experiments, Coefficient and Formulas, U. S. Geol. Surey Water Supply Paper“, 200, 1907.

Практически оголовок обычно конструируется в зависимости от формы струи, соответствующей максимальному предполагаемому паводку. Для низких напоров по сравнению с расчетными, величина коэффициента приближается к коэффициентам водосливов с широким порогом, а при напоре h , превышающем напор h' для которого конструируется гребень, струя отрывается от гребня, как показывает перелом кривой на фиг. 77.



Фиг. 77. Коэффициенты расхода для практического профиля гребня плотины.

Затопленный водослив. Если гребень водослива находится ниже уровня нижнего бьефа и имеется налицо затопление струи (фиг. 78), то коэффициент расхода, применяемый в уравнениях (39) и (40), должен быть изменен в зависимости от степени затопления водослива, как это указано в табл. 24¹. В этой таблице C представляет собою коэффициент расхода через такой же гребень при одинаковом напоре без затопления, а C' коэффициент под влиянием затопления. Значение величин h и h_8 видно из фиг. 78.

Если, как указано на фиг. 79, ниже гребня образуется отогнанный прыжок, то влияние затопления пропадает, и расход остается таким же, как и в обычных условиях.

Водосливы с широким порогом. Фиг. 80 изображает теоретический водослив с широким порогом со следующей характеристикой:

- 1) отсутствие поверхностного трения;
- 2) отсутствие сжатия у входного ребра;
- 3) отсутствие бокового сжатия.

Таким образом для данного теоретического случая не происходит никаких потерь на трение.

¹ Цитируемая по опытам, опубликованным в „U. S. Water Supply Paper“ № 200, стр. 146. Эти опыты проделаны над моделью округленного оголовка, близко совпадающего с практическими оголовками водосливных плотин.

Скорость течения воды по гребню обуславливается напором $(h + h_v) - d$ и равно:

$$v = \sqrt{2g(h + h_v - d)}.$$

Следовательно, расход равен:

$$Q = Av = ld\sqrt{2g(h + h_v - d)}. \quad (43)$$

В этом случае расход установится согласно принципу минимума энергии, который получается, когда величина d соответствует максимальному расходу. Величина

$$d = \frac{2(h + h_v)}{3}.$$

Подставляя это значение в уравнение (43), получим:

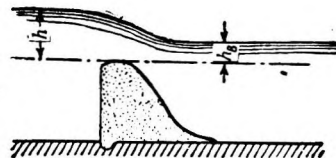
$$Q = 1,704 l (h + h_v)^{\frac{3}{2}}. \quad (44)$$

Уравнение (44) приложимо к типам водосливов, изображенным на фиг. 81, которые обычно устраиваются при земляных плотинах. В таких

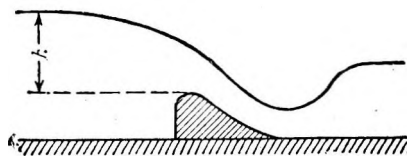
Таблица 24

Относительные коэффициенты при затопленном и свободном водосливах

$\frac{h_s}{h}$	C' C	$\frac{h_s}{h}$ h	C' C
0,0	1,000	0,5	0,937
0,1	0,991	0,6	0,907
0,2	0,983	0,7	0,856
0,3	0,972	0,8	0,778
0,4	0,956	0,9	0,621
—	—	1,0	0,000



Фиг. 78. Затопленный водослив.



Фиг. 79. Затопленный водослив с отогнанным прыжком.

случаях гребень водослива должен иметь наклон, достаточный для про-

пуска расхода при глубине $d = \frac{2(h + h_v)}{3}$, что эквивалентно условию движения без трения в теоретическом случае. Во избежание сжатия у гребня последний всегда имеет правильно скругленную форму.

В тех случаях, когда имеется боковое сжатие, следует применять величину l , данную в уравнении (42). Если h измеряется от уровня большого водоема, то h_v не учитывается, но в таком случае из h следует вычитать потерю на трение, приходящуюся на пути от водоема до гребня.

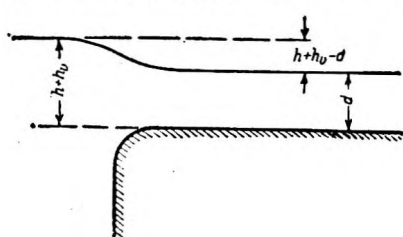
Уравнение (43) применимо для расхода через суженное русло, как, например, в случае перемычек, частично перегораживающих поток, или же временных отверстий в плотине для пропуска реки во время постройки (фиг. 82). Обычно глубина d нижнего бьефа известна и желательно определить отметку уровня воды выше сжатого сечения. Однако следует иметь в виду, что если глубина d воды нижнего бьефа будет меньше $\frac{2}{3}(h + h_v)$, (как у d' на фиг. 82), то величина d уравнения (43) должна равняться

$\frac{2}{3}(h + h_v)$, потому что, как было указано выше, поверхность воды в суженном месте русла будет находиться именно на этой высоте (d'' на фиг. 82). В этом случае величина l также берется из уравнения (42), причем, как уже объяснялось в этом параграфе, следует помнить, что сумма двух боковых сжатий для большого сужения не должна превышать $2 \cdot 0,106 = 0,212 l$.

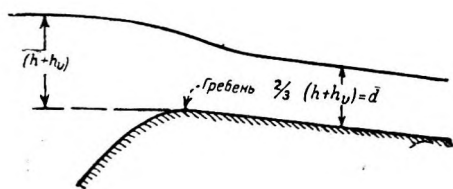
75. Измерительные водосливы. Согласно уравнению (38), § 74, основным уравнением для расхода через водосливы будет следующее:

$$Q = C l h \frac{3}{2}. \quad (45)$$

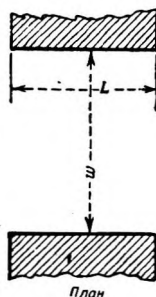
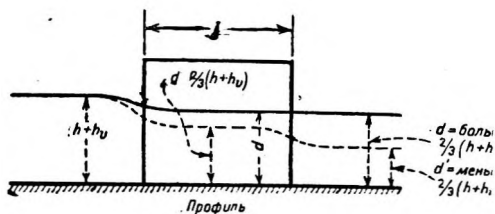
Коэффициент C изменяется в зависимости от формы гребня, глубины подводящего русла и глубины на водосливе. Обычная поправка величины l , вводимая для боковых сжатий, дана в уравнении (42), § 74. Боль-



Фиг. 80.



Фиг. 81.



Фиг. 82.

шинство измерительных водосливов построено без бокового сжатия за исключением тех случаев, когда они предназначены для точного воспроизведения некоторой определенной серии опытов.

Для определения расходов через прямоугольные водосливы с острым гребнем был выведен ряд уравнений, основанных на экспериментальных данных.

Уравнение для водослива Френсиса. Наиболее известным в САСШ считается уравнение Френсиса¹ которое для водосливов, не имеющих сжатия, будет иметь следующий вид:

$$Q = 1,85 l \left[(h + h_v) \frac{3}{2} - h_v \frac{3}{2} \right]. \quad (46)$$

Уравнение (42) представляет собою поправку Френсиса на боковое сжатие. При отсутствии подводящей скорости уравнение (46) сокращается и имеет вид:

$$Q = 1,83 l h \frac{3}{2}. \quad (47)$$

¹ T. P. Francis, Lowel Hydraulic Experiments.

Уравнение Френсиса дает значительные ошибки, особенно в случае больших скоростей течения в подводящем русле и малых величин h . Это уравнение непригодно для точных измерительных водосливов и приводится лишь потому, что уравнение (47) является подходящей для запоминания формой при грубоприближенных подсчетах.

Уравнение Фтелей и Ф. П. Стернса (Fteley and F. P. Stearns). Это уравнение ¹ имеет следующий вид:

$$Q = 1,83 l (h + \beta h_0)^{\frac{3}{2}} + 0,00065 l, \quad (48)$$

где l получено из уравнения (42). Величина β равна 1,50 для водосливов без бокового сжатия и 2,05 для водосливов при наличии такового.

Уравнение (48) является результатом исследований как вышеуказанных авторов, так и Френсиса. Эти исследования охватывают следующий диапазон величин:

	Френсис	Фтелей и Стернс	
		с боковым сжатием	без бокового сжатия
Граница напора, м.....	0,18 — 0,49	0,305	0,25 — 0,50
Высота водослива, м.....	0,61 — 1,53	1,09	0,97 — 2,00
Длина водослива, м.....	2,4 — 3,05	0,70—1,22	1,53 — 5,80
Ширина подводящего канала, м.....	3,05 — 4,3		
Максимальная скорость подхода, м/сек.....	0,061 — 0,305	0,165	0,18 — 0,24

Исследования, произведенные Фтелей и Стернсом, показывают, что расход при низком напоре почти на 3% меньше расхода, определенного Базеном.

Уравнение Базена. Базен вывел свое уравнение на основании собственных исследований. Оно составлено для водосливов, не имеющих бокового сжатия.

$$Q = \left(0,405 + \frac{0,003}{h}\right) \cdot \left(1 + 0,55 \frac{h^2}{D^2}\right) l h \sqrt{2gh}, \quad (49)$$

где D — глубина воды в подводящем канале.

Исследования охватывают следующий диапазон величин:

предел напора.....	0,1 — 0,54 м
высота водослива.....	0,35 — 1,14 „
длина водослива.....	0,50 — 2,00 „

Уравнение Кинга. Кинг предлагает следующее уравнение, которое он после тщательных исследований нашел наиболее точно совпадающим с различными экспериментальными данными:

$$Q = 1,78 l h^{1,47} \left(1 + 0,56 \frac{h^2}{D^2}\right), \quad (50)$$

где l берется по уравнению (42).

¹ Fteley and Stearns, Description of Some Experiments on the Flow of Water, Traus. Am. S. C., vol. 12, 1883 г., стр. 1. (Описание нескольких опытов над течением воды).

Выбор типа и метода. Так как ни одно из выведенных уравнений не совпадает точно с экспериментальными данными, то более точные измерения следует производить при условиях, аналогичных тем, при которых производились какие-либо первоначальные опыты. Исследования, проведенные Базеном, являются наиболее исчерпывающими, однако не доказано, что в отношении точности они превосходят исследования Фтелей и Стернса. Так как последние исследования приводят к формулам, дающим расход при низком напоре несколько меньший, чем у Базена, то они обычно широко применяются в тех случаях, когда желательно, чтобы при определении расхода, могла быть получена ошибка лишь в сторону преуменьшения.

Вследствие несовпадения между собой различных предложенных уравнений предварительный вариант «Test Code for Hydrolaulic Power Plants and their Equipment» (Нормы испытаний гидротехнических силовых установок и их оборудование) Американского общества инженеров-механиков— (American Society of Mechanical Engineers) предлагает применять уравнение (45) для прямоугольных водосливов с острым гребнем и без бокового сжатия. Коэффициент C берется из табл. 25, которая дает его величины, включающие поправку на подводящую скорость.

Таблица 25

Нормы испытаний величины C для различных напоров и высота гребней

Напор, m	Высота гребня P (м)										
	1,22	1,53	1,83	2,13	2,44	2,75	3,05	3,66	4,27	4,88	6,10
0,305	1,864	1,853	1,847	1,842	1,838	1,836	1,834	1,832	1,830	1,828	1,826
0,366	1,873	1,860	1,850	1,844	1,840	1,837	1,834	1,831	1,829	1,827	1,826
0,427	1,882	1,866	1,855	1,848	1,842	1,839	1,835	1,831	1,829	1,826	2,824
0,488	1,894	1,874	1,861	1,852	1,846	1,841	1,837	1,833	1,829	1,827	1,823
0,550	1,905	1,882	1,868	1,857	1,850	1,845	1,840	1,835	1,830	1,827	1,824
0,610	—	1,892	1,875	1,863	1,855	1,848	1,843	1,836	1,831	1,828	1,825

Коэффициенты в табл. 25 представляют собою средние величины, вычисленные при помощи уравнений Фтелей и Стернса, Базена и Ребока (Rehbock). Уравнение Ребока имеет следующий вид:

$$Q = \left[0,605 + \frac{1}{1000h - 3} + 0,08 \frac{h}{P} \right] \frac{2}{3} \sqrt{2gl} h^{\frac{3}{2}}, \quad (51)$$

где P — высота гребня над уровнем дна подводящего канала.

В «нормах испытаний» дана нижеследующая спецификация для измерительных водосливов. Для большего соответствия с обычными общими условиями эта спецификация немного изменена.

Для подводящего русла должны быть соблюдены следующие условия: плавное течение, свободное от водоворотов, поверхностных возмущений или наличия большого количества взвешенных воздушных пузырьков. Для обеспечения этих условий водослив не должен находиться слишком близко от конца всасывающей трубы турбины или других источников нарушения правильного течения; в случае надобности должны устанавливаться успокоительные решетки.

Подводящее русло должно быть арочным и иметь равномерное сечение. При наличии решеток последние должны способствовать равномерной скорости течения в подводящем канале. Равномерность течения должна контролироваться вертушками или каким-либо другим способом.

Один из способов определения напора текущей воды является непосредственное наблюдение за ее поверхностью. Напор на водосливе можно также определять при помощи крючкообразных игл, установленных в успокоительных камерах, соединяющихся с каналом через отверстия, имеющих примерно 2,5 см в диаметре и расположенных на 0,3 м ниже гребня водослива; таким образом напор можно наблюдать совершенно независимо с обеих сторон подводящего канала.

Напор h на водосливе должен измеряться на расстоянии, не менее чем в пять и не больше чем в 10 раз превосходящем толщину переливающегося слоя, как она получается по замеру горизонта в верхнем бьефе. Водослив должен иметь острый гребень с гладкой вертикальной стенкой полным сжатием на гребне и вентилированной струей. Рекомендуется применять металлический гребень, не подверженный ржавлению, с прямым углом у напорной грани, шириной гребня 3 мм, и скошенной под углом 45° к низовой стороне нижней гранью. Гребень должен быть тщательно установлен по уровню.

Струе должна быть обеспечена полная аэрация во избежание таких нежелательных явлений, как плотное прилипание струи, ее колебания и турбулентные истечения. Необходимо установить строгое наблюдение за состоянием гребня и формой струи во время опыта.

Боковые стенки канала должны быть гладкими и параллельными и должны простираются за пределы падающей струи на уровне гребня. Те водосливы, длина которых в 20 раз превышает напор (за исключением тех случаев, когда скорость подхода очень мала), или водосливы с гребнем умеренной длины и большой скоростью подхода, или, наконец, те, у которых скорость подхода распределяется неравномерно, или где подводящий канал подвержен действию ветра, должны быть подразделены на несколько отдельных водосливов или же наблюдения над напором надо производить не только по обеим сторонам, но и в нескольких промежуточных точках попеременно подводящего канала.

Напор на водосливе следует измерять очень тщательно. Ошибка в несколько процентов, допущенная при измерении напора, в полтора раза увеличивает ошибку при вычислении расхода. Серьезные ошибки при измерении напора могут получиться в том случае, если считают гребень водослива горизонтальным, а он не горизонтален, и средняя его высота неизвестна, а также при небрежном сравнении высоты гребня путем измерительных игл.

Следует измерять средний уровень поверхности воды, но отнюдь не гребень небольших волн, возникающих во всякой текущей воде.

76. Теорема Бернулли. Выражение для скоростного напора, или напора, необходимого для создания данной скорости, было выведено в §67 и имеет следующий вид:

$$\text{скоростной напор} = h_v = \frac{v^2}{2g}. \quad (52)$$

Согласно теореме Бернулли общий закон, управляющий установившимся течением воды в водоводах, следующий.

Для установившегося течения в водоводах сумма скоростного, пьезометрического и высотного напоров в любой точке A равна сумме соответствующих напоров в любой точке B , лежащей выше по течению, минус потери между точками A и B .

В математическом выражении мы имеем:

$$\frac{v}{2g} + h_p + h_e = \frac{v'^2}{2g} + h_p' + h_e' - h_f, \quad (53)$$

где v и v' — скорости в м/сек в точках A и B ,

h_p и h_p' — соответствующие пьезометрические напоры в метрах,

h_e и h_e' — соответствующие высотные напоры над некоторой плоскостью сравнения в метрах, и

h_f — общая потеря напора в метрах между точками A и B .

В закрытом трубопроводе, находящимся под давлением, h_p — представляет собою высоту, до которой доходит вода в пьезометрической трубке (фиг. 83), и определяет горизонт пьезометрического уклона над трубопроводом, а $h_p + \frac{v^2}{2g}$ определяют соответствующую высоту удельной энергии.

В открытом трубопроводе h_e и h_e' измеряются до поверхности воды, а h_p и h_p' , измеренные до этого же места, равны нулю (вернее 1 ат. Ред.). Следовательно,

пьезометрический уклон в открытых водоводах равен уклону поверхности воды (фиг. 96).

Для гидросиловых установок, в формулу (53) следует включить дополнительный напор h , используемый турбинами при выработке энергии и включающий все потери на трение внутри кожуха турбины, в самой турбине и всасывающей трубе.

В этом случае теорема Бернулли имеет следующий вид:

$$\frac{v^2}{2g} + h_p + h_e = \frac{v'^2}{2g} + h_p' + h_e' - h_f - h. \quad (54)$$

Для этого случая принято, что точка A находится в голове отводящего канала, а точка B — в конце напорного трубопровода, у входного отверстия турбины.

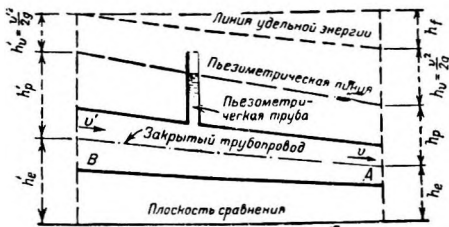
В отводящем канале $h_p = 0$, так же как и в открытых водоводах.

Только одна из потерь, возникающих между A и B , не включена в к. п. д. турбины; эта потеря происходит вследствие внезапного расширения у конца всасывающей трубы. Если v_d — скорость у конца всасывающей трубы, то потерю можно принять как разность скоростных напоров между всасывающей трубой и отводящим каналом, или

$$h_f = \frac{v_d^2}{2g} - \frac{v^2}{2g}. \quad (55)$$

Сделав соответствующие подстановки в уравнении (54), имеем:

$$h = h_e' + (h_e' - h_e) + \frac{v'^2}{2g} - \frac{v^2}{2g}. \quad (56)$$



Фиг. 83. К теореме Бернулли.

Уравнение (56) совпадает с определением, данным в нормах испытаний Американского общества инженеров-машинистов (Machinery Builders Society), приведенных в § 49 для чистого напора, действующего на реактивную турбину со спиральной камерой.

Для реактивных турбин, расположенных в открытой камере, h_p' равно нулю, а $\frac{v'^2}{2g}$ не берется в расчет ввиду незначительности. Следовательно, для такого ряда установок уравнение будет иметь следующий вид:

$$h = h_e' - h_e - \frac{v_e'^2}{2g}. \quad (57)$$

Уравнение (57) соответствует определению норм Американского общества инженеров-машинистов, приводимых в § 49, для чистого напора, в турбине, расположенной в открытой камере.

Предположим, что для активных турбин точка A находится в том месте струи, где последняя касательна к окружности лопаток, а точка B находится в напорном трубопроводе у козла сопла. После выхода из рабочего колеса турбины¹ $h_p = 0$ и $h_v = 0$. Только, одна потеря между точками A и B имеет место, именно, в сопле, и она учтена в к. п. д. турбины; таким образом, $h_f = 0$. Следовательно, уравнение (54) упрощается следующим образом:

$$h = h_p' + (h_e' - h_e) + \frac{v'^2}{2g}. \quad (58)$$

Это уравнение соответствует определению, данному в § 49 для чистого напора, действующего на активную турбину.

Предположим, что для всей установки точка A находится в русле реки, там где вода выводится из нее, точка B — там, где вода возвращается обратно. Давление в этих точках равно нулю; скорость в точке водозабора обычно очень мала, а скорость в точке выхода или равна нулю, или же является с точки зрения использования энергии потерянной. Следовательно, можно принять приблизительно:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{v'^2}{2g} = h_p = h_p' = 0,$$

и уравнение (54) принимает вид:

$$h = h_e' - h_e - h_f \quad (59)$$

Из определения валового напора, данного в § 49, имеем:

$$H = h_e' - h_e,$$

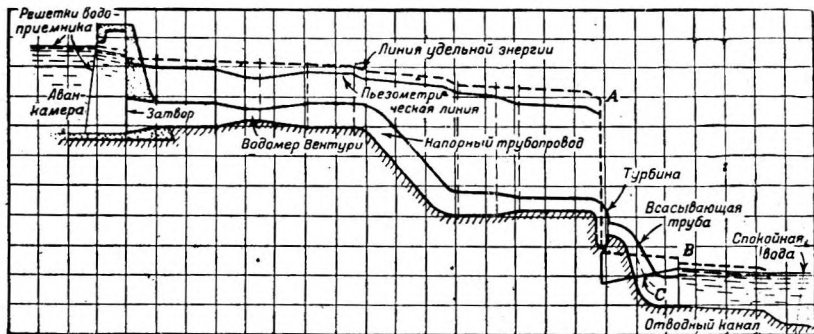
следовательно,

$$h = H - h_f. \quad (60)$$

Таким образом чистый напор на турбину равен валовому напору или разности отметок горизонта воды в бьефе головного сооружения и уровня реки у нижнего конца отводящего канала, минус все потери на трение в трубопроводах, не учитываемые в к. п. д. турбины.

¹ Теоретически $h_v = 0$. В действительности же вода имеет вертикальную скорость, необходимую для отвода ее в канал, энергия которой является потерянной; кроме того, вода имеет еще иногда и горизонтальную скорость благодаря неточностям конструкции колеса, потери которой учитываются к. п. д. турбины.

Фиг. 84 изображает пьезометрический уклон и линию удельной энергии для полной установки. Пьезометрическая линия во всех точках лежит ниже линии удельной энергии на величину скоростного напора в данной точке. Линия удельной энергии во всех точках лежит ниже отметки верхнего бьефа на величину, равную полной потере напора между аванкамерой и указанной точкой. Следовательно, пьезометрическая линия во всех точках ниже отметки верхнего бьефа на величину, равную общим потерям на трение между аванкамерой и данной точкой, плюс скоростной напор в этой точке.



Фиг. 84.

Напор нетто, возможный к использованию, представляет собою вертикальное расстояние между точками *A* и *B*, как было указано выше; потери на трение в турбине и всасывающей трубе непосредственно учтены в к. п. д. турбины.

Следует отметить, что давление во всасывающей трубе над точкой *C* отрицательно, так как пьезометрическая линия проходит ниже трубы.

Во избежание отрицательных давлений¹ напорный трубопровод должен располагаться значительно ниже пьезометрической линии.

77. Прыжок воды в критический уклон. Фиг. 85 изображает продольный разрез открытого водотока, в котором вода течет при глубине *d* со скоростью *v*.



Фиг. 85.

Как было указано в § 76, линия удельной энергии лежит на уровне, находящемся выше поверхности воды на величину скоростного напора

$$h_v = \frac{v^2}{2g}.$$

Из фиг. 85 имеем:

$$h = d + \frac{v^2}{2g}.$$

Если *Q* представляет собою расход на 1 пог. м ширины русла (удельный расход), то

$$v^2 = \frac{Q^2}{d^3}.$$

¹ До сих пор рассматривался только установившийся режим. При неустановившемся режиме, имеющем место при гидравлическом ударе, пьезометрическая линия может оказаться значительно ниже или выше указанного, причем при проектировании трубопровода следует предусматривать возможное понижение и повышение пьезометрической линии, происходящее от гидравлического удара.

Комбинируя эти уравнения имеем:

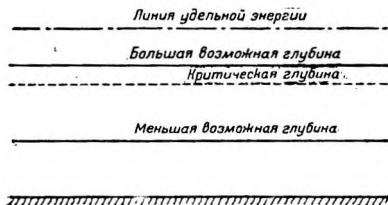
$$h = d + \frac{Q^2}{2gd^3},$$

которое преобразуем следующим образом:

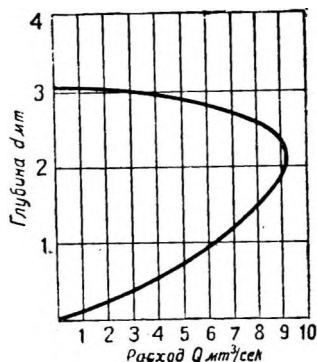
$$Q = 4,43 \sqrt{d^2h - d^3}. \quad (61)$$

Уравнение (61) показывает, что для данных величин Q и h имеется три возможных значения d , причем одно из них мнимое. Следовательно, для данного расхода Q и отметки линии удельной энергии h имеются две глубины d , при которых вода может течь, если уклон канала соответствует данной скорости и гидравлическому радиусу (фиг. 86).

Если линия удельной энергии остается неподвижной, а расход увеличивается, то оба горизонта приближаются друг к другу и, наконец, совпадают на критической глубине в тот



Фиг. 86.



Фиг. 87.

момент, когда канал пропускает максимальный вмещаемый им расход. В обычных условиях, при больших расходах, у входа в канал вода будет течь, как показано на фиг. 81. Истечение при низких горизонтах имеет место при некоторых особых условиях, два из которых изображены на фиг. 89 и 91.

В виде практического примера допустим, что $h = 3,05$ м. Кривая фиг. 87 составлена путем подстановки в уравнение (61) этой величины h и различных величин d , причем ширина канала принималась равной 1 м. Эта кривая ясно показывает переменные глубины, соответствующие каждому расходу, пропускаемому каналом при постоянной величине $h = 3,05$ м. Она также указывает, что максимальный возможный расход достигает $9,08$ м³/сек, что соответствует глубине d , равной $\frac{2h}{3}$ или $2,03$ м, где оба возможных горизонта в канале сливаются в один.

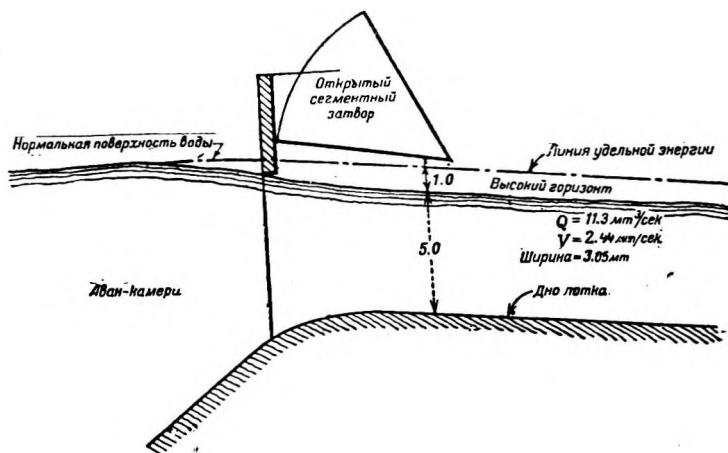
Тот факт, что максимальный расход проходит при $d = \frac{2h}{3}$ может быть доказан путем приравнивания нулю первой производной от Q по d в уравнении (61), на основании чего получаем:

$$\frac{(dQ)}{(dd)} = \frac{4,43}{2Q} (2dh - 3d^2) = 0,$$

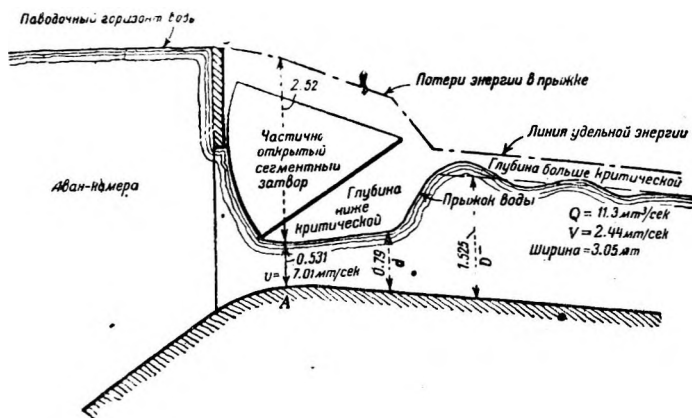
откуда имеем:

$$d = \frac{2h}{3} = 2h_c. \quad (62)$$

Глубина $d = \frac{2h}{3}$ называется критической глубиной. В открытых водах глубины вблизи критической следует избегать, так как при таких условиях самая незначительная неправильность в сечении канала может вызвать колебание воды между возможными двумя горизонтами, что влечет за собой нарушение правильности течения и резкое увеличение потерь.



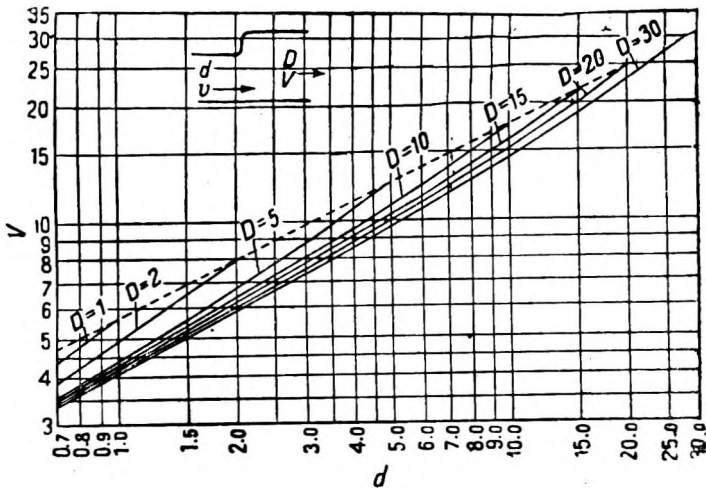
Фиг. 88.



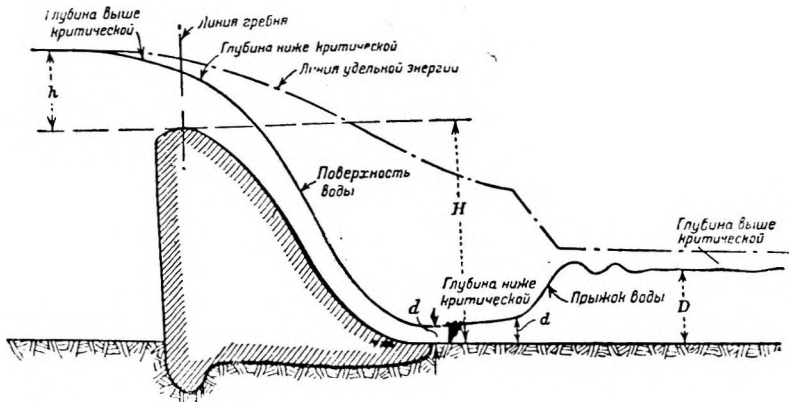
Фиг. 89.

Самые различные обстоятельства могут повлиять на изменение отметок горизонта с верхней возможной отметки на нижнюю и наоборот. В виде наиболее обычного примера падения горизонта с верхней отметки на нижнюю можно привести перелив через водослив (фиг. 91) и истечение с большой скоростью через отверстие (фиг. 89). Вода, текущая с глубиной ниже критической в открытом водоводе, может и дальше течь таким же образом при условии, что канал будет иметь достаточный уклон для преодоления трения при низком горизонте. Однако дополнительное трение может иногда вызвать подъем воды до горизонта выше критического, причем этот подъем известен как гидравлический прыжок или стоячая волна.

Фиг. 88 изображает лоток 3,05 м ширины, рассчитанный на пропуск $11,3 \text{ м}^3/\text{сек}$ при нормальном уровне воды в аванкамере и полностью открытом входном затворе. Лоток рассчитан на глубину 1,52 м и скорость 2,44 м/сек. Течение воды происходит при глубинах выше критической.



Фиг. 90. Характеристики прыжка воды. ¹



Фиг. 91.

Фиг. 89 дает условия истечения при высоком уровне в аванкамере и частично открытом затворе для ограничения расхода до требуемых $11,3 \text{ м}^3/\text{сек}$. Из отверстия затвора вода вытекает при горизонте ниже критического, и если бы лоток имел достаточный уклон для преодоления трения, возникающего при такой большой скорости, то течение воды продолжалось бы на той же глубине. Однако уклон лотка достаточен только для пропуска при скоростях ниже критической и большем гидравлическом радиусе, вследствие чего потери на трение превосходят уклон канала и глубина воды должна увеличиваться. Так как для данной глубины и скорости при глубине, большей их критической, прыжок может иметь место лишь при одной определенной глубине, меньшей критической, то он и рас-

¹ В англ. системе мер.

полагается в той точке русла, где глубина воды при скорости, большей критической, достигает этой величины. Уравнение для гидравлического прыжка, приводимое Гибсоном и др.¹, имеет следующий вид:

$$D = \sqrt{\frac{2v^2d}{g} + \frac{d^2}{4}} - \frac{d}{2}, \quad (63)$$

где d — глубина, меньшая критической, в метрах (фиг. 89);

D — глубина, большая критической, в метрах;

g — ускорение силы тяжести, равное 9,81;

v — скорость при глубине, меньшей критической, в м/сек.

Обычно известными величинами являются D , большая глубина и v — соответствующая ей скорость.

Следовательно, чаще всего наиболее удобной формой уравнения гидравлического прыжка будет следующее:

$$d \left(\frac{2v^2D}{g} + D^2 \right) - d^3 = \frac{2v^2D^2}{g}. \quad (64)$$

Результаты опытов, произведенных над гидравлическим прыжком, очень близко совпадают с вышеприведенным уравнением.

Гидравлический прыжок может иметь место только в том случае, когда течение происходит при глубине, меньшей критической. Из уравнения (62) мы видим, что это бывает в том случае, когда

$$d < 2h_v,$$

т. е.

$$d < 2 \left(\frac{v^2}{2g} \right).$$

Преобразовывая, находим, что гидравлический прыжок возможен только, если

$$v^2 > gd. \quad (65)$$

Уравнение (64) изображено в виде диаграммы на фиг. 90. В большинстве практических случаев глубина и скорость на высоких горизонтах бывают известны, а искомой величиной является глубина при низком горизонте, где происходит гидравлический прыжок.

Применяя условия фиг. 89, из фиг. 90 мы видим, что для $D = 1,52$ (5') и $v = 2,44$ м/сек (8 f. s) необходимая для прыжка глубина d равна 0,79 м. (2,6") Пунктирной линией на фиг. 90 показаны предельные условия возможности образования прыжка по уравнению (65).

Расстояние между выходным отверстием и местом образования прыжка определяется по законам неравномерного движения, данным в § 79.

На фиг. 91 изображен прыжок у основания водосливной плотины. Вода переливается через гребень при глубине выше критической и, стекая по откосу плотины в нижний бьеф, переходит к глубине меньшей критической. Для данного расхода должна быть известна глубина D воды ниже плотины и ее скорость v , а глубину d воды при условиях движения ниже критического уровня, при которой возможен прыжок, получают из уравнения (69) или фиг. 90. Если глубина d у основания плотины будет меньше величины d , полученной таким образом, то прыжок произойдет на некотором

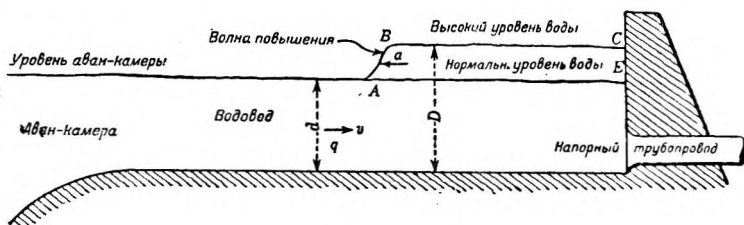
¹ Уравнение это выведено Bellange. *Ред.*

расстоянии от плотины, именно в том месте, где глубина увеличится до величины d . Если глубина d_1 больше глубины d , то прыжок происходит у самой плотины, т. е. вода затопит откос плотины и понижения уровня нижнего бьефа не произойдет. Большие затруднения при вычислении глубины воды, падающей с плотины, возникают в том случае, если отношение высоты плотины к напору на гребне очень велико. Это происходит вследствие отсутствия точных знаний о потерях при высоких скоростях. Толщину слоя воды, текущей как на самом гребне, так и близ него, можно получить из фиг. 126 и табл. 32; но толщину слоя вблизи подошвы можно вычислить только приближенно. Толщина слоя иногда бывает больше указанной на фиг. 126, так как последняя получена без учета трения.

78. Волна повышения и волна понижения в открытых водоводах

На фиг. 92 изображен продольный профиль типичного открытого водовода.

Нормальная глубина при установившемся режиме с расходом q равняется d , а соответствующая скорость будет v . Если истечение из нижнего



Фиг. 92. Волна повышения, без учета трения.

конца канала внезапно прекращается вследствие закрытия щитов турбины то поверхность воды у нижнего конца немедленно поднимется и волна повышения AB пойдет обратно со скоростью распространения a .

Расход q , доступ которого к турбинам прекращен, наполняет пространство $ABCE$, автоматически создавая избыточный напор или силу, замедляющую течение в водотоке по мере поступательного движения волны повышения; при этом скорость течения ниже волны равна нулю, а выше волны равна v .

Для определения запаса в высоте стенок водотока необходимо знать высоту AB волны повышения.

Волна повышения представляет собою не что иное, как видоизмененную форму гидравлического прыжка, описанную в § 77.

Чтобы применить для волны повышения уравнение (63), выведенное для гидравлического прыжка, необходимо иметь в виду то обстоятельство, что скорость течения v представляет собою скорость воды относительно прыжка и что для данного случая, т. е. волны повышения, подвигающейся со скоростью a , скорость течения относительно волны будет $v + a$. Следовательно, уравнение для волны повышения можно получить путем замены v через $v + a$ в уравнении (63).

Однако

$$\alpha = \frac{q}{D-d} = \frac{dv}{D-d},$$

следовательно:

$$v + a = \frac{vD}{D-d}.$$

Произведя эту замену v в уравнении (63), получаем:

$$D = \sqrt{\frac{2d}{g} \left(\frac{vD}{D-d} \right)^2 + \frac{d^2}{4} - \frac{d}{2}}, \quad (66)$$

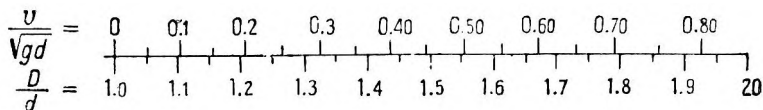
что и является уравнением для волны повышения¹.

Это уравнение решается исключительно путем подбора.

Величину d подставляют в уравнение и затем задаются различными величинами D , пока правая часть уравнения не будет равна левой. Для облегчения расчетов можно получить приближенные значения D из следую-

¹ Уравнение (66) может быть путем элементарных преобразований написано в виде:

$$(D+d) \cdot (D-d) = \frac{2dv^2}{g} \cdot \frac{D}{D-d},$$



Фиг. 92 а.

или, деля обе стороны на d^2 , получим:

$$\left(\frac{D}{d} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D}{d} - 1 \right) = \frac{2v^2}{gd} \cdot \frac{\frac{D}{d}}{\frac{D}{d} - 1};$$

полагая

$$\frac{D}{d} - 1 = y,$$

получим после некоторого преобразования:

$$y^2 \frac{1 + \frac{y}{2}}{1 + y} = \frac{v^2}{gd} = \frac{v^2}{\lambda^2};$$

где $\lambda = \sqrt{gd}$ — скорость распространения волны малой высоты при глубине воды d . Для решения данного уравнения построена номограмма из совмещенных шкал (фиг. 92а).

Для малых значений

$$y = \frac{D}{d} - 1$$

(не более 0,2) имеем приближенно уравнение, точное до 1%.

$$\frac{D}{d} - 1 = 2 - 2 \sqrt{1 - \frac{v}{\lambda}},$$

или

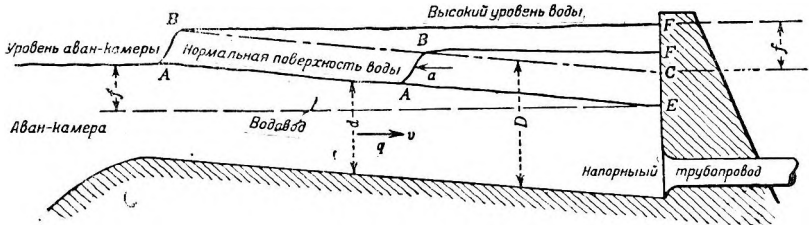
$$D = d \left[3 - 2 \sqrt{1 - \frac{v}{\lambda}} \right].$$

Для значений $\frac{v}{\lambda} < 0,1$ $\frac{D}{d} = 1 + \frac{v}{\lambda}$. Ред.

шего элементарного уравнения, выведенного Кеннисоном (K. R. Kennison)¹⁾ и являющегося более удобной формулой, нежели уравнение (66) (в метрических мерах):

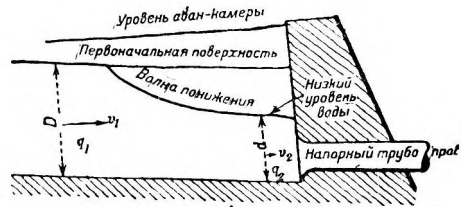
$$D = \frac{v\sqrt{d}}{2,76} + 0,99 d. \quad (67)$$

До сих пор трение в водотоках во внимание не принималось. Фиг. 93 изображает практический случай, когда поверхность воды имеет нормальный уклон. В таких случаях вода, доступ которой к турбинам закрыт, запол-



Фиг. 93. Волна повышения при учете трения.

няет объем BCF , увеличивающийся по мере приближения волны к аван-камере. Это вызывает уменьшение скорости a и как следствие уменьшение глубины D ; это объясняется тем обстоятельством, что остаточная скорость между волной и нижним концом водотока не равняется нулю, но имеет величину, равную той, которая требуется для наполнения беспрестанно увеличивающегося объема в треугольнике BGF . Однако после того как волна достигнет аван-камеры, эта остаточная скорость должна будет превратиться в нуль, вследствие чего потребуются дополнительный подъем поверхности воды.



Фиг. 94. Волна понижения.

Таким образом на практике мы имеем стремление как к уменьшению, так и к увеличению величины D , оба весьма незначительные по размерам, которые можно рассматривать как компенсирующие друг друга. Следовательно, для практического случая максимальная глубина воды в водоводе у аванкамеры может считаться равной D по уравнению (67), а у нижнего конца водотока — равной D плюс первоначальные потери на трение f (фиг. 93). Таким образом высокий горизонт воды будет поддерживаться на одинаковом уровне по всей длине канала.

Внезапное повышение расхода воды в нижнем конце открытого водотока будет иметь следствием резкое понижение уровня у этого конца. Пониженный уровень и проистекающий отсюда увеличенный уклон поверхности, способствуют ускорению течения воды нужному для покрытия увеличенного спроса. Это явление известно под названием волны понижения и является прямой противоположностью волне повышения, за исключением того, что она не движется вверх по водотоку наподобие волны повы-

¹⁾ K. R. Kennison, Trans. Am. S. C. E., vol. LXXXI, 1917, p. 119.

нения; вместо этого по мере приближения к верхнему концу фронт волны становится все более пологим. В данном случае практический интерес сосредоточен на нижнем конце водотока, где при возможном изменении нагрузки нужно определить максимальную глубину d . Р. Д. Джонсон (R. D. Jonson)¹ дает следующее уравнение для волны понижения:

$$D - d = (v_2 - v_1) \sqrt{\frac{d}{g} + \frac{(v_2 - v_1)^2}{4g}}.$$

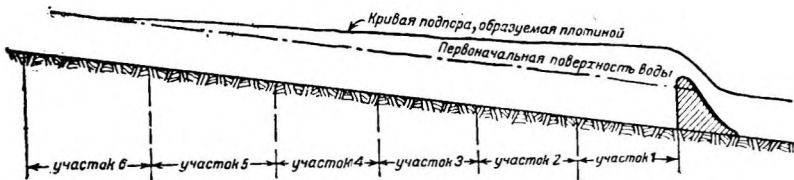
Однако

$$v_2 = \frac{q_2}{d},$$

откуда

$$D - d = \left(\frac{q_2}{d} - v_1 \right) \sqrt{\frac{d}{g} - \frac{\left(\frac{d_2}{d} - v_1 \right)^2}{4g}}. \quad (68)$$

79. Неравномерное движение. Движение в реках и водотоках, имеющих изменяющееся сечение или уклон, известно под названием неравномерного. Кривая подпора воды вверх от плотины, показанная на (фиг. 95), представляет собою типичный пример неравномерного движения.



Фиг. 95. Кривая подпора.

Проблема неравномерного движения лучше всего разрешается при помощи теоремы Бернулли, приведенной в § 76, а уравнение (53) для условий безнапорного движения может быть выражено следующим образом:

$$h_v + h_e = h_v' + h_e' - h_f,$$

откуда:

$$h_e' - h_e = h_v - h_v' + h_f \quad (69)$$

(обозначения см. на фиг. 96).

Река или водоток, поверхность которого подлежит определению, делится на несколько участков (фиг. 95), хотя число их обычно бывает гораздо многочисленнее, нежели это указано на рисунке. Каждый участок должен включать длину водотока, по возможности равномерную в отношении сечения и уклона.

Другими словами, участок должен оканчиваться в точке, где имеется определенное изменение в сечении или уклоне. Затем отдельные участки исследуются последовательно, независимо один от другого. Чем больше участков, тем точнее можно определить форму кривой подпора.

Предположим, что фиг. 96 изображает типичный участок. Первый исследуемый участок должен прилегать к начальному профилю, являюще-

¹ „Trans. Am. Soc. C. E.“, vol. LXXXI, 1917, p. 113.

муся ближайшим к плотине для случая кривых подпора. В уравнении (96) h_e и $\frac{v^2}{2g}$ у плотины могут быть определены для любого данного расхода.

Прежде всего задаются величиной h_e , а затем вычисляется $h_v' = \frac{v_1^2}{2g}$. Из уравнения получаются значения h_f , которые затем сверяются с величиной, получаемой по обычному уравнению Шези.

Для этого, задавшись величиной h_e' , вычисляют величины гидравлического радиуса и скорости на концах участка, а потом и средние для всего участка. Затем при помощи этих средних величин и коэффициента шероховатости, применимого к данному руслу, вычисляют уклон трения по формуле Шези¹, а отсюда определяют и общие потери на трение для всей длины l участка. Если величина h_f , полученная этим способом, не совпадает с величиной, определенной предварительно из уравнения (69), то следует задаться другой величиной до тех пор, пока эти величины не совпадут.

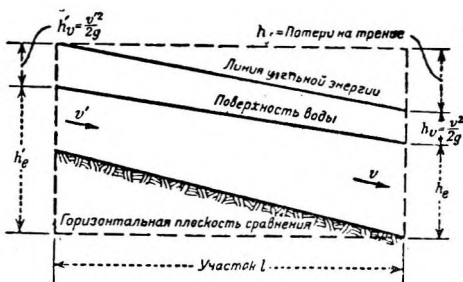
Определенные таким способом величины для верхнего конца первого участка принимаются за исходные для нижнего конца второго участка и т. д.

Контрольное сечение потока в случае истечения из под щита, предшествующее прыжку (фиг. 89), находится, в точке A , где глубина и скорость известны. Следовательно, первый исследуемый участок прилегает к точке A , причем участки исследуются в последовательном порядке вниз по течению, а не вверх, как это имеет место в случае кривых подпора, описанных выше. Следует иметь в виду, что в таких случаях потери на трение между точкой A и прыжком превосходят наклон дна водотока, вследствие чего часто имеют место случаи, что поверхность воды непосредственно перед прыжком бывает выше, чем в точке A .

80. Библиография.

1. Н. W. King, Handbook of Hydraulics, Mc. Grow-Hill Book Co., 1918. (Кинг, Гидравлический справочник.)
2. S. M. Woodward, Theory of the Hydraulic Jump and Back-water curves, „Technical Reports“, Part III, Miami Conservancy District, Dayton, Ohio, 1917. (Вудвард, Теория гидравлического прыжка и кривых подпора.)
3. E. Houk, Calculation of Flow in open. Channels, „Technical Reports“, part IV, Miami Conservancy District, Dayton, Ohio, 1918. (Хаук, Расчеты течения в открытых каналах.)
4. Riegel and Beebe, The Hydraulic Jump as a Means of Dissipating Energy, „Technical Reports“, part III, Miami Conservancy District, Dayton, Ohio, 1917. (Ригель и Биби, Гидравлический прыжок как метод гашения энергии.)
5. C. G. Newton, The Hydraulic Developments of the Braydon Copper Co, „Eng. News“, vol. 69, 1913, p. 1043. (Ньютон, Гидравлическая установка Брейдонской медной Ко, приведены значения n для скалы и земли.)
6. F. C. Scobey, The Flow of Water in Irrigation Channel, Bulletin № 194, U. S. Dept. Agr. 1915. (Скобей, Течение воды в оросительных каналах.)

¹ С учетом дополнительных потерь на сужения, стеснения русла мостовыми быками и т. д.



Фиг. 96.

7. Cone, Trimble and Jones, Frictional Resistance in Artificial Waterways, Bulletin № 194, The Agricultural Experiment Station, Colorado, Agricultural College, 1914. (Кон, Тримбл и Джонс, Потери на трение в искусственных водотоках.)
8. C. E. Ramseger, The Flow of Water in Dredged Drainage Ditches, Bulletin № 832. U. S. Dept. Agr., 1920, (Ремсер, Течение воды в дренажных каналах, вырытых экскаваторами.)
9. R. E. Horton, Some Better Kutter's Formula Coefficients, „Eng. News“, vol. 75. pp. 373 and 863, 1916. (Хортон, Улучшенные коэффициенты для формулы Куттера.)
10. Experimental Values of Kutter's Coefficient n for open Channels, U. S. Reclamation Record", July 1913. (Опытные значения коэффициента шероховатости для формулы Куттера для открытых каналов.)
- И. E. G. Hopson, Gaging in the Concrete Conduite of the Umatilla Project, „Eng. Record“, vol. 64, 1911, p. 480. (Хопсон, Измерения в бетонном лотке системы Юматилла.)
12. H. D. Newell, Studies of Coefficient of Friction in Reinforced Concrete Pipe, Umatilla Project, Orejon, „Eng. News“, vol. 69, 1913, p. 904. (Ньюэлл, Изучение коэффициента трения железобетонных трубопроводов, система Юматилла.)
13. E. C. Scobey, The Flow of Water in Concrete Pipe, U. S. Dep. Agr., Bulletin № 852, 1920. (Скобой, Течение воды в бетонных трубах.)
14. Б. Д. Бахметев, Гидравлика.
15. Б. Д. Бахметев, О равномерном движении жидкости в каналах и трубах.
16. Б. Д. Бахметев, О неравномерном движении жидкости в открытом русле.
17. Donat Banki, Energieumwandlung in Flüssigkeiten. (Донат Банки, Пре- вращения энергии в жидкостях.)
18. Flaman t, Hydraulique. (Фламан, Гидравлика.)

Общие основы проекта

81. Общие положения. Конечной целью разработки проекта гидроэлектрической установки обычно является генерация энергии в течение определенного периода времени, дающая максимум экономического эффекта. Этот максимум экономического эффекта необязательно ограничивается чистой прибылью от продажи энергии, генерируемой данной установкой; необходимо учесть еще и увеличение прибыли других промышленных предприятий, которые могут повысить свою продукцию благодаря новой установке.

Так, например, установка, предназначенная для покрытия пиков в периоды максимальных нагрузок других установок, может сама по себе работать совершенно без прибыли, но она помогает им развить большую эффективную мощность, чем прежде, и поэтому возросшая прибыль этих других установок должна быть отнесена за счет новой подсобной установки для покрытия пиков.

Достижение намеченной цели требует самого внимательного изучения следующих факторов (сгруппированны согласно указаниям главы XXXIII¹ английского подлинника):

- a) Первоначальная стоимость установки и проценты на строительный капитал.
- b) Расходы на эксплуатацию, содержание и ремонт.
- c) Налоги, страховка, административные и прочие накладные расходы.
- d) Процент амортизации.
- e) Количество и продолжительность подачи разных классов генерируемой энергии².
- f) Бесперебойность подачи энергии и относительная важность потребления, влияющие на продажную стоимость энергии.
- g) Продолжительность непродуктивного строительного периода.

Все эти факторы взаимно связаны. Изменение в проекте, ведущее к применению более усовершенствованных сооружений и аппаратуры, может повысить первоначальные издержки, а следовательно и налоги, страховые суммы и проценты на капитал, но оно может оказаться рациональным, если влечет за собой уменьшение годовых издержек на эксплуатацию, содержание и ремонт, снижение амортизационных отчислений, повышение надежности и увеличение выработки энергии.

¹ Эта глава, будучи составлена автором применительно к условиям С. А. С. Ш. и трактуя о вопросах экономики капиталистического хозяйства, не представляет собой интереса для советского читателя, почему редакция и сочла возможным опустить эту главу целиком. *(Прим. ред.)*

² Имеется в виду подразделение энергии на сезонную, основную, ночную и т. п. *Ред.*

Поэтому инженер заинтересован не только вопросом первоначальных издержек, но и разработкой такого проекта, который в совокупности со всеми прочими факторами окажется наиболее эффективным в экономическом смысле при данных условиях строительства и потребления.

Большинство новейших усовершенствований в конструкции и изготовлении машин и аппаратуры имеет целью обеспечить бесперебойность работы, и нередко именно наиболее сочувственно встреченные усовершенствования повлекли за собой повышение первоначальных издержек.

Гидроэлектрическая установка включает следующие главные части:

- a) водоподъемную плотину;
- b) водоподводящие сооружения к турбинам;
- c) турбины и регуляторы;
- d) сооружения, отводящие воду от турбин;
- e) электрическую часть, преобразующую механическую энергию в электрическую того напряжения, которое требуется для передачи;
- f) здания и фундаменты для гидравлической и электрической частей;
- g) систему электропередач, передающую электроэнергию в пункты конечного потребления, обычно включающую трансформаторы для понижения вольтажа при распределении энергии.

Перечисленные составные части входят в любую гидроэлектростанцию, но бесконечное разнообразие их конструкций и первоначальных стоимостей требует от составителя проекта большого опыта и рассудительности. Необходимо достигнуть такого сочетания, которое лучше всего соответствует приведенным выше условиям, являющимся конечной целью создания данной установки.

В сметах, составляемых применительно к установленным формам, обычно указывается предполагаемая себестоимость энергии и возможная отпускная цена. Нередко какое-либо позднейшее изменение типа машин или деталей оборудования вносит, впрочем, соответствующие изменения и в смету и в цифру предполагаемой себестоимости. Поэтому следует исследовать под этим углом зрения как можно больше общих схем, а также типов и размеров водоподводящих и водоотводящих и иных сооружений, прежде чем вынести окончательное решение.

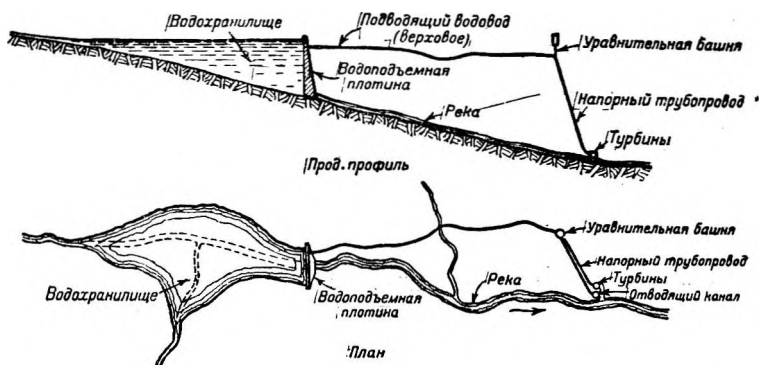
82. Выбор местоположения и типа установки. Неопытному проектировщику не следует слепо руководствоваться теми образцами гидроэлектрического строительства, которые содержатся в публикуемых отчетах об общественных установках. Из таких отчетов редко можно узнать тот сложный ход мысли, который привел к принятию данных основных заданий и того или иного типа оборудования и сооружений.

Необходимо при разработке основных заданий для составления проекта тщательно изучить местные условия, ценность энергии, высоту первоначальных издержек, характер потребления и ряд других факторов, влияющих на экономичность, соответствие потреблению и успешную работу установки.

Если имеется выбор между различными местоположениями, то наиболее выгодным будет то, которое при прочих равных условиях дает:

- a) минимальную цифру издержек на единицу энергии;
- b) минимальную продолжительность непродуктивного строительного периода;
- c) количество энергии, наиболее близкое к желательному и притом по возможности большее;

- d) наикратчайшую линию передачи, а следовательно и минимум издержек на передачу и минимум риска перерывов в работе;
- e) наиболее надежные гидрологические данные;
- f) наиболее благоприятные перспективы в увеличении выработки благодаря возможности последующего регулирования стока;
- g) наиболее выгодное расположение по отношению к потребителям при возможном увеличении спроса;
- h) наилучшие в будущем возможности развития близких установок, допускающих параллельную эксплуатацию и приводящих к уменьшению количества запасных частей, механических мастерских и пр.;
- i) наибольшие удобства транспорта ремонтного и эксплуатационного материала во время текущей работы.



Фиг. 97.

Выбор местоположения нередко представляет собой наиболее сложную проблему для инженера проектировщика. Иногда по условиям местности бывает возможен только какой-нибудь один общий тип установки, в других случаях возможно неограниченное количество различных комбинаций сооружений.

В этих последних случаях надлежит тщательно изучить вопрос об издержках и прочие основные характеристики каждого типа.

На фиг. 97 схематически изображен основной тип гидроэлектростанции, составные части которой неотъемлемы от всякой установки этого рода без исключения. Это значит, что всякая гидроэлектростанция должна включать водоподъемные и водоподводящие устройства, турбину и отводящий канал, хотя все они могут иметь самые разнообразные формы.

Если воды имеется вдоволь, то водоподъемное сооружение может представлять собой просто короткую дамбу, выступающую на небольшое расстояние от берега, чтобы направить воду в водоприемное сооружение.

Обычно водоподъемная плотина проходит от берега до берега, кроме того часто строят еще и дополнительные плотины или дамбы, чтобы вода из водохранилища не перелилась в смежный речной бассейн.

Как показано на фиг. 97, плотину можно расположить в любом удобном месте реки между турбиной и верхним концом водохранилища, соответственно изменяя ее высоту и длину водоподводящего сооружения.

При прочих равных условиях плотину следует располагать возможно ближе к турбине, придавая этим водохранилищу максимальные размеры и укорачивая длину водоподводящих сооружений. Так как, однако, стоимость плотины возрастает примерно пропорционально третьей степени ее высоты, то сдвиг ее в сторону турбины обычно удорожает строительные издержки, и необходимо, чтобы особо благоприятное расположение плотины компенсировало увеличение ее в высоту. С другой стороны, увеличение строительных издержек по плотине компенсируется снижением первоначальных и эксплуатационных издержек по водоводу, уменьшением потери напора на трение, удешевлением издержек на уравнивательные башни и полезным увеличением размеров водохранилища.

При низконапорных установках плотина обычно расположена в самой пониженной точке используемого участка реки, а трубопровод и турбина размещаются внутри плотины или прилегают к ней. В этих случаях тип силовой станции соответствует фиг. 100 и 101.

Водовод распадается на две части — «подводящий водовод» и «напорный трубопровод». Первый представляет собою ту часть, которая, как общее правило, проходит с уклоном, соответствующим или насколько возможно приближающимся к гидравлическому градиенту при низкой воде, как указано на фиг. 97; напорный трубопровод соединяет низовой конец подводящего водовода с турбиной.

Подводящий водовод может представлять собою канал (фиг. 102), закрытый или открытый лоток (фиг. 103), один или несколько трубопроводов (фиг. 104), тоннель (фиг. 105) или комбинацию всех этих видов (фиг. 106).

Для подвода воды к турбине служит тоннель (фиг. 107) или, чаще, одна или несколько труб (фиг. 104).

Если подводящим водоводом служит трубопровод, то его обозначают термином «водоподводящий трубопровод» (pipe-line) в отличие от части, ближайшей к турбине, которая, если она представляет собою трубу, называется «напорным трубопроводом» (penstock). В очень низконапорных установках последней части нет и подводящий водовод является открытым лотком, в конце которого установлена турбина (фиг. 108).

Нередко подводящий водовод переходит в открытый водный бассейн в поперечной ложбине или долине или дополняется им. Это бывает в тех случаях, когда дешевле построить плотину, нежели провести воду над или в обход ложбины. Такой открытый бассейн является фактически частью водоподводящей системы и, если он имеет достаточную емкость, чтобы покрыть недельные колебания спроса, то вышележащую часть водовода можно проектировать для подвода только среднего недельного расхода вместо максимального. Таким образом бассейн сопряжен с экономическим преимуществом в смысле удешевления верхней части подводящего водовода. Открытый бассейн у низового конца подводящего водовода называют «напорным бассейном».

Если подводящий водовод длиннее, то на низовом конце обычно устраивается уравнивательная башня, или напорный бассейн, или иное сооружение, регулирующее напор, и предусматривается возможность сброса воды, если турбины необходимо немедленно остановить.

Устройство для регулирования напора на установке Браунс-Фоллс (Brown's Falls) представляет собою уравнивательную башню (фиг. 104), на установке Куинстаун-Чиппауа (Queenstown-Chippewa) это водонапорный бассейн (фиг. 102). Лоток установки Окойи № 2 (Осоее) (фиг. 103) снабжен на

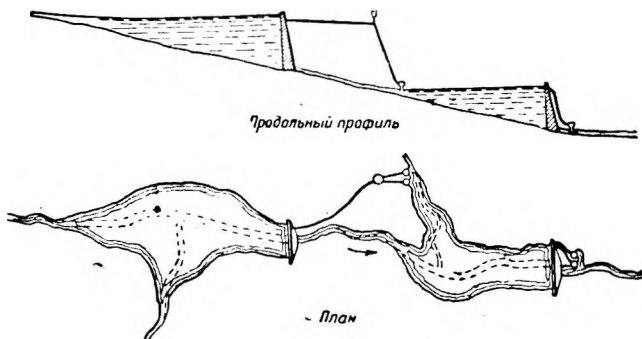
конец напорным бассейном, образованным плотиной с сифонным водосливом.

Если для получения энергии необходимо зарегулировать длинный участок реки, то нередко возникает вопрос, следует ли удовольствоваться одной установкой (фиг. 97) или построить несколько самостоятельных установок (фиг. 98). Последнее решение может быть вызвано только двумя причинами, а именно:

а) одна установка может оказаться слишком мощной для существующего спроса; в этом случае полный напор будет использован рядом последовательных установок, воздвигаемых одна за другой, чтобы поспевать за усилением спроса;

б) две или более установки могут оказаться экономически целесообразнее.

Если спрос не ограничен, то две или более установки обычно строят только в том случае, если строительные издержки при этом значительно ниже, чем при одной установке. Если издержки примерно одинаковы, сле-



Фиг. 98

дует предпочесть единую установку, требующую только одного комплекта обслуживающего персонала и не связанную с удвоением оборудования.

При двух смежных установках (фиг. 98) рекомендуется располагать гребень водослива нижней плотины выше минимального зеркала воды отводящего канала верхнего сооружения, если бывает необходимо опорожнять низовой бассейн. Это предотвращает потерю суммарного напора обеих установок, когда из низового бассейна спускают воду.

Нередко воду отводят из одного бассейна стока в бассейн стока другой водной системы, но чаще воду отводят в бассейн какого-либо притока той же речной системы. На фиг. 109 указано расположение установки Софт-Мэпл (Soft Maple), где вода из водохранилища главной реки отведена в напорный бассейн, расположенный на притоке, а отсюда снова отведена в канал и трубопровод, ведущие к силовому зданию на главной реке.

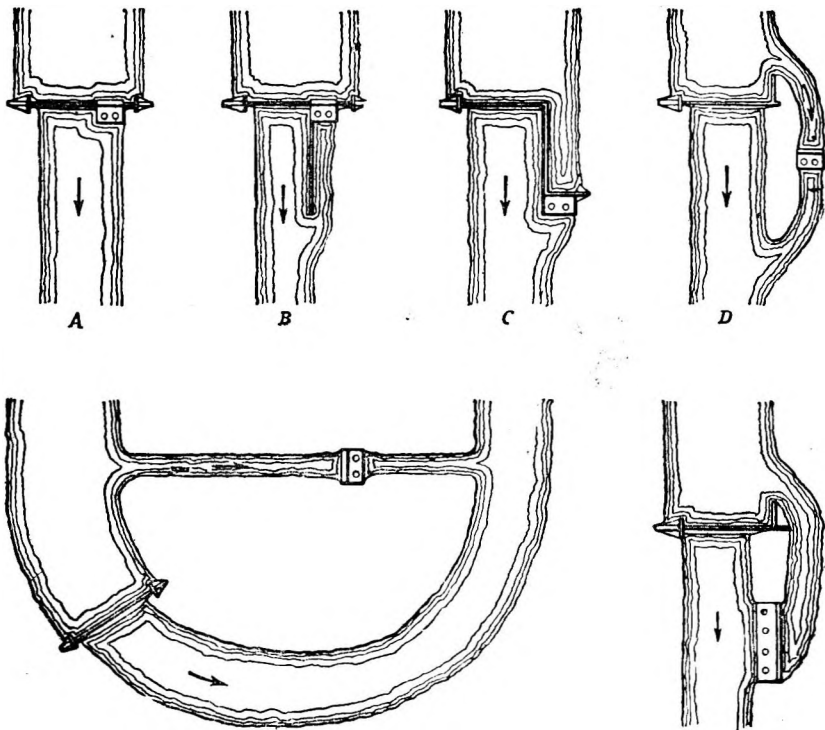
В виде варианта можно было бы уложить трубопровод непосредственно от водоподъемной плотины до верхнего конца труб, подводящих воду к турбинам, но предпочли первый вариант как более экономичный, дающий большую полезную кубатуру водохранилищ и меньшее число подлежащих амортизации сооружений.

На фиг. 99 изображено несколько обычных типов низконапорных установок, которые, конечно, дают простор самым разнообразным вариантам и комбинациям.

На фиг. 99, *A* показана простейшая форма — комбинированные плотина и силовое здание.

Если на реке ниже места, избранного для постройки плотины, имеется порог, то следует вырыть низовой канал, как показано на фиг. 99, *B*, защитив его дамбой на всю длину или часть ее, чтобы воспрепятствовать заливанию канала водой в периоды паводков.

Можно также использовать порог (фиг. 99, *C*), расположив силовое здание у его подошвы и соединив его с верхним бьефом посредством канала.



Фиг. 99.

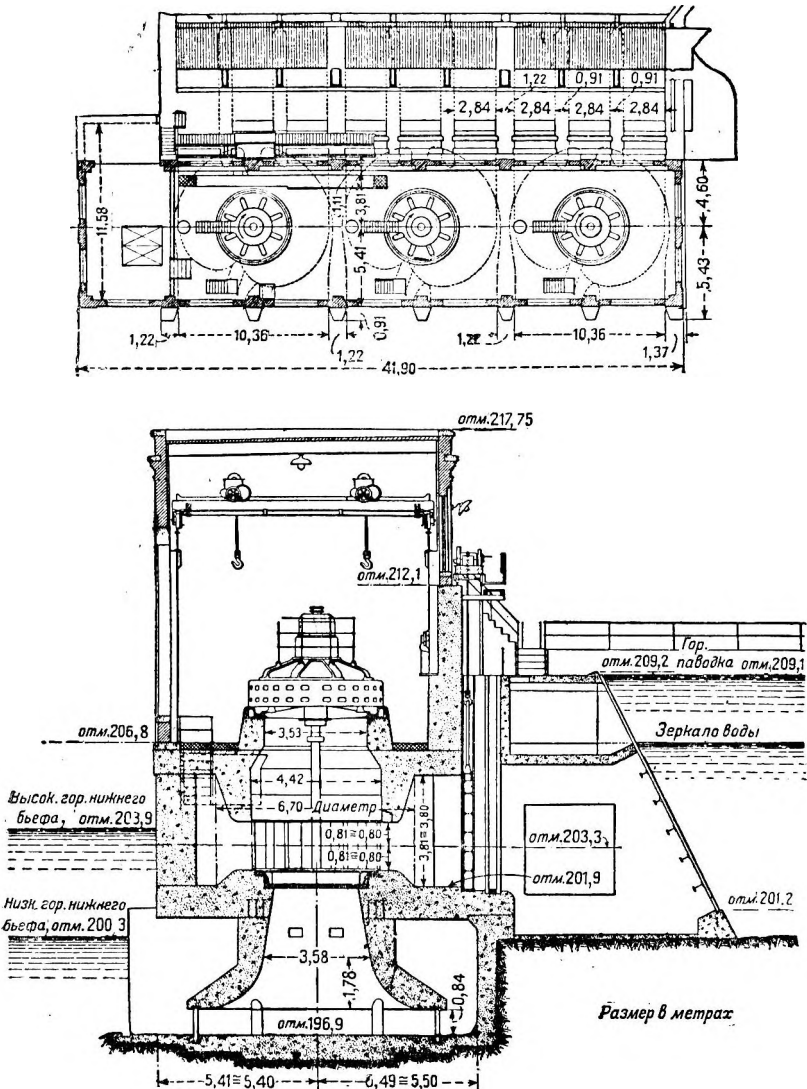
Часто рекомендуется расположение по фиг. 99, *D*, если топография местности благоприятна, в особенности, если хотят увеличить длину водосливной части плотины.

Расположение по фиг. 99, *E* часто встречается в местах, где река делает крутой изгиб. В таких случаях водоподводящее сооружение от водохранилища к силовому зданию нередко представляет собою тоннель, особенно, если местность гористая.

Если работает много агрегатов, то часто бывает необходимо прибегнуть к расположению по фиг. 99, *F*; но у него тот недостаток, что вода к защитным решеткам подходит под углом, что в несколько раз увеличивает потерю напора при той же средней скорости протекания через решетки.

Если два или несколько типов установок мало различаются с точки зрения экономических выгод готового сооружения, то всегда рекомендуется

Избирать тип, требующий наименьшей длины водоподводящих сооружений. При современных условиях эксплуатации непрерывность работы является наиболее существенным фактором, и в новых строительствах затрачиваются крупные суммы, чтобы по возможности обойтись без тех устройств, которые



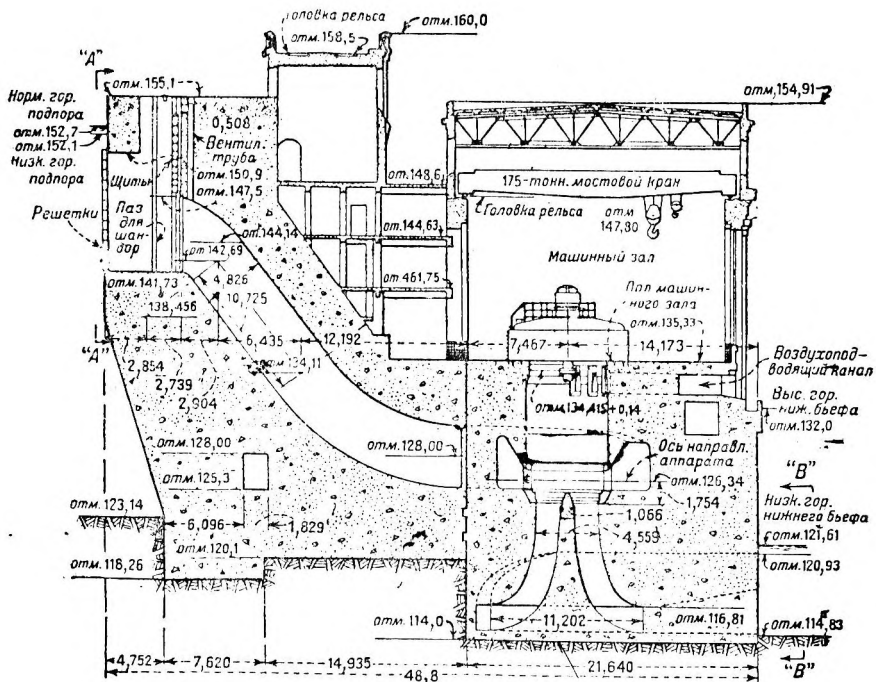
Фиг. 100. Гидроэлектростанция Геррингс на р. Блэк-Ривер, (вблизи Уотертауна, шт. Нью-Йорк, принадл. комп. „Northern New York Utilities“), 3 агрегата — 2280 л.с., каждый рассчитан на напор 5,95 м.

больше всего склонны к износу и требуют крупных издержек на содержание и ремонт и самого бдительного надзора.

Длинные каналы и лотки очень нежелательны в холодном климате в связи с льдообразованием. В § 176 подробно описаны серьезные наруше-

ния работы, вызываемые льдом. Но и во всех других климатах каналы требуют постоянного и бдительного надзора в виду заилиения, заболачивания берега, зарастания сорными травами, работы животных-землероев и потерь на фильтрацию.

Длинные трубопроводы вызывают меньше возражений, чем каналы, но часто являются причиной нарушения работы. За последние годы несколько трубопроводов потерпели аварию благодаря неправильному проекту. Течь и повреждение компенсаторов часто вызывают хлопоты и расходы; открыто



Фиг. 101. Установка Вильсона на р. Теннесси у Мосл Шолс (шт. Элебэма). Разрез по одному из 4-х агрегатов мощностью в 30400 л.с. Возможная мощность установки 500000 л.с.

уложенные стальные трубы в холодном климате покрываются изнутри слоем льда, который обламывается при наступлении оттепели и может забить турбину. Тоннели причиняют меньше всего хлопот, но это самый дорогой тип водоподводящего сооружения.

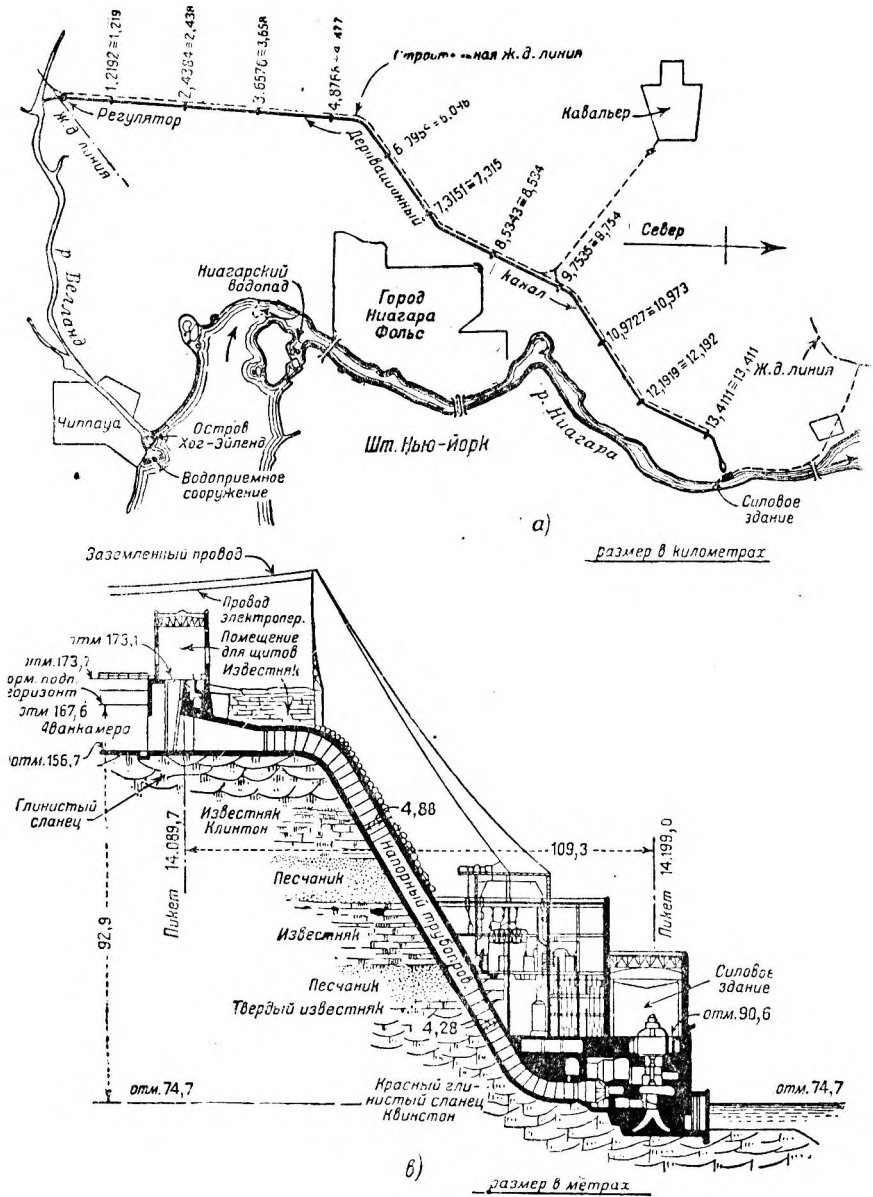
Трубы, ведущие к турбинам, должны быть возможно коротки во избежание чрезмерных гидравлических ударов и для наилучшего регулирования хода турбины при переменах нагрузки.

Очевидно, что прочная бетонная плотина, частью которой является силовое здание (фиг. 100 и 101), наилучшим образом устраняет дефекты, свойственные силовым установкам.

Всякое отступление от этого типа с точки зрения эксплуатации не желательно и не должно допускаться, если оно не сопряжено с большими экономическими выгодами.

Как подробнее было рассмотрено в § 39, для экономичной работы установки необходимо обычно водохранилище соответственной для суточного

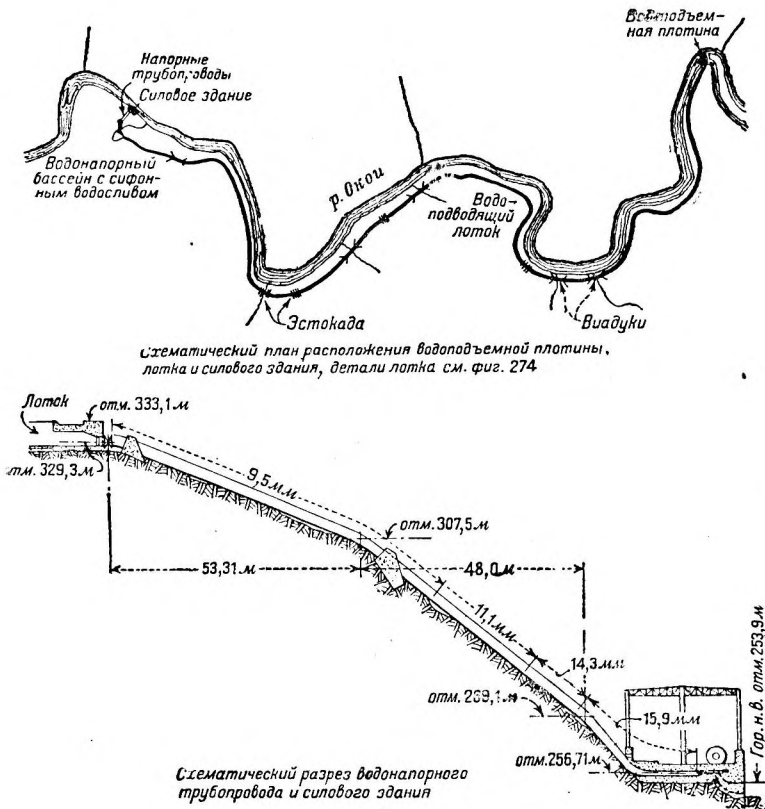
регулирования емкости, позволяющее регулировать расход применительно к требующейся нагрузке. Нередко приходилось отказываться от местоположе-



Фиг. 102. Подводящий водовод; в виде каната. Гидроэлектростанции Квинстон-Чиппауа на Ниагаре, (шт. Онтарио. 5 агрегатов по 50000 л.с. Намеченная будущая мощность установки 500000 л. с.

ния, пригодного во всех прочих отношениях, в силу невозможности обеспечить достаточную емкость водохранилища.

Необходимо очень внимательно изучить вопрос заиления, которое отрицательно сказывается на полезной работе водохранилищ суточного и длительного регулирования, так как сильное заиление нередко вызывало серьезные последствия, и до сих пор еще не найдено действенных средств для удаления ила в том объеме, который необходим, чтобы восстановить полез-



Фиг. 103. Гидроэлектростанция Окоп № 2 на р. Теннесси выше Парковилля (Теннесси, принадл. Комп. „Tennessee Power“). 3 агрегата по 10 137 л.с. рассчитанные на напор 76,2 м.

ный эффект водохранилищ. Если имеются места, пригодные для устройства водохранилищ длительного регулирования, то рекомендуется производить из доходов установки определенные отчисления в фонд постройки новых водохранилищ, чтобы компенсировать убыль водных запасов, вызванную заилением уже работающих.

Выбор типа сооружения и его местоположения требует особо углубленного исследования, когда возможен выбор между несколькими местоположениями и когда вопрос включает водохранилища длительного регулирования. Недостаток в первичной мощности, вызванный уменьшением расхода естественного водотока в период меженных вод, требует создания водохранилищ длительного регулирования для увеличения расхода или же постройки вспо-

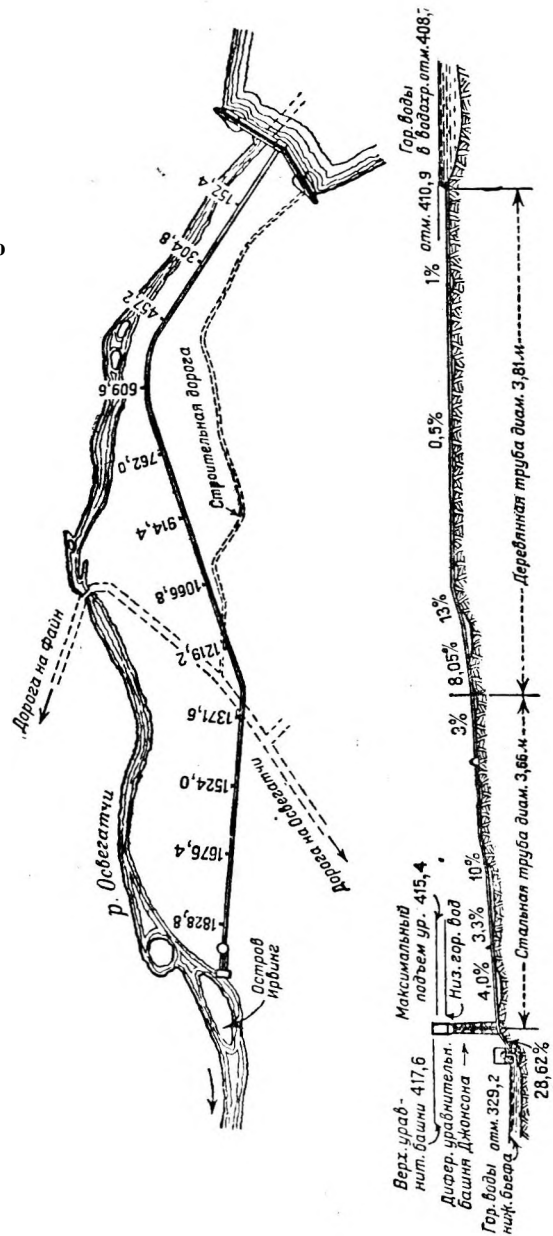
могательных паросиловых или иных энергетических установок для подачи недостающей энергии, как подробно разъяснено в § 45, 51 и 56. В этих параграфах указывалось также на осуществимость идеи высоконапорных установок с большими водохранилищами для длительного регулирования, работающими только в периоды межени для пополнения отдачи энергии незарегулированных рек с малым напором.

83. Количество

агрегатов. В главе VI мы коснулись факторов, от которых зависит мощность установки. Когда необходима мощность установлена, выдвигается на очередь вопрос о количестве агрегатов. С точки зрения издержек предпочтительнее несколько крупных агрегатов, нежели целый ряд мелких, так как издержки на 1 л. с. уменьшаются по мере укрупнения агрегата.

Необходимое количество единиц зависит от характера нагрузки и числа установок в системе. Установка, входящая в очень крупную сеть, может позволить себе работать только двумя и даже одним агрегатом, так как выход из строя одного агрегата в данном случае сопряжен с очень небольшим процентом временной потери общей суммы мощности, а в очень крупной системе обычно имеются запас-

ные источники генерации энергии, паросиловые и иные. Если же установка обслуживает какой-либо рынок одна, то она по вполне очевидным причинам не может рисковать работать одним единственным агрегатом.



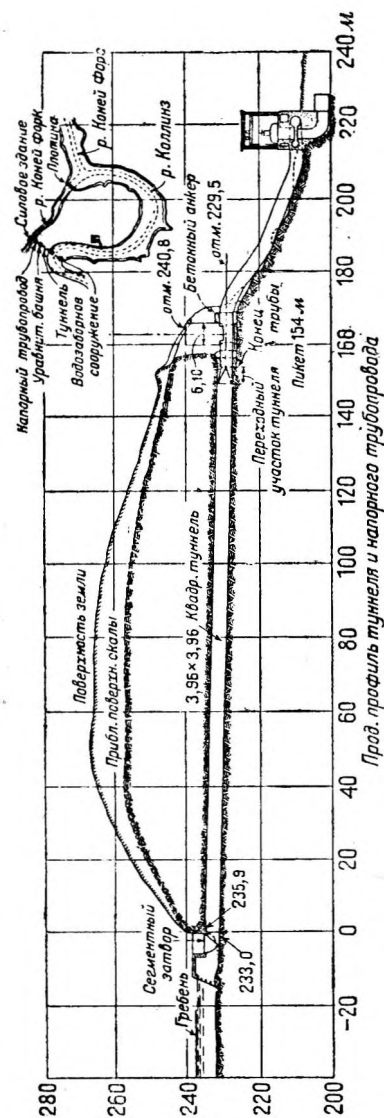
Фиг. 104. Установка Браунс Фолс, вл. Осветатчи, (шт. Нью-Йорк, принадл. Комп. „Northern N.-Y. Utilities“) 2 агрегата по 11 660 л.с. при напоре 79,55 м.

Такие установки, если они обслуживают важный район потребления и не могут рассчитывать на поддержку паросиловой установки, должны иметь запасный агрегат для аварийных случаев. Этот агрегат должен, конечно,

иметь ту же мощность, что и основной, т. е. нужно дублировать оборудование. Запасный агрегат для двухтурбинной установки увеличивает издержки на 50%, для трехтурбинной — на 33,3%. Следовательно, если требуется запасный агрегат, то полная установленная мощность убывает по мере увеличения числа агрегатов, но так как по мере увеличения числа агрегатов возрастают издержки на 1 л. с., то для каждого отдельного случая существует определенное наиболее экономичное число агрегатов.

Если установка обслуживает потребителя сезонной энергии, то часть оборудования будет бездействовать в периоды межени. В такие периоды имеется, следовательно, избыток установленной мощности, а в периоды высоких расходов выход из строя одного агрегата отражается только на подаче сезонной энергии; запасных агрегатов в таких случаях не требуется.

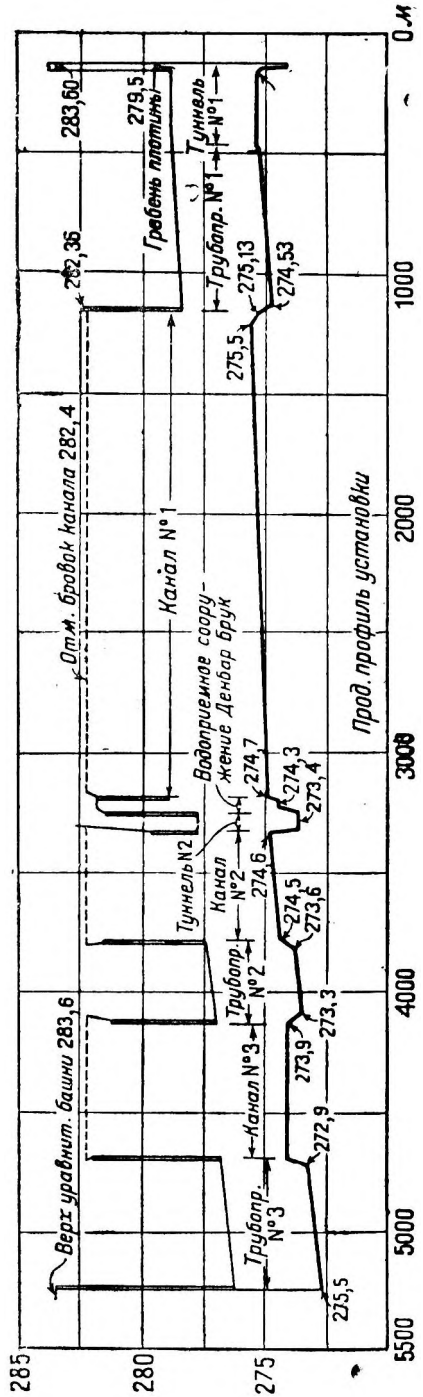
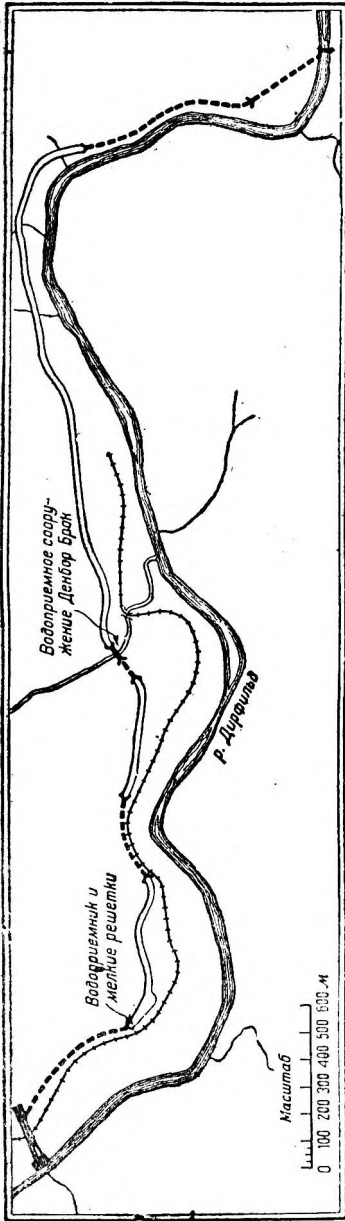
Другим фактором, с которым нужно считаться, устанавливая число агрегатов, является характер кривой спроса. Если по роду спроса однотурбинная установка должна длительно работать с выработкой, составляющей небольшой процент максимальной нагрузки, то средний к. п. д. установки очень низок. На фиг. 41 показаны сравнительные к. п. д. одно-двух- и трехтурбинной установок и в § 48 приведены пояснения этой фигуры. Из фиг. 41 можно усмотреть, что однотурбинная установка, работая в одиночку, имеет гораздо более низкий к. п. д. при



Фиг. 105. Установка Грейт Фолс, вбл. Грейт Фолс (Теннесси, принадл. Комп. „Tennessee Power“), 1 агрегат 13 080 л. с., напор 33,55 м.

слабой нагрузке чем двух-или трех-турбинная установка. Следовательно, средний к. п. д. при переменной нагрузке возрастает вместе с числом агрегатов.

Кривая А на фиг. 110 показывает количество воды, потребное для производства энергии при полной нагрузке согласно кривой фиг. 35, исходя из чистого напора 33,5 м и к. п. д., равного 100% (эта кривая точно соответствует форме кривой нагрузки).

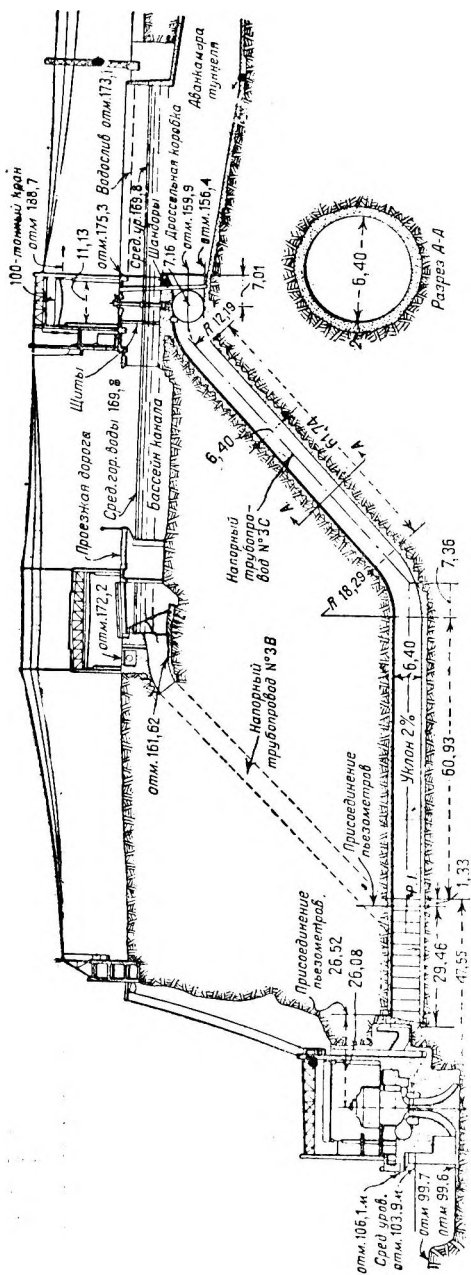


Фиг. 106. Установка Гусек № 5 (принадл. Комп. „New England Power“) на р. Дирфильд, Массачусетс, три агрегата до 7 600 л.с.

Кривые В, С, D и E (фиг. 110) показывают количество воды, потребное при полной нагрузке при бесконечно большом количестве агрегатов и при трех, двух и одном агрегате, причем к. п. д. заимствованы из фиг. 41. Эта фигура ясно характеризует непроизводительную трату воды при малых нагрузках. Она выявляет также, что для данной типичной кривой нагрузки увеличение количества агрегатов сверх двух дает очень небольшую выгоду. Это еще яснее усматривается из следующей таблички:

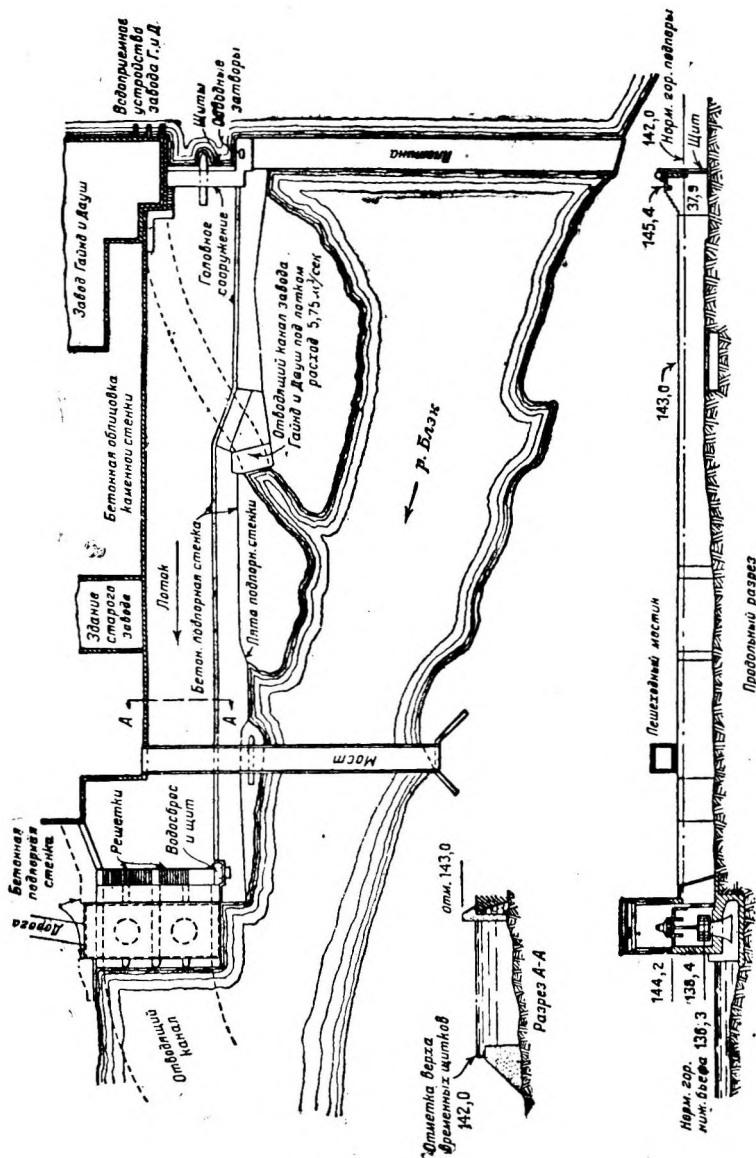
Количество агрегатов	Необходимый средний расход, м ³ /сек	Относительный средний необходимый расход %
1	30,7	113,7
2	28,0	103,5
3	27,7	102,5
Неограниченное	27,0	100

Из этой таблицы усматривается, что для данной кривой нагрузки на один агрегат требуется на 10,2% больше воды, чем на два агрегата, но что на два агрегата воды требуется только на 1,0% больше, чем на три агрегата. С точки зрения инженера, никаких пределов для размеров агрегата не существует, но нормы фабричного изготовления, транспортировки и погрузки создают для максимальной мощности агрегата некоторые пределы, и это обстоятельство определяет количество агрегатов для установок большого масштаба. Если данная установка входит в крупную систему и имеется водохранилище для суточного регулирования, то влияние кривой нагрузки не является доминирующим фактором, так как все установки системы можно заставить работать с наилучшим к. п. д. независимо от числа



Фиг. 107. Поперечный разрез обрыва, показывающий взаимное расположение напорного трубопровода, водоприемных устройств и силового здания станции № 3 (принял, комп. Niagara Falls Power).

агрегатов, распределяя нагрузку между отдельными установками и приостанавливая те установки, которые при данной нагрузке не могут работать с максимальным к. п. д.

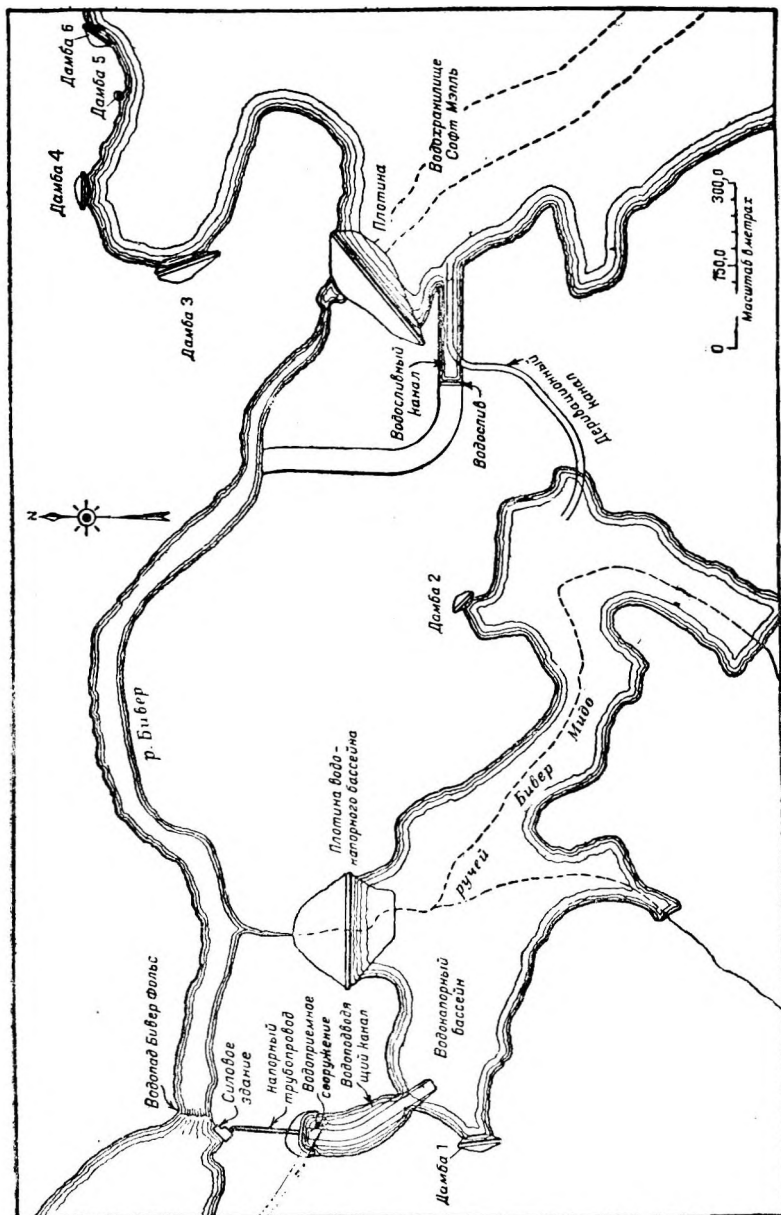


Фиг. 108 Установка Сюэлысь Айленд (принадл. Комп. „New-York Utilities“), 2 агрегата, каждый по 1266 л.с.

84. Консультация со специалистами по эксплуатации. Эксплуатационный отдел предприятия должен являться постоянным консультантом во всех стадиях разработки проекта и постройки установки. Это существенно по целому ряду причин, из которых главнейшие следующие:

а) Необходима информация о стандартных деталях других установок данного предприятия, которые влияют на практику эксплуатации. Такие детали должны быть по возможности однородны во всех установках

b) Необходимо извлечь возможную пользу из опыта Отдела эксплуатации, почерпнутого из эксплуатации сходных установок на той же реке или территории.



Фиг. 109. Установка Софт Молль, вбл. Крогэн (шт. Нью-Йорк, принадл. Комп. Northern N.-Y. Utilities), 2 агрегата по 10 640 л.с., напор 37,05 м.

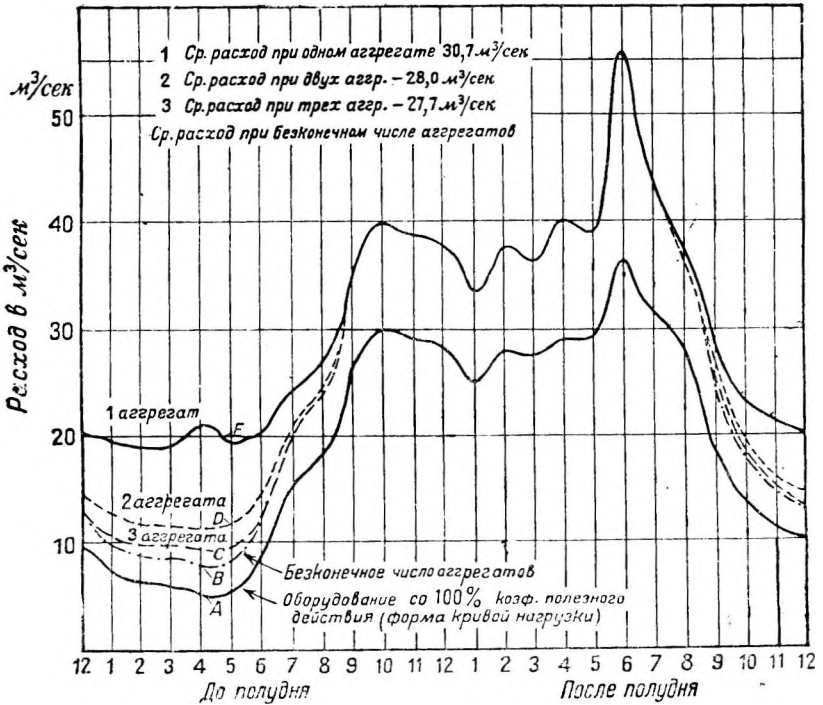
c) Необходимо установить основные требования всей системы в целом.

d) Наилучше осведомленный инженер-проектировщик всегда извлечет пользу из советов опытного специалиста по эксплуатации, если даже последний не техник.

е) Отдел Эксплуатации имеет законное право голоса при выборе машин и деталей оборудования установки, которую он будет эксплуатировать.

ф) Необходимо заранее наладить хорошие отношения с Отделом эксплуатации.

Люди, незнакомые с деталями дела, оценивают установку в зависимости от преобладания критических или похвальных отзывов и нельзя, конечно, предполагать, что работники эксплуатации будут выгодно аттестовать установку, если при проектировании их мнением не поинтересовались.



Фиг. 110.

85. Скорость и потери напора на трение. Знакомясь с рядом современных установок, мы обнаруживаем очень небольшую связь между типом установки, достигнутым напором, и допускаемыми потерями на трение. Взгляды проектировщиков и местные условия различаются так сильно, что почти невозможно дать в этом направлении какие-либо практические указания, и каждую проблему приходится разрешать индивидуально, руководясь теорией экономического проектирования, развитой в § 87. Можно, впрочем, сказать, что при прочих равных условиях:

а) Потери на трение при полном напоре, а следовательно и скорости в водоподводящей системе, возрастают с увеличением напора. Потери на трение при полной нагрузке вообще колеблются между 5 и 10% напора брутто и в среднем составляют 6%. Очевидно, что в случаях, когда полная или почти полная нагрузка требуется на очень непродолжительное время

в течение суток, можно, экономически оправданно допускать более значительные потери, нежели при длительной полной нагрузке.

б) Потери напора в решетках вообще не влияют на выбор скорости протекания через решетки при полной нагрузке, так как эта скорость обычно ограничена тем пределом, при котором можно удобно чистить решетки. При механической чистке решеток допустимы более высокие скорости, нежели при обслуживаемых вручную. Обычно скорость течения через площадь брутто¹ решеток при полной нагрузке колеблется между 0,53 — 0,61 м/сек, хотя допускались и более высокие и более низкие скорости.

с) Скорость у затворов водоприемников при полной нагрузке колеблется между 0,76 и 2,44 м/сек при средней величине 1,22 — 1,53 м/сек.

д) Скорости в подводящих водоводах при полной нагрузке обычно уменьшают по мере увеличения длины, не только во избежание чрезмерных потерь на трение, но и для уменьшения колебаний воды в уравнильной башне или в напорном бассейне. Эти скорости, естественно, колеблются в очень широких пределах, составляющих для трубопроводов, лотков и тоннелей от 1,53 до 4,6 м/сек. Общих указаний о скоростях в каналах дать нельзя, так как выбор ее зависит от слишком многих условий (см. главу XVIII).

е) Скорости при полной нагрузке в напорных трубопроводах низко-и средненапорных установок зависят не только от экономических соображений, но и от возможности гидравлического удара и регулирования скорости турбины. Очень высоконапорные установки обычно оборудованы автоматическими водовыпусками-регуляторами давления во избежание мгновенной остановки течения при закрытии направляющего аппарата турбины, и поэтому определенного предела скорости за исключением продиктованной экономичностью проекта для них не существует. Скорости в напорных трубопроводах редко бывают ниже 1,83 м/сек, но применялись скорости и до 6,1 м/сек. Средняя скорость для средненапорных установок равна примерно 2,44 м/сек.

ф) Общепринятая скорость при полной нагрузке при выходе из всасывающей трубы и в коротких отводящих каналах быстро возрастает с увеличением напора и колеблется обычно между 0,9 м/сек для очень низких напоров и 2,44 м/сек для высоких напоров.

86. Кривые обеспеченности.² Вероятная повторяемость будущих явлений, основанная на учете прошлых, может быть оценена согласно теории вероятности. В вопросах гидроэнергетики такие расчеты особенно ценны в смысле установления вероятной частоты следующих явлений:

- а) паводков,
- б) малых расходов реки,
- в) спуска водохранилищ длительного регулирования,
- г) низких годовичных осадков,
- д) высоких годовичных осадков.

Ниже мы в качестве примера приводим расчет вероятной частоты паводков на р. Теннесси у Чаттануги (Теннесси), произведенный согласно теории вероятности. Этот метод применим и ко всяким другим проблемам сходного характера. Наблюдения расходов в р. Теннесси покрывают период в 41 год,

¹ Под площадью брутто подразумевается полная вертикальная площадь решеток, включая площадь самих решеток и опор, но не считая площади, занятой бетонными стенками.

² По данному вопросу имеется интересная работа инж. Соколовского: Применение кривых распределения и установления вероятных колебаний годовичного стока (Ленинград 1930), дающая понятие о методе Пирсона. *Ред.*

Таблица 26

Данные для построения кривой обеспеченности расходов р. Теннесси

Q максимальный рас- ход, м ³ /сек	Число слу- чаев гр. 1	Накопленное чи- сло случаев дости- жения или превы- шения расходов гр. 1	Вычисленный про- цент P вероятно- сти будущих расхо- дов, равных или превышающих Q
1	2	3	4
2 830	14	179	99,7
2 970	16	165	92,0
3 110	5	149	83,0
3 250	12	144	80,2
3 400	5	132	73,5
3 540	6	127	70,6
3 680	12	121	67,3
3 820	10	109	60,6
3 960	12	99	55,0
4 100	10	87	48,3
4 250	3	77	42,7
4 390	5	74	41,0
4 530	7	69	38,2
4 670	3	62	34,4
4 810	4	59	32,7
4 950	3	55	30,4
5 100	3	52	28,8
5 240	2	49	27,1
5 380	7	47	26,0
5 520	3	40	22,1
5 660	7	37	20,4
5 800	0	30	—
5 950	1	30	16,5
6 090	4	29	15,9
6 230	2	25	13,7
6 370	3	23	12,6
6 510	1	20	10,9
6 650	0	19	—
6 800	1	19	10,3
6 940	0	18	—
7 080	8	18	9,8
7 220	1	10	5,3
7 360	0	9	—
7 500	3	9	4,8
7 650	1	6	3,1
7 790	0	5	—
7 930	2	5	2,0
8 070	0	3	—
8 640	1	3	1,4
8 780	0	2	—
9 770	1	2	0,81
9 910	0	1	—
10 190	1	1	0,28
10 330	0	0	—
	179		

начиная с 1875 по 1913 г. (включительно), затем 1916 и 1917 гг. Все расходы, превышающие $2\ 830\ \text{м}^3/\text{сек}$, наблюдавшиеся за указанный период, занесены в гр. 2 табл. 26, которая показывает повторяемость расходов с величиной, лежащей между соответствующим расходом в гр. 1 и следующим за ним по порядку горизонтальных строк. В данном случае за период наблюдений наблюдалось семь расходов величиной между $5\ 660$ и $5\ 810\ \text{м}^3/\text{сек}$.

В гр. 3 приведены накопленные повторяемости, т. е. суммы величин, приведенных в гр. 2. Эти величины указывают, сколько раз за период наблюдений данный расход был достигнут или превзойден. В данном случае расход, равный или больший $5\ 660\ \text{м}^3/\text{сек}$, наблюдался 37 раз.

Согласно теории вероятности ¹ вероятный процент будущих расходов, равных или превышающих некоторый наблюденный расход Q , определяется формулой:

$$P = \frac{100 \cdot (n - 0,5)}{m}, \quad (70)$$

где P — вероятный процент будущих расходов, равных или превышающих данный расход Q , выраженный в процентах,
 n — число, выражающее, сколько раз данный расход был достигнут или превышен за период наблюдений,
 m — общее число расходов, зарегистрированных за период наблюдения, в данном случае 179.

Эта формула² дает значения P в гр. 4² указывающие, что, например, 20,4% всех будущих расходов, превышающих $2\ 830\ \text{м}^3/\text{сек}$, будет равняться или превышать $5\ 660\ \text{м}^3/\text{сек}$.

Величины расходов в гр. 1 наносятся в виде ординат, а проценты из гр. 4 — в виде абсцисс на сетке вероятностей, изображенной на фиг. 111³.

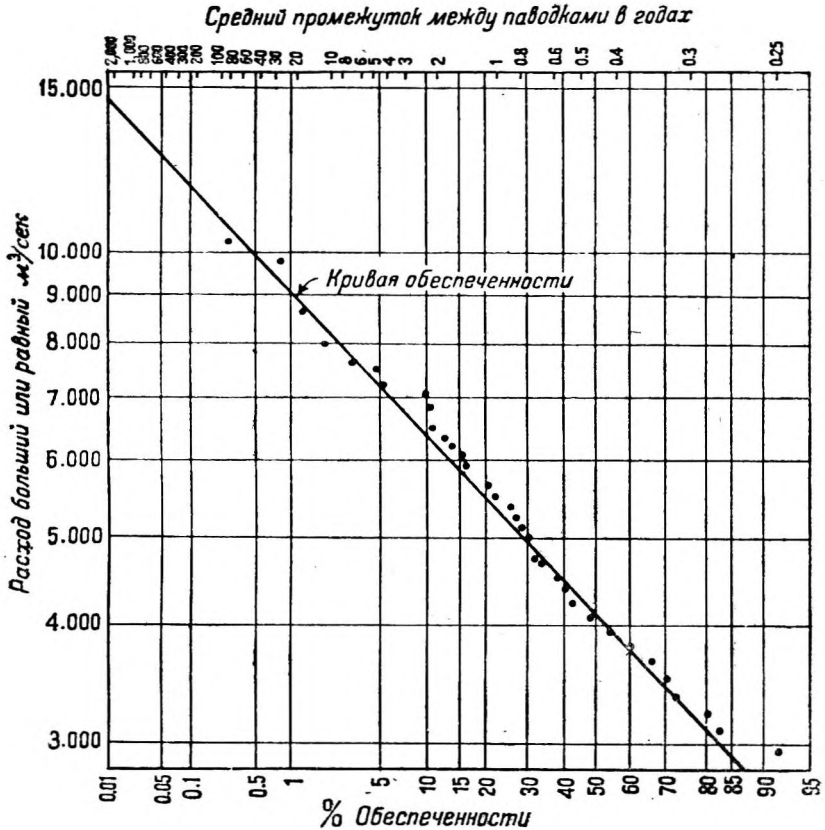
Нередко бывает желательно определить вероятный процент расходов, превышающих все фактически наблюденные. Для этого следует экстраполи-

¹ Правильнее — согласно теории массовых явлений, как ее дал Френсис Гельтон. В свете теории Пирсона это выражение не может быть обосновано. В качестве некоторого приближения оно допустимо. *Ред.*

² В этой таблице, когда границы классов, на которые разбит ряд, вообще говоря, не обязаны совпадать с наблюденными величинами расходов и не совпадают с ними фактически, безусловно правильнее применять вместо формулы (70) обычную формулу теории вероятности $p = 100 \frac{n}{m}$, где n — число расходов, превышающих некоторую величину Q , являющуюся границей класса, m — общее число расходов. *Ред.*

³ Сетка вероятностей была впервые предложена Хазеном в 1913 г. (см. „Trans. Аш. Soc.“ С. Е., 1914, стр. 1539. Расстояния между вертикальными линиями были вычислены Хазеном по цифрам, заимствованным им из таблиц интеграла распределения Лапласа-Гаусса и расположены так, что линия, изображающая кривую распределения Лапласа-Гаусса, является прямой линией. Если цифры какого-либо ряда строго соответствуют нормальному закону распределения, то кривая накопленных повторяемостей с арифметическими ординатами изобразится прямой линией. По нормальному закону распределения вероятностей выше средней, столько же, сколько и ниже средней, но в большинстве случаев гидроэнергетической практики это не оправдывается; так, например, нижний предел в проблеме расходов р. Теннесси равен $2\ 830\ \text{м}^3/\text{сек}$, а верхний равен бесконечности. Клетчатка вероятности изготовляется в Codex Book Co of New-York Cite и имеется в продаже как с логарифмическими, так и с арифметическими ординатами. Можно пользоваться теми и другими ординатами, смотря по тому, какие дают наилучшую кривую для экстраполяции.

ровать линию, проходящую через все нанесенные точки. Эта линия может иметь иногда небольшую кривизну, что приводит к возможности больших погрешностей при экстраполяции. Из фиг. 111 усматривается, что только 0,1% будущих расходов будет равной или превосходить 11 720 м³/сек. Иногда, в особенности, когда период наблюдений непродолжителен или кривая обеспеченностей искривлена, трудно экстраполировать кривую для рас-



Фиг.111. Кривая обеспеченностей паводков р. Теннесси у Чаттануги, шт. Теннесси.

ходов, превышающих наблюдаемые, и для определения кривой обеспеченности можно прибегнуть к методу Фостера. Фостер вывел математический метод для построения кривой вероятности непосредственно по основным данным ¹⁾. Мы применим этот метод для рассматриваемого нами случая; он одинаков и для всех прочих случаев.

В табл. 27 гр. 1 и 2 идентичны с гр. 1 и 2 табл. 26. Прежде всего нужно найти средний расход. Так как общий итог всех расходов в гр. 3

¹⁾ Базируясь на работах Пирсона, Фостер дал лишь таблицу интегралов кривой распределения Пирсона III типа.

Расчет кривой вероятности расходов р. Теннесси (первый ряд выкладок)

Q, месяц- малый расход	Число случаев	Суммы рас- ходов	Расход в долях среднего расхода	Отклонение от среднего расхода \bar{V}		V ²	$\sum V^2$	V ³		$\sum V^3$	
				+	-			+	-		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
28300	14	39620	0,638	-	0,362	0,1310	1,835	-	0,0475	-	0,6650
2970	16	47570	0,671	-	0,329	0,1082	1,732	-	0,0353	-	0,5650
3110	5	15570	0,703	-	0,297	0,0888	0,444	-	0,0265	-	0,1325
3250	12	39080	0,735	-	0,265	0,0702	0,842	-	0,0186	-	0,2232
3400	5	16990	0,767	-	0,233	0,0542	0,271	-	0,0126	-	0,0630
3540	6	21240	0,799	-	0,201	0,0402	0,241	-	0,0081	-	0,0487
3680	12	44180	0,831	-	0,169	0,0275	0,330	-	0,0048	-	0,0576
3820	10	38230	0,863	-	0,137	0,0187	0,187	-	0,0026	-	0,0257
3960	12	47570	0,895	-	0,105	0,0110	0,132	-	0,0012	-	0,0139
4100	10	41020	0,927	-	0,073	0,0052	0,052	-	0,0004	-	0,0039
4250	3	12740	0,959	-	0,041	0,0016	0,005	-	0,0001	-	0,0002
4390	5	21940	0,991	-	0,009	0,0001	0,000	-	0,0000	-	0,0000
4530	7	31720	1,022	0,022	-	0,0005	0,003	0,0000	-	0,0000	-
4670	3	14010	1,054	0,054	-	0,0029	0,009	0,0002	-	0,0006	-
4810	4	19250	1,087	0,087	-	0,0076	0,030	0,0007	-	0,0028	-
4950	3	14860	1,118	1,118	-	0,0139	0,042	0,0016	-	0,0048	-
5100	3	15290	1,150	1,150	-	0,0225	0,067	0,0035	-	0,0105	-
5240	2	10480	1,182	1,182	-	0,0331	0,066	0,0060	-	0,0120	-
5380	7	32630	1,214	1,214	-	0,0458	0,321	0,0097	-	0,0679	-

5 520	3	16 560	1,246	1,246	—	0,0604	0,181	0,0147	0,0441	—
5 660	7	39 600	1,278	1,278	—	0,0772	0,540	0,0215	0,1105	—
5 800	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
5 950	1	5 950	1,342	1,342	—	0,117	0,117	0,4000	0,0400	—
6 090	4	24 350	1,374	1,374	—	0,140	0,559	0,0523	0,2092	—
6 230	2	12 460	1,406	0,406	—	0,165	0,329	0,0670	0,1340	—
6 370	3	19 110	1,438	0,438	—	0,192	0,575	0,0841	0,2523	—
6 510	1	6 510	1,470	0,470	—	0,221	0,221	0,1038	0,1038	—
6 650	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
6 800	1	6 800	1,533	0,533	—	0,284	0,284	0,1512	0,1512	—
6 940	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
7 080	8	56 640	1,597	0,597	—	0,356	2,848	0,2125	1,7000	—
7 220	1	7 220	1,630	0,635	—	0,397	0,397	0,2100	0,2500	—
7 360	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
7 500	3	22 500	1,692	0,692	—	0,478	1,434	0,3310	0,9930	—
7 650	1	7 650	1,725	0,725	—	0,525	0,525	0,3810	0,3810	—
7 790	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
7 930	2	15 860	1,769	0,769	—	0,592	1,184	0,4540	0,9080	—
8 070	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
8 640	1	8 640	1,948	0,948	—	0,897	0,897	0,8520	0,8520	—
8 780	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
9 770	1	9 770	2,204	1,204	—	1,450	1,450	1,7430	1,7430	—
9 910	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
10 190	1	10 190	2,300	1,300	—	1,690	1,690	2,2000	2,2000	—
10 330	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
	179	793 790				+ 19 840			+ 10,2107	- 1,7987

Отклонения стока в долях коэффициента вариации или в долях рассеяния (цифры таблицы следует помножить на коэффициент вариации и прибавить или вычитать из среднего)

Коэффициент несимметрии	Превышение средней величины, в %	Отклонения от средней величины в долях коэффициента вариации в функции процентов обеспеченности														
		0,1	1,0	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95	99	99,9
0,0	50,0	+3,09	+2,33	+1,64	+1,28	+0,84	+0,52	+0,25	0,00	-0,25	-0,52	-0,84	-1,28	-1,64	-2,33	-3,09
0,2	48,7	3,38	2,48	1,69	1,30	0,83	0,51	0,22	-0,03	-0,28	0,55	0,85	1,25	1,58	2,18	2,81
0,4	47,3	3,67	2,62	1,74	1,32	0,82	0,48	0,19	0,06	0,31	0,57	0,85	1,22	1,51	2,03	2,54
0,6	46,0	3,96	2,77	1,79	1,33	0,80	0,45	0,15	0,09	0,34	0,58	0,86	1,19	1,45	1,88	2,28
0,8	44,7	4,25	2,90	1,83	1,34	0,78	0,42	0,12	0,13	0,37	0,60	0,86	1,16	1,38	1,74	2,03
1,0	43,3	4,54	3,03	1,87	1,34	0,76	0,38	0,08	0,16	0,40	0,61	0,86	1,12	1,31	1,59	1,80
1,2	42,0	4,82	3,15	1,90	1,35	0,74	0,35	0,05	0,19	0,42	0,62	0,85	1,08	1,25	1,45	1,59
1,4	40,7	5,11	3,28	1,93	1,34	0,71	0,32	+0,02	0,22	0,44	0,63	0,84	1,05	1,18	1,32	1,40
1,6	39,4	5,39	3,40	1,96	1,33	0,68	0,28	-0,01	0,25	0,46	0,64	0,82	1,00	1,11	1,19	1,24
1,8	38,1	5,66	3,50	1,98	1,32	0,64	0,24	0,05	0,28	0,45	0,64	0,80	0,95	1,03	1,08	1,11
2,0	36,8	5,91	3,60	2,00	1,30	0,61	0,20	0,08	0,31	0,49	0,64	0,78	0,89	0,95	0,99	1,00
2,2	35,5	6,20	3,70	2,01	1,28	0,58	0,17	0,11	0,33	0,49	0,63	0,75	0,84	0,89	0,90	0,91
2,4	34,3	6,47	3,78	2,01	1,25	0,54	0,13	0,14	0,35	0,50	0,62	0,71	0,79	0,82	0,83	0,83
2,6	33,0	6,73	3,87	2,01	1,23	0,51	0,10	0,17	0,37	0,50	0,60	0,68	0,74	0,76	0,77	0,77
2,8	31,9	6,99	3,95	2,02	1,20	0,47	0,06	0,20	0,38	0,50	0,59	0,65	0,70	0,71	0,71	0,71
3,0	30,8	+7,25	+4,02	+2,02	+1,18	+0,42	+0,03	-0,23	-0,40	-0,50	-0,57	-0,62	-0,65	-0,66	-0,67	-0,67

(произведение столбцов 1 и 2) равен 793 790¹, а общая цифра расходов гр. 2 равна 179, то

$$\text{средний расход} = \frac{793\,790}{179} = 4\,434 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

В гр. 4 показан расход, отнесенный к среднему расходу. Цифра определена следующим образом:

$$\text{цифра гр. 4} = \frac{\text{соответствующая цифра гр. 1}}{4\,434}.$$

В гр. 5 и 6 даны величины V , т. е. отклонения от среднего расхода; они равны соответствующим гр. 4, минус единица. В гр. 7 даны вторые степени соответствующих цифр гр. 5 и 6, т. е. значения V^2 ; гр. 8 дает сумму гр. 7, равную произведению соответствующих цифр гр. 2 и 7. В гр. 9 и 10 приведены третьи степени соответствующих цифр гр. 5 и 6, т. е. V^3 ; в гр. 11 и 12 — сумма гр. 9 и 10, равные цифрам гр. 2, помноженным на цифры гр. 9 и 10.

Таким образом:

$$\Sigma V^3 = 10,2107 - 1,7987 = 8,412;$$

$$\Sigma V^2 = 19 \cdot 84;$$

$$m = \text{число случаев (гр. 2)} = 179.$$

$$\text{Коэффициент вариации}^2 cv = \sqrt{\frac{\Sigma V^2}{m-1}} = \sqrt{\frac{19,84}{179-1}} = 0,334.$$

$$\text{Коэффициент несимметрии}^2 cs = \frac{\Sigma V^3}{(m-1)(cv)^3} = \frac{8,412}{(179-1)(0,334)^3} = 1,268.$$

Когда коэффициенты вариации и несимметрии определены, мы находим величину отклонения в функции продолжительности или обеспеченности (по таблице Фостера) табл. 28 в зависимости от коэффициентов вариации и несимметрии. В табл. 29 приведен пример использования таблицы Фостера для нашего случая.

Цифры табл. 29 нанесены графически на фиг. III, и получившаяся кривая продлена до края чертежа. В данном случае она имеет почти прямолинейную форму, но иногда она определенно криволинейна.

Мы не утверждаем, что математический расчет по Фостеру, ранее нами разъясненный, дает точные результаты, тем более, что, как и при других методах, приходится базироваться на ограниченных данных. Поэтому реко-

¹ Исчисление суммы всех расходов сделано неверно. Правильнее было бы брать произведение величин гр. 2 на полусумму величин из гр. 1, стоящих в той же строке и в следующей снизу, тогда первое число гр. 3 было не $14 \cdot 283 = 39\,620$

а $14 \cdot \frac{2\,830 + 2\,970}{2} = 40\,600$. Соответственно среднее получится равным $4\,504 \text{ м}^3/\text{сек}$ вместо $4\,434 \text{ м}^3/\text{сек}$. Также вычисляя величину расхода в долях среднего, правильнее брать полусумму соответствующих величин гр. 1, т. е. середину классового интервала в который попадает данное число расходов, показанных в гр. 2 *Ред.*

² Фостер утверждает, что в отношении расходов коэффициент вариации можно с достаточной точностью определять по наблюдениям непродолжительного периода, но что для коэффициента несимметрии требуется продолжительный период регистрации. Он утверждает далее, что коэффициент несимметрии ни в коем случае не может быть меньше двойного коэффициента отклонения. Это обстоятельство выяснилось на основе наблюдений над целым рядом рек. (Требование $cs > 2cv$ необоснованно и базируется на неправильном понимании значения кривых распределения. Случаи, когда $cs = 0$ и $cs < 2cv$, вполне возможны и имеют вполне реальную интерпретацию. *Ред.*

Таблица 29

(Вычисление кривой вероятности для р. Теннесси; вторая стадия расчета)

Процент времени	0,1	1	5	20	40	80	95	99,9
Отклонение ¹ в выражениях из табл. 28	+ 4,92	+3,20	+1,91	+ 0,73	+0,04	-0,85	-1,22	- 1,51
Отклонение ² для $cv = 0,334$ Расход в выражениях ³	+ 1,645	+ 1,070	+0,637	+0,244	+0,0131	-0,284	-0,408	-0,505
среднего расхода	2,645	2,070	1,637	1,244	1,0134	0,716	0,592	0,495
Расход ⁴	11 720	9 170	7 250	5 520	4 480	3 170	2 625	2 194

мендуется сделать расчет по табл. 27 и нанести полученные точки на диаграмму формы фиг. 111 для всех случаев, пользуясь методом Фостера как пособием при определении действительной кривой вероятности. Это дает взаимную проверку. Для определения частоты будущих расходов обозначим число лет наблюдения через y . В таком случае средняя частота паводков за весь период будет:

$$f = \frac{m}{y} \text{ паводков за год.}$$

Поэтому за период Y лет будет наблюдаться:

$$N = fY = \frac{mY}{y} \text{ паводков;}$$

если p — процентов этих паводков достигают или превышают данный расход Q , как указано в гр. 4 табл. 26, то число паводков, равных или превышающих Q за период Y , равно:

$$N' = pN = \frac{mpY}{100y} \text{ паводков,}$$

и средний промежуток (в годах) между паводками, равными или превышающими Q , равен:

$$I = \frac{Y}{N'} = \frac{100y}{mp}.$$

В нашем примере:

$$I = \frac{100 \cdot 41}{179p} = \frac{22,9}{p}.$$

С помощью этого уравнения верхняя шкала частоты расходов на фиг. 111 вычислена по нижней шкале процентов. Теперь мы можем определить вероятную частоту будущих расходов по фиг. 111, которая показывает, что расход, равный или превышающий $5\ 330 \text{ м}^3/\text{сек}$, может ожидаться один раз в год, что расход, равный или превышающий $10\ 750 \text{ м}^3/\text{сек}$, может ожидаться один раз в 100 лет, а расход, равный $14\ 200 \text{ м}^3/\text{сек}$ — один раз в 2 000 лет.

Чем больше паводков в течение периода наблюдений, тем теснее лягут нанесенные точки и тем больше точность вычерченной кривой обеспеченности. Нужно заметить, что весьма часто крайние нанесенные точки менее

¹ Получено интерполяцией между коэффициентом несимметрии 1,2 и 1,4 для выведенного коэффициента 1,268.

² Произведение от умножения 0,334 на цифру вышележащей строки.

³ Единица плюс цифра вышележащей строки.

⁴ Произведение от умножения 4 425 на цифру вышележащей строки.

показательны для конфигурации кривой обеспеченности. Это объясняется тем, что гораздо чаще наблюдаются расходы средней величины.

Кривой обеспеченности следует пользоваться с большой осторожностью, в особенности, если число зарегистрированных расходов невелико. Частота и величина расходов за сравнительно короткий период могут относиться к многоводному или маловодному циклу и поэтому не показательны для средних условий. При изучении климатологических явлений желательно располагать наблюдениями не меньше чем за 25 — 30 лет, если хотят достигнуть хороших результатов (см. табл. 26); но во всяком случае гораздо рациональнее пользоваться наблюдениями даже за более короткие периоды, нежели просто умножать наиболее часто встречающуюся цифру прежних наблюдений на коэффициент безопасности 1,5—2,0, как это часто делалось. Если учитывать только доминирующее явление в целом ряде явлений, игнорируя периодическую повторяемость более редких явлений, то результат получится чисто случайный, в зависимости от того, какое явление было доминирующим. Если же исследовать все явления данного ряда с помощью кривой обеспеченности, то частота более редких явлений становится одним из учитываемых факторов проблемы и вероятная частота будущих явлений определится с гораздо большей точностью.

Расчеты, выполненные с помощью кривых обеспеченности с целью определить вероятную частоту экстраординарных явлений, должны подтверждаться выводами, основанными на данных, почерпнутых из всяких других источников.

Всегда следует помнить, что мы в таких случаях оперируем с предположениями и что результат наших исследований может дать только среднее представление о явлениях будущего. Так, например, расход, который в среднем был превышен за известное число лет только один раз, может повториться за этот период несколько раз.

87. Теория экономического проектирования.¹ Для исследования вопроса об экономическом проектировании подразделим сооружения, входящие в состав гидроэлектростанции, на две категории:

1) Сооружения, выполняющие фиксированные задачи и не влияющие существенно на выработку энергии всей установкой в целом. В эту категорию входят такие статьи, как верхнее строение, шоссе, дороги, плотины фиксированной высоты и т. п. Наиболее экономический проект сооружений этого рода — тот, который требует для выполнения данной задачи минимума годовых процентов на капитал, амортизационных отчислений и эксплуатационных издержек. Законы экономического проектирования не отличаются от тех, которые установлены для строительства вообще, и мы их здесь касаться не будем.

2) Сооружения, работа которых влияет не только на эксплуатационные расходы, процент на капитал и амортизационные отчисления, но и на производство энергии установкой, а, стало быть, и на годовую прибыль. В эту категорию входят: трубопроводы, диаметр которых влияет на потери энергии на трение, плотины переменной высоты, высота которых отражает на напоре, используемом для выработки энергии, каналы, линии передач и т. п. Эти сооружения, требующие специального расчета и особого экономического анализа, послужат темой нашего рассмотрения.

¹ Сведения этого раздела относящиеся к условиям капиталистической формы хозяйства С.-А. С. Ш. и являющиеся условиями лишь максимальной частно-предпринимательской выгоды (без учета народно-хозяйственной эффективности предприятия) не должны механически применяться в наших условиях. (Прим. ред.)

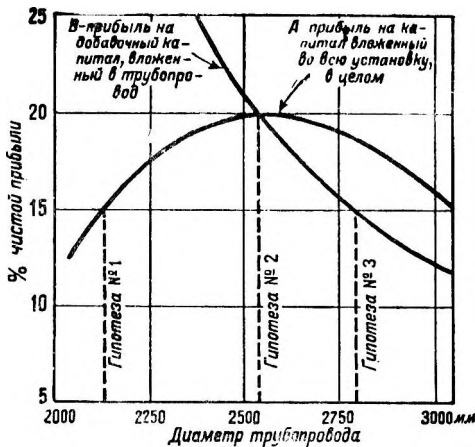
Приводимая ниже теория экономического проектирования строится на предположении, что часть энергии, неизбежно теряющейся в данном сооружении, может быть сохранена при условии повышения издержек. Так, например, потеря напора на трение в трубопроводе может быть уменьшена путем увеличения диаметра, что же касается плотины, то полезный для генерации энергии напор может быть увеличен посредством увеличения высоты плотины.

Теорию экономического проектирования можно строить на трех различных гипотезах:

1) Благодаря ограниченным финансовым возможностям капитальные вложения в проектируемую установку строго ограничены той суммой, которая необходима для экономически успешной работы установки.

2) Капитальные вложения в проектируемую установку ограничены только требованиями возможно высокой рентабельности.

3) Капитальные вложения в проектируемую установку неограниченны, но при условии, чтобы выручка на каждую вложенную единицу капитала достигала или превышала известный твердый минимум.



Фиг. 112.

Фиг. 112 изображает в несколько преувеличенном виде все три гипотетические предпосылки для проектируемого трубопровода.

Кривая *A* изображает ожидаемый процент прибыли на капитал, вложенный в установку соответственно различным диаметрам трубопровода. Максимальная прибыль (20%) соответствует трубопроводу диаметром 254 см. Кривая *B* изображает предполагаемую чистую прибыль на добавочные суммы, затраченные на небольшое увеличение диаметра. Небольшой расход, необходимый для увеличения диаметра с 279 см до несколько большей величины,

даст 15% прибыли благодаря увеличению выработки. Допустим, например, что на весь капитал, вложенный в проектируемую установку, требуется минимум 15% чистой прибыли.

При первой гипотезе наиболее экономический диаметр трубопровода будет равняться 213 см, как усматривается из диаграммы, что соответствует удовлетворительной прибыли в 15%. Если капитальные вложения ограничены и требуется только успешная работа установки, то добавочных затрат на увеличение диаметра трубопровода сделано не будет, хотя они и явились бы очень выгодными, но такая гипотеза редко кладется в основу проекта. При второй гипотезе наиболее экономический диаметр трубы будет равен 254 см, так как такая цифра соответствует максимуму процента прибыли на капитал, вложенный во всю установку. Этой гипотезой следует руководствоваться, если требуется возможно высокая рентабельность. По третьей гипотезе диаметр трубопровода будет равняться 279 см, потому что при неограниченных капиталах диаметр трубы можно увеличивать, пока затраченные добавочные суммы не дадут в точности тех 15%, которые жела-

тельны в виде прибыли на вложенный капитал. Этой гипотезой руководствуются при составлении окончательных проектов, когда стремятся к максимуму выработки, совместимому с получением удовлетворительной прибыли на затраченный капитал. Этой гипотезой также часто пользуются в отчетах, долженствующих выявить максимум ценности права на эксплуатацию водных сил, так как очевидно, что всякая прибыль на капитал, вложенный в трубопровод, превышающая требуемый минимум, дает избыток, который можно капитализировать и который повышает ценность указанных прав.

Как было указано выше, первая гипотеза является исключением, и мы ее в дальнейшем касаться не будем. Вторая и третья гипотезы очень сходны в смысле обуславливаемой ими процедуры, и их можно формулировать следующим образом:

Первое правило экономического проектирования. Данный проект наиболее экономичен, если бесконечно малое добавочное вложение капитала, сделанное с целью повысить добычу энергии, дает такой процент чистой прибыли, который в точности соответствует минимуму желательной чистой прибыли на вложенный капитал.

Единственное различие в применении этого правила ко второй и третьей гипотезе заключается в толковании слов «минимум желательной чистой прибыли на вложенный капитал». Для второй гипотезы их следует толковать как прибыль на капитал, вложенный во всю установку в целом; действительно, на фиг. 112 кривые *A* и *B* пересекаются в точке, где прибыль на капитал, вложенный в предприятие, является максимальной. Для третьей гипотезы «минимум желательной чистой прибыли» есть твердый минимум, установленный вкладчиками капитала. Помимо этих двух толкований процедура в обоих случаях совершенно идентична. К сожалению, процент чистой прибыли на капитал, вложенный во всю установку (вторая гипотеза), становится точно известным только тогда, когда последняя статья проекта закончена. Поэтому при второй гипотезе необходимо ориентировочно задаться цифрой прибыли на полный капитал и проектировать различные сооружения, исходя из этой основы. Затем, когда спроектировано последнее сооружение, сличают процент чистой прибыли с принятым ориентировочно, и если есть расхождение, то весь процесс необходимо повторить. Метод этот, следовательно, не допускает прямого решения. Получение точного результата сопряжено с бесконечно сложной работой, так как проект установки включает целый ряд статей, допускающих трактовку под углом зрения экономики; так, например, для одного только трубопровода требуется особый расчет каждого участка в зависимости от напора и других условий. Поэтому в виде критерия обычно принимается процент прибыли на весь капитал, определившийся согласно первому ориентировочному проекту, и расчетов не повторяют, если после окончательной разработки проекта процент прибыли не слишком отличается от принятого первоначально. Фактически вся теория экономического проектирования любого сооружения строится на допущениях, часть которых в точности неизвестна, тогда как другие приходится видоизменять по истечении нескольких лет в связи с изменившейся конъюнктурой.

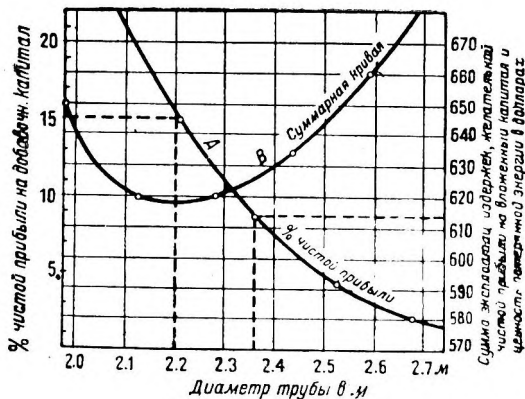
Поэтому при определениях такого рода большой точности не требуют, если затронутая статья не имеет первостепенного значения и если имеющиеся данные не настолько точны, чтобы оправдать большую затрату труда на калькуляцию.

Мы поясним нашу теорию детально на примере трубопровода, хотя она одинаково приложима к любому другому сооружению, детали которого влияют на выработку энергии.

В трубопроводах достаточной длины внутреннее давление и другие условия, влияющие на издержки, в различных частях весьма различны. Поэтому обычно делают отдельные вычисления для ряда коротких звеньев, исходя для каждого звена из средних условий. В нижеприведенном примере длина звена принята равной 30,5 м.

В табл. 30 строительные издержки в строке № 2 включают издержки на трубопровод, седла, опоры, выемку и все прочие статьи, на которых отражается изменение диаметра. Фактический диаметр трубопровода отражается и на стоимости уравнильной башни, но поскольку условия не позволяют рассмотреть трубу как целое,

не разлагая ее на короткие звенья, как было изложено выше, нерационально включать издержки на уравнильную башню в нашу калькуляцию¹. Годичные эксплуатационные издержки (строка 3) включают содержание, ремонт, налоги, амортизацию и все прочие годовые платежи, на которых отражается величина диаметра, кроме процентов на капитал и прибыли. Потеря напора (строка 4) есть потеря при среднем расходе. Величина потери энергии (строка 5) получена из уравнения



Фиг. 113.

(18), § 50, причем потеря энергии CH_f подставляется вместо H — CH_f , а цифра 8 760 час. в год подставлена вместо T , или:

$$\text{строка 5} = 86\,000 QCH_e^2,$$

допустив, что $Q = 5,66$; $C = 2,05$ и $e = 0,75$, получаем:

$$\text{строка 5} = 750\,000 \cdot H_f = 750\,000 \text{ (величина из строки 4)}.$$

Строка 6 выражает стоимость потери энергии согласно строке 5. Число киловаттчасов умножено на ценность единицы энергии в точке измерения, соответствующей к. п. д. e в предыдущем уравнении. Точка измерения может находиться у счетчика клиента, или у силового здания, или у самого трубопровода, при условии, чтобы принимались в расчет надлежащая цифра ценности и надлежащий к. п. д. Другими словами, строка 6 должна выявлять фактическую потерю прибыли благодаря потере напора, и ее цифры следует вычислять на основании любых данных, какие имеются в распоряжении.

Строки 7 и 11 ясны из самой таблицы.

Те 28,56% прибыли на вложенный капитал, которые показаны в строке 11, при увеличении диаметра с 1,98 м до 2,17 м, являются сред-

¹ См. § 18.

³ CH_f — потерянный производительный напор, как разъяснено в § 50.

ней ставкой прибыли для любого бесконечно малого увеличения диаметра между 1,98 и 2,13 м и примерно равны действительной ставке прибыли при небольшом увеличении диаметра сверх 2,06 м (среднее между 1,98 и 2,13 м). Поэтому все цифры ставок прибыли строки 11 взяты для диаметров, сниженных на 0,076 м, и нанесены в виде кривой А на фиг. 113. Эта кривая позволяет найти наиболее экономический диаметр для любого желательного процента чистой прибыли на вложенный капитал; для 15% диаметр равен 2,2 м.

Таблица 30
Для длины трубы 30,5 м

1	Диаметр трубы в м	1,98	2,13	2,29	2,44	2,59	2,74
2	Строительные издержки, долл.	2411.00	2 627.00	2 849.00	3 076.00	3 324.00	3 582.00
3	Ежегодные эксплуатационные издержки, долл.	75.16	81.94	88.90	96.04	103.89	112.10
4	Потери напора, м	0,041	0,027	0,020	0,015	0,011	0,008
5	Годичная потеря энергии, квтч.....	30 310	20 530	14 810	10 940	8 200	6 160
6	Ценность потерянной энергии (долл.), считая 7 милл. за 1 квтч.....	212.20	143.70	103,70	76.60	57.40	43.10
7	Увеличение валовой прибыли на каждые 0,15 м увеличения диаметра (см. строку 6), долл.	—	68.50	40.00	27.10	19.20	14.30
8	Увеличение эксплуатационных издержек при тех же условиях (см. строку 3), долл.....	—	6.78	6.96	7.14	7.85	8.21
9	Увеличение чистой прибыли при тех же условиях (см. строки 7 и 8), долл.....	—	61.72	33.04	19.96	11.35	6.09
10	Увеличение строительных издержек при тех же условиях (см. строку 2), долл.....	—	216.00	222.00	227,00	240 00	258.00
11	% чистой прибыли на добавочный капитал (см.строки 9 и 10).....	—	28,56	14,87	8,79	4,58	2,36

Приведенным методом можно пользоваться для определения наиболее экономических размеров всякого другого сооружения. Например, в применении к плотине строка 1 укажет изменения высоты плотины, строка 2 — не только стоимость плотины, но и возросшую стоимость трубопровода и иных статей, на которых отражается увеличение высоты плотины, строки 4, 5 и 6 и результирующая строка 7 (увеличение валовой прибыли) должны

заполняться уже другими данными, характеризующими увеличение прибыли вследствие увеличения напора.

Правило первое экономического проектирования в применении к трубам, затворам, каналам и иным сооружениям, в которых уменьшение потери трения дает увеличение выработки, можно изобразить в другой форме, известной под названием теоремы Эдэма (Adam).

Пусть C — полная стоимость сооружения заданных размеров;

(dC) — бесконечно-малое приращение издержек при бесконечно-малом увеличении размера или при уменьшении потери трения другими средствами;

P — суммарная потеря энергии на трение в сооружении при данных размерах;

(dP) — бесконечно-малое приращение энергии благодаря капитальному вложению (dC) ;

b — ценность продажной единицы энергии;

O — суммарные годовые эксплуатационные издержки на сооружение данных размеров;

(dO) — бесконечно-малое приращение издержек O при бесконечно-малом изменении размеров и

R — желательный процент чистой прибыли на вложенный капитал.

Из первого правила следует:

$$-b(dP) - (dO) = R(dC).$$

Переставляя:

$$(dO) + R(dC) + b(dP) = 0$$

Это критерий для минимума, и поэтому, интегрируя, мы получаем:

$$O + RC + bP = A_{\min}. \quad (72)$$

Согласно этой формуле можно формулировать теорему Адамса таким образом.

Второе правило экономического проектирования. Проект наиболее экономичен, когда сумма всех годовых эксплуатационных издержек желательной чистой прибыли и ценности потерянной энергии равна минимуму.

Таблица 31

(Ссылки на строки предыдущей таблицы)

Диаметр трубы, м	1,98	2,13	2,29	2,44	2,59	2,74
Годичные эксплуатационные издержки (стр. 3), долл.	75.16	81.94	88.90	96.04	103.89	112.10
Желательная годовая чистая прибыль (15% стр. 2), долл.	361.65	394.05	427.35	461.40	498.60	537.30
Годичная ценность потерянной энергии (стр. 6), долл.	212.20	143,70	103.70	76.60	57.40	43.10
Итого долл.	649.01	619.65	619.95	634.04	659.89	692.50

В табл. 31 приведены все три фактора второго правила для разобранного выше примера. Желательная чистая прибыль основана на ставке 15% прибыли. На фиг. 113 сумма трех факторов нанесена в виде кривой *B* против соответствующих диаметров, и мы видим, что минимум отвечает диаметру 2,20 м, какой определен и согласно первому правилу.

В некоторых случаях между тремя факторами второго правила существует известное математическое соотношение, и можно составить общее уравнение для определения наиболее экономичного размера. В тех случаях, когда это бывает возможно, мы упоминаем о том при рассмотрении отдельных сооружений.

88. Библиография

1. Daniel W., Meade, Water Power Engineering, McGraw-Hill Book Co, N.-Y. (Даниел Мид, Гидросиловые сооружения.)
2. J. D. Galloway, The Design of Hydro-Electric Power Plants, „Trans. Am. Soc. Civ. Eng.“, L XXXIX, 1915, p. 1000. (Галловой, Проектирование гидроэлектр. станций.)
3. Lamar Lyndon, Hydro-Electric Power, vol. I а. II, McGraw Hill Book Co, N.-Y. 1916. (Ламар Линдон, Гидроэнергетика.)
4. W. T. Taylor а. D. H. Gray me r, American Hydro - Electric Practice, McGraw Hill Book Co, N.-Y. 1917. (В. Тэйлор и Д. Брэй мер, Гидроэнергетич. практика Америки.)
5. D. B. Rushmore а. E. A. L o f, Hydro-Electric Power Stations, John Wiley а. Sons, Inc., N.-Y. 1933. (Д. Рашмор и Э. Лоф, Гидроэлектрические станции.)
6. R. Muller, Hydro-Electric Engineering, C. E. Hechert а. Co, N.-Y. 1921. (Р. Мюллер, Гидросиловые сооружения.)
7. E. Standish Hall, The Probable Variation in Yearly Run off as Determined from a Study of California Streams, „Trans. Am. Soc. C. E.“, 1921, p. 191. (Стэндиш Холл, Вероятные изменения годового стока определенные на основе изучения калифорнийских рек)
8. H. Alden Foster, Theoretical Frequency Curves а. their Application to Engineering Problems, „Trans. Am. Soc. C. E.“, 1924, p. 142. (Алден Фостер, Кривые частот и их приложение в технике.)
9. Многие из литературных источников, указанных в разделе 38 (библиография главы V „Паводки“), содержат ценный материал, касающийся кривых вероятности. Другие ссылки на литературу по этим вопросам помещены в разделе 8 и 9.

Глава XI

Деревянные плотины

89. Преимущества деревянных плотин¹. В прежнее время деревянные плотины строились в Америке очень часто; их и сейчас строят в местностях, где условия транспорта неблагоприятны, а леса вдоволь. В таких условиях деревянные плотины заслуживают серьезного внимания, являясь конкурентами бетонных плотин.

Срок службы хорошо построенной деревянной плотины оценивают обычно в 20—30 лет. Однако в этом случае, как и во многих других, бывает трудно вперед определить срок службы сооружения, если оно надлежащим образом ремонтируется. Известны примеры деревянных плотин, прослуживших 80—100 лет, но, вероятно, в этих плотинах остался только небольшой процент первоначально уложенного леса.

Расходы по содержанию деревянных плотин высоки, особенно в местностях, где наблюдаются сильные паводки и ледоходы. Фильтрация бывает очень значительна, и ее трудно устранить, если плотина сравнительно высока, а спуск воды из водохранилища весьма неблагоприятно отражается на эксплуатации. Высокие издержки по содержанию и склонность к фильтрации вызвали против деревянных плотин известное предубеждение. Поэтому далее в местностях, где леса местной рубки сколько угодно, строительство плотин этого рода является скорее исключением.

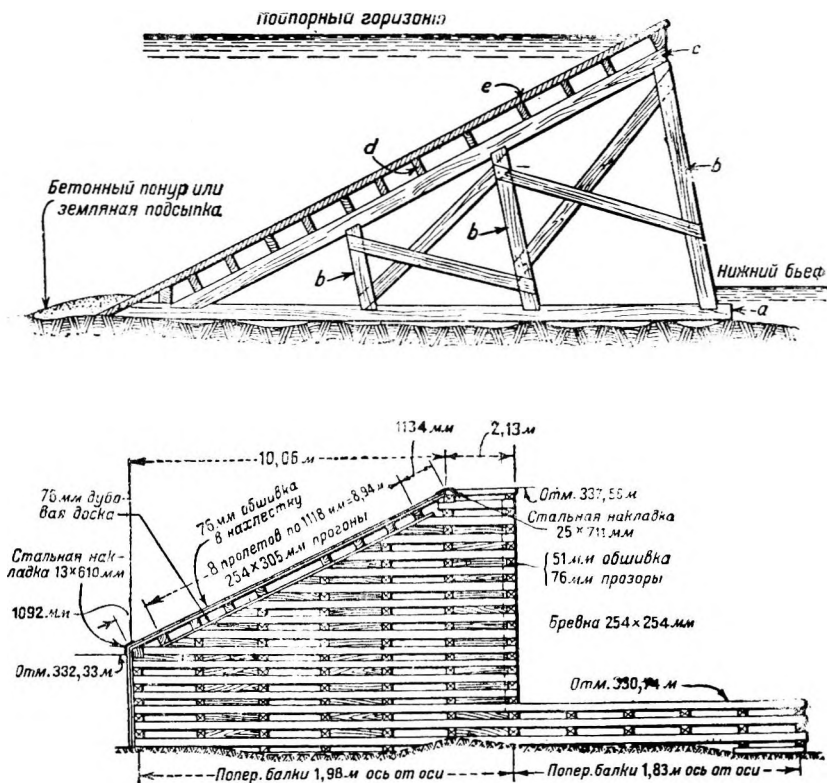
Со всем тем деревянные плотины все-таки строят часто, так как первоначальные строительные издержки при этом типе плотин ниже, чем для бетонных, и по этой причине при скудности финансов выбор останавливается на них. Так как издержки на содержание и отчисления на амортизацию бетонных плотин фактически ничтожны, то теоретически проценты на строительный капитал для бетонной плотины должны быть ниже, чем сумма процентов на капитал, амортизационных отчислений и издержек на содержание деревянной плотины, и это часто оправдывает предпочтение, оказываемое первому, более дорогому типу. Однако несомненно бывали и такие случаи, когда строили бетонную плотину, хотя истинная экономия требовала бы постройки деревянной.

90. Тип с А-образными контрфорсами. На фиг. 114 изображен тип деревянной плотины, известный под названием плотины с А-образными контрфорсами. Она обычно строится из окантованного леса и досок и не заполняется каменной наброской. Ее устойчивость зависит от давления воды на верхний настил и от укрепления лежней анкерами в грунте осно-

¹ Трактуются исключительно тип глухих и водосливных плотин. Разборчатые деревянные плотины, крайне широко применяемые в СССР, по-видимому, в Америке почти неизвестны. О последнем типе см. Н. И. Анисимов. Водоподъемные плотины, гл. 13. Русский тип деревянной плотины. *Ред.*

вания. Это, по-видимому, прототип полый железобетонной плотины с плоским напорным откосом. Напорный откос образует с горизонтом угол в 30° или менее.

Лежни *a* сначала прикрепляют к спланированной скале коническими или анкерными болтами, предпочтительно с заливкой раствором. Затем в лежни врубают подкосы *b* и удерживают их на месте перекрестными связями. Затем укладывают насадки *c* и все части стягивают штырями.

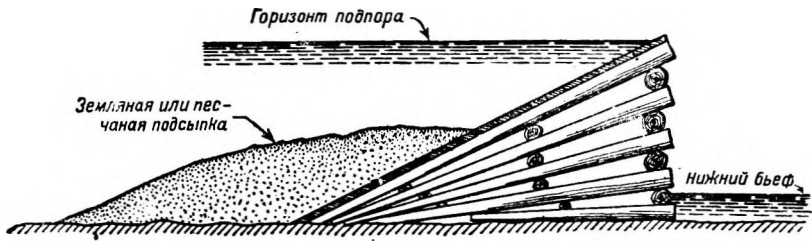


Фиг. 115. Деревянная рязевая плотина Ококи (Теннесси) с каменным заполнением.

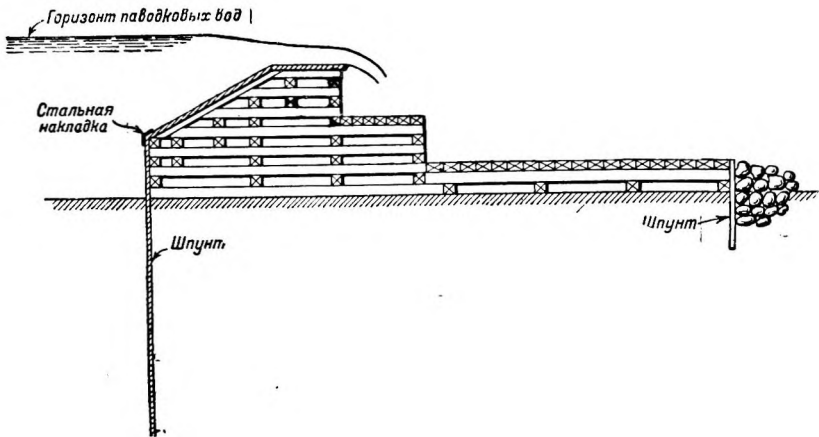
Контрфорсы размещают в расстоянии 1,8—3,6 м друг от друга в зависимости от высоты плотины и размера леса. Поперек насадок укладывают прогоны *d*, к которым прибивают обшивку *e*. Доски обшивки соединяют либо шпунтом, либо внахлестку. Перекрытие в целом не должно быть тоньше 5 см.

91. Рязевый тип с заполнением каменной наброской. Этот тип деревянных плотин состоит из рязей из круглого или окантованного леса, скрепленных нагелями и заполненных камнем или булыжником с покрытием из досок. Бревна кладут обычно в расстоянии примерно 2,5 м ось от оси в обоих направлениях. Нижние бревна рязей часто скрепляют со скалой основания анкерными болтами, если работы производятся насухо. На фиг. 115 изображена типичная плотина этого рода, но существует и много других ее видоизменений.

При скалистом основании, когда размывы вследствие перелива воды через плотину неопасны, поперечному профилю нередко придают форму контрфорсного типа, чтобы использовать давление воды на напорный откос. Если плотина низка и построена на мягком грунте, то профиль получает обращенную форму с почти вертикальной напорной гранью и длинным пологим откосом в сторону нижнего бьефа, нередко ступенчатым, чтобы погасить энергию стекающей воды. Между этими двумя крайними формами профиля существует целый ряд переходных, иногда с откосами в сторону обоих бьефов, или же ступенчатые, как на фиг. 117.



Фиг. 116. Деревянная плотина типа „Бивер“.



Фиг. 117.

92. Тип плотины Бивер (Beaver). Другой тип деревянной плотины, встречающийся редко и только при малых подпорах, — тип Бивер. Как показано на фиг. 116, он строится из круглого леса. Верховой откос такой плотины не должен быть круче 1:2. Комли бревен все направлены в сторону нижнего бьефа и между ними уложены бревенчатые прокладки, скрепленные с бревнами тела плотины деревянными нагелями. Равным образом стянуты нагелями и тонкие концы бревен на стороне верхнего бьефа, а нижние бревна, если это возможно, связаны с грунтом с помощью анкерных болтов. Обычно устраивается досчатый настил, иногда вместо последнего кладут хворостяные тюфяки или покрытие из ветвей использованных для постройки тела плотины деревьев.

93. Устойчивость деревянных плотин. Теория проектирования плотин из каменной кладки (гл. XII) применима и к деревянным плотинам. Так

как взвешивающее давление воды отсутствует при всех типах деревянных плотин, то кажущееся уменьшение веса погруженного в воду тела должно учитываться только ниже уровня воды нижнего бьефа.

Полезный вес погруженной в воду каменной наброски равен:

$$w_3 = (w - 1,0) \cdot (1 - p), \quad (73)$$

где w — вес 1 м³ камня в плотном теле (а не в наброске) в тоннах на воздухе,

p — процент пустот в наброске.

Следует помнить, что процент пустот в наброске в тесных промежутках между бревнами может быть очень велик в зависимости от тщательности заполнения и от относительных размеров леса и крупных камней. Плаучесть леса, разумеется, зависит от примененной породы. Нередко до 25% всего объема ряжевой плотины с каменным заполнением падает на долю бревен.

Так как вес деревянных плотин относительно невелик, то размеры, необходимые для предотвращения скольжения, обычно вполне достаточны и для сопротивления опрокидыванию. Для достижения устойчивости против скольжения полезный вес ряжевой плотины с каменным заполнением на скалистом основании, включая вертикальное давление воды на верховой откос, должен достигать от 2½-кратного горизонтального давления воды (для временных сооружений второстепенного характера на неровном основании) до 4-кратного горизонтального давления (для важных сооружений на выровненном основании).

Устойчивость плотин контрфорсного типа и типа Бивер, у которых каменного заполнения, препятствующего скольжению, нет, почти полностью зависит от сопротивления штырей, скрепляющих плотину со скалой основания, если основание не настолько неровно, чтобы образовалась горизонтальная опора для нижних бревен. Трение влажного дерева о камень крайне незначительно.

Коэффициенты безопасности против скольжения деревянных плотин на мягком основании близко приближаются к рекомендуемым для плотин из каменной кладки на таком же основании. Следует рассчитывать прочность деревянных частей плотины для определения их способности передавать давление на основание. В плотинах с каменным заполнением значительная часть нагрузки передается основанию через каменную наброску, и это ослабляет напряжение нижних балок.

94. Уплотнение основания. Если плотина покоится на скалистом основании, то обшивку у напорной пяты следует возможно плотно пригнать к неровностям грунта и надежно уплотнить шов. Иногда скалу тщательно очищают и заделывают напорную пяту слоем бетона (фиг. 114). В других случаях напорный откос покрывают слоем водонепроницаемого грунта, если, конечно, скорость течения при переливе при паводках не настолько сильна, чтобы размывать этот слой. Низкие плотины на реках, богатых наносами, покрываются плотным слоем илистых наносов при первом же паводке.

Деревянные плотины на земляном основании ненадежны, если у напорной пяты не имеется соответствующего шпунта, даже при покрытии тела плотины слоем водонепроницаемого грунта. Соединение верха шпунта с обшивкой откоса должно быть тщательнейшим образом уплотнено; рекомендуется привинчивать в стыке стальную накладку, так как уже при слабом движении плотины стык может раскрыться.

Там, где имеется шпунтовая стенка, полезно устраивать на напорной стороне плотины вертикальную грань высотой 1,2—1,5 м над грунтом основания, с тем чтобы шпунт целиком перекрывал ее и чтобы удобно было скреплять шпунт с телом плотины. Такое устройство изображено на фиг. 117.

95. Защита от размывания. Водосливные плотины следует защищать от размывания переливающейся водой, если грунт мягкий. Этого обычно достигают, придавая низовой стороне откос или ступенчатую форму (фиг. 117) и устраивая водобойный пол для защиты основания. Этот водобой может состоять из низкого ряжа с каменным заполнением, причем поверх нижних бревен должно быть набросано достаточно камня, чтобы предупредить всплытие их; можно также укрепить водобой на свайном ростверке.

Короткий шпунтовый ряд и наброска из крупного камня (рисберма, *ред.*) защищают водобой от подмыва снизу (фиг. 117).

96. Выбор типа. Тип Бивер — самый дешевый тип деревянных плотин, когда леса имеется вдоволь. Если лес дороже, то наиболее дешевым типом является контрфорсный тип. Тип Бивер с хворостяным покрытием редко применяется для постоянных сооружений. Преимущества типов Бивер и контрфорсного перед ряжевым с каменным заполнением заключаются в меньших строительных издержках и большей дешевизне содержания. Плотины с каменным заполнением трудно ремонтировать, так как деревянные части, заваленные камнем, нелегко сменить. Самое серьезное возражение против контрфорсного типа — опасность аварий при невнимательном уходе. Плотины с каменным заполнением в значительной степени держатся этим последним и продолжают работать даже тогда, когда лес частично уже сгнил.

В случае, впрочем редко имеющем место, полного затопления плотины, когда напор на плотине весьма незначителен, плотины типов Бивер и контрфорсного склонны к всплыванию. Плотины обоих этих типов трудно строить в глубокой воде, тогда как ряжевые можно частично собирать на суше, доставлять на место постройки наплаву и погружать, заполнив их камнем.

Контрфорсный тип мало пригоден при земляном основании, требующем шпунтовых стенок, так как вертикальная напорная грань, перекрываемая шпунтовой стенкой, значительно укорачивает наклонную часть обшивки, в то время как вертикальное давление воды на эту последнюю необходимо для устойчивости плотины.

97. Пределы применения деревянных плотин. Плотины ряжевые с каменным заполнением с успехом строились высотой до 21,5 м, однако, плотины этого типа выше 6 м встречаются редко. Тип Бивер ограничен длиной имеющегося строительного леса. Плотины контрфорсного типа выше 6 м встречаются редко.

Плотины из каменной и бетонной кладки

98. Типы плотин. Так как недостаток места не позволяет нам подробно изложить теорию проектирования плотин из каменной и бетонной кладки, то настоящая глава будет посвящена краткому резюме этой темы. Более подробные данные читатель найдет в труде автора «Engineering for Masonry Dams».

Плотины из каменной и бетонной кладки делятся на три основных типа:

- 1) собственно гравитационные плотины,
- 2) пустотелые плотины и
- 3) арочные плотины.

Если местность не допускает постройки арочной плотины, то выбор между гравитационной и пустотелой плотиной обуславливается, главным образом, высотой строительных издержек. Пустотелая плотина содержит грубо приближенно 35 — 40% бетона, потребного для гравитационной плотины, но кубометр ее кладки обходится значительно дороже.

Пустотелая плотина нередко оказывается более дешевым типом для отдаленных местностей, где имеется лес на опалубку и куда доставка цемента обходится дорого. Обратное мы видим в местностях, расположенных вблизи железной дороги, где также под рукой имеются достаточные запасы инертных материалов для бетона. Арочные плотины всего дешевле там, где местные условия благоприятствуют возведению плотины этого типа.

Гравитационные и большие арочные плотины можно строить из тесаного камня, из бутовой кладки и из бетона. Обычно при постройке плотин этих типов в бетон укладывают крупные камни «изюм», и тогда кладка получает название «циклопического бетона».

Пропорция смеси обычно 1:3:6, но применяют и более тощую и более жирную смесь. Для тонких арок состав смеси неармированного или армированного бетона $1 : 2\frac{1}{4} : 4\frac{1}{2}$ или $1 : 2\frac{1}{2} : 5$. Контрфорсы пустотелых плотин строят из армированного бетона состава $1 : 2\frac{1}{2} : 5$ — $1 : 3 : 6$, состав армированного бетона для напорной и водосливной плиты и распорок $1 : 2 : 4$.

99. Обозначения. Если не оговорено других единиц измерения, то все силы выражены в тоннах, а все размеры в метрах.

Пусть W — вертикальная сила, положительная, когда направлена книзу;

P — горизонтальная сила, положительная, когда направлена влево;

P_i — давление льда на 1 пог. м по фронту плотины;

R — равнодействующая всех сил;

- $\Sigma(IV)$ — алгебраическая сумма вертикальных составляющих всех сил, действующих выше известного уровня, включая и взвешивающее давление на этом уровне, но не реакцию, направленную вверх; эта сумма положительная, когда направлена вниз;
- $\Sigma(P)$ — алгебраическая сумма горизонтальных составляющих всех сил, действующих выше известного уровня, исключая реакцию на этом уровне; эта сумма положительна, когда направлена влево;
- $\Sigma(Wx)$ — момент суммы сил $\Sigma(W)$ относительно данной точки, положительный, когда направление его обратно ходу часовой стрелки;
- $\Sigma(Px)$ — момент суммы сил $\Sigma(P)$;
- A — площадь в кв. метрах;
- a — расстояние от верха плотины до зеркала воды;
- c — отношение площади шва, на которую действует взвешивающее давление ко всей площади;
- e — расстояние от центра тяжести подошвы до точки приложения нагрузки;
- E — индекс, обозначающий пустое водохранилище;
- F — индекс, обозначающий наполненное водохранилище;
- f — коэффициент статического трения, определенный по равно обтесанным образцам материалов;
- h — вертикальное расстояние;
- H — полная высота плотины над некоторым данным уровнем;
- I — момент инерции фигуры
- K — пропорция пустот в грунте (коэффициент пористости)
- L — ширина гребня глухой плотины;
- l_0 — известная длина горизонтального шва;
- l — неизвестная длина горизонтального шва;
- m — расстояние влево или вправо от центра тяжести фигуры;
- p — давление или сжимающее напряжение в t/m^2 ;
- p_r' и p_r'' — вертикальное давление реакции на единицу горизонтальной площади у низовой и напорной граней шва (вертикальное напряжение. *Ред.*);
- p_v' и p_v'' — вертикальное сжимающее напряжение у низовой и напорной граней шва
- p_i' и p_i'' — максимальное сжимающее напряжение у низовой и напорной граней шва;
- p_u' и p_u'' — эффективное взвешивающее давление у низовой и напорной граней шва;
- p_n' и p_n'' — нормальное давление воды и грунта у низовой и напорной граней шва;
- q — расход в $m^3/сек$ на 1 м длины гребня;
- q' — удельная нагрузка в t/m^2 ;
- r — верховой радиус арочных плотин;
- s — коэффициент безопасности;
- t — толщина арочной плотины;

¹ Величина эта ошибочно введена Кригером в рассмотрение. *Ред.*

- u — горизонтальное расстояние от нижней грани шва до точки пересечения с равнодействующей B ;
- w — удельный вес;
- w_1 — удельный вес кладки;
- w_2 — удельный вес воды;
- w_3 — удельный вес грунта;
- x — плечо силы в выражении моментов;
- y — горизонтальное расстояние от центра моментов до напорной грани шва;
- z — горизонтальное расстояние от центра моментов до точки пересечения равнодействующей R со швом;
- α — угол естественного откоса грунта;
- Θ — угол наклона равнодействующей R к вертикали (если подошва плотины наклонная, то Θ измеряется от перпендикуляра к подошве);
- φ' и φ'' — углы наклона к вертикали у нижней и напорной граней у основания плотины.

100. Силы, действующие на плотину. При проектировании гравитационной плотины необходимо учитывать следующие силы:

- давление воды, включая взвешивающее давление;
- давление земли или ила;
- давление льда;
- вес плотины;
- реакцию основания.

Некоторые из этих сил не могут быть определены точно, и при проектировании приходится делать известные допущения.

Эти допущения базируются на опыте, здравом суждении и подкрепляются практикой надежно работающих сооружений, построенных в прошлом.

Давление воды. Пусть на фиг. 118 — линия 1—2 изображает находящуюся под водой вертикальную прямоугольную плоскость площадью A и шириною b .

Полное давление спокойной воды P с каждой стороны этой плоскости равно:

$$P = w_2 A h_3, \quad (74)$$

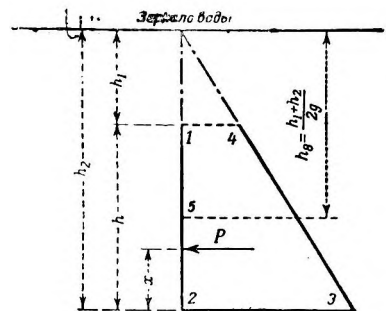
где w_2 — вес 1 м^3 воды (обычно принимаемый равным $1,0 \text{ м}$),

h_3 — вертикальное расстояние от центра тяжести плоскости до зеркала воды (все расстояния в метрах). Эту формулу можно написать так:

$$P = \frac{bw_2}{2} \cdot (h_2^2 - h_1^2). \quad (75)$$

Сила P будет горизонтальной и будет расположена над нижней гранью плоскости на расстоянии по вертикали, равном

$$x = \frac{3h_1 h + h^2}{6h_1 + 3h}. \quad (76)$$



Фиг. 118.

Если $h_1 = 0$, то уравнение (75) принимает вид:

$$P = \frac{bw_2 h_2^2}{2}, \quad (77)$$

а уравнение (76)

$$x = \frac{h}{3}. \quad (78)$$

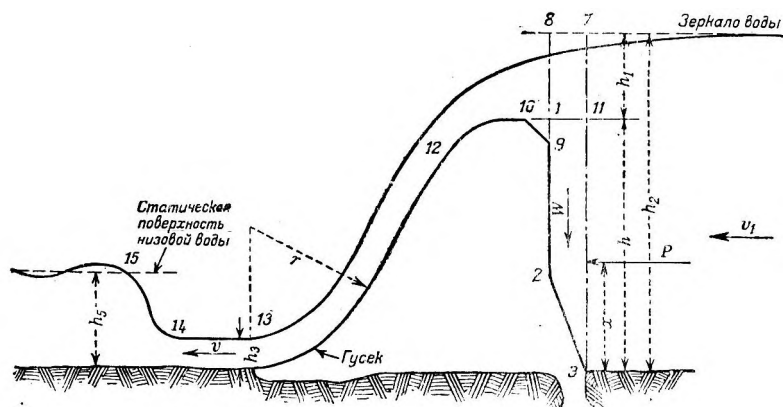
Дополнительное динамическое давление движущейся воды на напорную грань плотины примерно равно

$$P' = \frac{bw_2 v^2 h}{g}, \quad (79)$$

где v — средняя скорость подхода воды на оси канала в м/сек;

g — ускорение силы тяжести, равное 9,81;

w_2 — вес 1 м³ воды.



Фиг. 119.

Динамическое давление следует принимать в расчет только для низких плотин при больших расходах. Силу можно принимать действующей на высоте $\frac{h}{2}$ над основанием.

При аналитическом расчете плотин принято в видах удобства оперировать только с горизонтальными и вертикальными слагающими сил. Горизонтальная составляющая давления воды на любую поверхность равна давлению воды на вертикальную проекцию этой поверхности. Вертикальная составляющая давления воды на любую поверхность равна весу столба воды, находящегося непосредственно над этой поверхностью. Так, на фиг. 119 горизонтальное давление воды P на поверхность 10—9—2—3 равно давлению на проекцию этой поверхности 11—3; оно определяется уравнением (75), а высота точки его приложения над подошвой выражается уравнением (76). Вертикальная составляющая давления воды w на поверхность 2—3 равна весу воды в пределах 8—2—3—7, и эта сила проходит через центр тяжести площади 8—2—3—7.

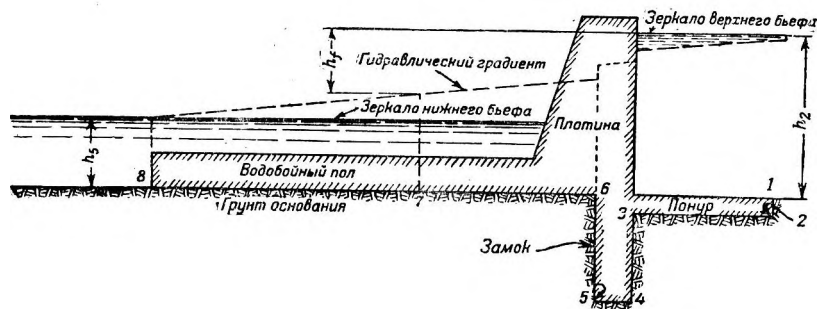
Вертикальной составляющей давления воды на плоскость 10—9, так же как и давлением воды на гребень и низовую поверхность плотины, вызванным переливанием воды, пренебрегают, так как скорость струи очень близка к скорости свободного падения.

Горизонтальную и вертикальную составляющие давления воды нижнего бьефа определяют таким же способом, но при водосливных плотинах энергия переливающейся воды может оказаться достаточной, чтобы уменьшить глубину воды нижнего бьефа созданием «прыжка воды», изображенного на фиг. 119, и таким образом совершенно устранить давление воды нижнего бьефа. Это может случиться, если h_5 приблизительно равно или меньше, чем:

$$h_5 = \sqrt{\frac{q^2}{4,8 \cdot h_3} + \frac{h_3^2}{4}} - \frac{h_3}{2}, \quad (80)$$

где q — расход в $m^3/сек$ на 1 м длины гребня, а остальные обозначения соответствуют фиг. 119¹. Величину h_3 можно определить согласно указаниям § 103, фиг. 126.

Присутствие воды в нижнем бьефе может увеличивать устойчивость плотины и, наоборот, при известных условиях уменьшать ее. Уравнение (80) только приблизительно точно, главным образом, потому, что глубина h_3 неизбежно



Фиг. 120.

определяется неточно. Поэтому, если глубина воды в нижнем бьефе не превышает на 20% величины (в виде некоторого запаса. *Ред.*), значащейся в уравнении (80), то равнодействующую ее давления следует учитывать только в том случае, если она стремится уменьшить устойчивость.

При проницаемых основаниях вода оказывает на подошву плотин давление, направленное снизу вверх, или «взвешивающее давление». Чтобы лучше уразуметь характер этого явления, рассмотрим общий случай, изображенный на фиг. 120.

На этой фигуре показана плотина на земляном основании с зубом, водобойным полом и понуром. Экспериментально доказано, что течение воды под плотинами имеет тот же характер в отношении потери напора, как и течение ее в трубах. Давление в точке 1 равно напору воды в верхнем бьефе h_2 , а давление в точке 8 — напору воды в нижнем бьефе h_3 . Разность $h_2 - h_3$ есть потеря напора на трение.

Эта потеря изменяется прямо пропорционально длине пути фильтрации по линии контакта кладки и основания, как указывает линия гидравлического градиента на фиг. 120. Потеря на трение между точкой 1 и любой точкой

¹ О прыжке воды говорилось в § 77, уравнение (80) тождественно с уравнением (63), хотя с иными обозначениями.

подошвы пропорциональна поэтому расстоянию, пройденному водой. Так, в точке 7 потеря на трение равна:

$$h_f = (h_2 - h_5) \frac{l_7}{l_8}, \quad (81)$$

где l_7 — длина пути фильтрации 1—2—3—4—5—6—7,

l_8 — полный путь фильтрации или соответствующее расстояние от точки 1 до точки 8¹.

Поэтому взвешивающее давление в любой точке основания равно вертикальному расстоянию этой точки до отметки воды в верхнем бьефе минус потеря на трение.

Относительно дальнейших подробностей о необходимой длине пути фильтрации, включая вероятную величину фильтрации через проницаемые грунты и суффозию, см. § 114.

При скалистом основании предполагается, что только известный процент площади подошвы подвержен взвешивающему давлению.

Если замок отсутствует, как на фиг. 119, то равнодействующую давления на подошву можно выразить формулой:

$$W = cw_2bl \cdot \frac{h_2 + h_5}{2}. \quad (82)$$

Равнодействующая давления будет приложена в точке, отстоящей от нижней пяты на расстоянии

$$x = \frac{l(h_2 + 2h_5)}{3(h_2 + h_5)}. \quad (83)$$

Совершенная водонепроницаемость основания недостижима, и величина взвешивающего давления зависит от соотношения между сопротивлением течению у напорного конца подошвы основания и сопротивлением на остальной ее площади. Поэтому нередко принимают специальные меры для усиления сопротивления у напорного конца подошвы или напорной пяты, применяя один из следующих методов:

- 1) увеличивают сопротивление фильтрации у напорной пяты,
- 2) уменьшают сопротивление движению воды ниже напорной пяты.

При первом способе нередко вдоль напорной пяты роют траншею и заполняют ее кладкой или же в скале бурят скважины и цементируют их для создания надежного замка. При земляных основаниях обычно устраивают замки из шпунтов, а иногда и понуры с напорной стороны (фиг. 120). При втором методе между плотиной и основанием помещают дренажную систему вниз по течению от напорной пяты, чтобы проникающая у пяты вода имела свободный выход.

Для скалистых оснований процентная доля c иногда принималась достигающей величины 0,66, но обычно принимают гораздо меньшие величины. Для земляных оснований c всегда равно единице.

¹ Недавно происходила горячая дискуссия по поводу действительной длины пути фильтрации, так как некоторые инженеры утверждали, что длина этого пути равна кратчайшему расстоянию между точками 1 и 8, т. е. 1—2—4—5—8. Это, вероятно, правильно для сильно пористых оснований, но для высоководонепроницаемых оснований, где стык между основанием и бетоном оказывает течению сравнительно меньшее сопротивление, чем грунт, длина пути фильтрации, указанная в тексте, ближе к истине.

Взвешивающее давление следует учитывать и во всех горизонтальных швах выше подошвы. Для плотин на скальном основании оно обычно принимается равным взвешивающему давлению на подошву. В полых плотинах взвешивающее давление, вызванное фильтрацией воды верхнего бьефа, принимается равным нулю, так как полые пространства в теле сооружения фактически сводят этот вид давления на контрфорсы к нулю.

Обстоятельную дискуссию по вопросу о взвешивающем давлении можно найти в «Transactions the American Society of Civil Engineers, т. LXXY, стр. 142—225.

Если можно предполагать, что река отложит у напорной поверхности плотины мельчайший, малопроницаемый ил и если в состав сил, действующих на плотину, будет включено давление ила, то рационально допустить, что взвешивающее давление, вызванное фильтрацией воды верхнего бьефа, равно нулю. Устойчивость плотины следует проверять с учетом давления ила и без такового.

Давление земли. На практике почти все реки отлагают у напорной грани плотины значительное количество наносов гравия или ила, приносимых паводками, если не имеется специальных спускных устройств, предупреждающих их накопление.

Горизонтальную составляющую давления грунта можно определить по общеизвестной формуле Рэнкина (Rankine):

$$P = \frac{w_3 h^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \right), \quad (84)$$

где P — полное давление, в тоннах, добавляющееся к давлению воды;

w_3 — вес погруженного в воду грунта в m/m^3 ;

α — угол естественного откоса грунта;

h — толщина слоя грунта.

Сила P приложена в расстоянии $\frac{2h}{3}$ от поверхности наносов. Удельный вес погруженного в воду грунта равен

$$w_3 = w_3' - w_2 (1 - \kappa),$$

где w_3' — вес на воздухе,

w_2 — удельный вес воды, равный $1 m/m^3$,

κ — пропорция пустот в слое земли.

Род материала, отлагающегося у напорной поверхности плотины, чрезвычайно разнообразен и подлежит определению в каждом отдельном случае. Обычно значение w_3 колеблется от 0,95 до 1,10 m/m^3 , угол же α меняется от 30° (песок и гравий) до нуля (жидкий ил—тина). Вертикальная составляющая давления земли на наклонную плоскость равна весу земли, расположенной непосредственно над этой плоскостью, как было указано в отношении давления воды.

Давление льда. Образование ледяной коры на поверхности водохранилища, вызванное температурными условиями, может обусловить опрокидывающее действие на плотину. Давление льда не поддается точному определению.

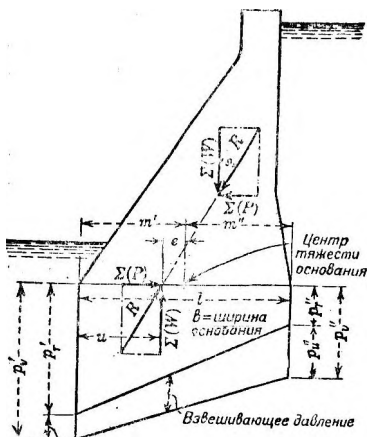
В «Trans. Amer. Soc. C. E.», т. LXXV, стр. 142, обстоятельно трактуется этот вопрос.

В Америке ряд крупных плотин проектирован с учетом давления льда, равного от 35 до 70 *t* на 1 пог. м плотины¹, но можно применять и гораздо меньшие величины, особенно если плотина расположена в узком ущелье. В периоды паводка давление льда ничтожно или равно нулю. Поэтому при проектировании можно игнорировать давление льда, если зеркало воды расположено выше гребня водослива.

Вес плотины. Вес кладки колеблется весьма значительно в зависимости от ингредиентов, из которых она состоит. Обычно при проектировании принимается цифра 2,32 *t/м³*. Для ответственных сооружений следует точно вычислить вес применяемой кладки, так как количество материала, идущее на постройку гравитационных плотин, изменяется почти обратно пропорционально удельному весу кладки.

Реакция основания Пусть на фиг. 121 $\Sigma(W)$ изображает равнодействующую всех вертикальных сил, действующих на плотину, исключая взвешивающее давление, и пусть $\Sigma(P)$ есть равнодействующая всех горизонтальных сил.

Равнодействующая R сил $\Sigma(W)$ и $\Sigma(P)$ должна уравниваться равной и противоположной реакцией основания, состоящей из вертикальной реакции $\Sigma(W)$ и горизонтального сопротивления трения или сопротивления срезыванию $\Sigma(P)$. В следующих уравнениях все силы даны в тоннах, а все размеры в метрах.



Фиг. 121.

Как усматривается из фиг. 121, вертикальная сила реакции на единицу горизонтальной площади основания (напряжение) принимается изменяющейся по закону прямой линии. Это давление у низовой и напорной пяты плотины равно соответственно

$$p_r' = \frac{2 \sum (W)}{bl} \left(2 - \frac{3u}{l} \right); \quad (86)$$

$$p_r'' = \frac{2 \sum (W)}{bl} \left(\frac{3u}{l} - 1 \right). \quad (87)$$

Если разделить подошву плотины на три равные части, то средняя часть будет называться «средней третью». Когда равнодействующая R пересекает подошву у напорного края средней трети, то:

$$u = \frac{2l}{3}; \quad p_r' = 0 \quad \text{и} \quad p_r'' = \frac{2 \sum (W)}{bl}. \quad (88)$$

¹ Современная практика не признает столь больших цифр давления льда. Исследования последних лет показывают, что давление 30 *t* на 1 пог. м надо рассматривать как верхний предел давления льда. См. А. Н. Комаровский, Действие ледяного покрова на сооружения и борьба с ним. *Ред.*

Когда равнодействующая пересекает подошву у низового края средней трети, то:

$$u = \frac{l}{3}; \quad p_r'' = 0 \quad \text{и} \quad p_r' = -\frac{2 \sum (W)}{bl}. \quad (89)$$

Если равнодействующая пересекает подошву (или какой-либо горизонтальный шов) за пределами средней трети, то у противоположного края возникают растягивающие усилия, а так как растяжение в кладке не допускается, то при проектировании плотин обычно стремятся к тому, чтобы равнодействующая пересекала подошву в пределах средней трети. Исключением из этого правила являются водосливные плотины, где кладку верхней части нельзя утолщать настолько, чтобы равнодействующая оставалась в пределах средней трети верхних горизонтальных швов. В таких случаях допускается умеренное растяжение, причем иногда предусматривают постановку арматуры. На фиг. 124 указано расположение равнодействующей вблизи вершины типичной водосливной плотины. В этом частном случае арматуры не требуется.

Предыдущие уравнения дают вертикальную силу реакции на единицу горизонтальной площади подошвы, но вертикальное сжимающее напряжение на горизонтальной площадке превышает приведенные величины на величину взвешивающего давления¹.

Если равнодействующая проходит в пределах средней трети, мы имеем:

$$p_v' = \frac{2 \sum (W)}{bl} \cdot \left(2 - \frac{3u}{l}\right) + p_u'; \quad (86a)$$

$$p_v'' = \frac{2 \sum (W)}{bl} \cdot \left(\frac{3u}{l} - 1\right) + p_u''. \quad (87a)$$

Для равнодействующей, пересекающей подошву у напорного края средней трети:

$$p_v' = 0 + p_u'; \quad (88a)$$

$$p_v'' = \frac{2 \sum (W)}{bl} = p_u''. \quad (88b)$$

Для равнодействующей, пересекающей подошву у низового края средней трети:

$$p_v' = \frac{2 \sum (W)}{bl} + p_u'; \quad (89a)$$

$$p_v'' = 0 + p_u''. \quad (89b)$$

Приведенные уравнения применимы также и к напряжениям в горизонтальных швах выше основания, но только в том случае, если площадь по-

¹ Тут Кригер допускает ошибку. Влияние взвешивающего давления на величину и направление равнодействующей им учтено, так как взвешивающее давление входит в $\Sigma(W)$. Если стать на ту точку зрения, что в порах кладки оно имеется налицо и именно сверх напряжений по формулам (86) и (87), то надо сказать, что оно как давление всестороннее не влияет на прочность сооружения и потому учету не подлежит. *Ред.*

дошвы и шва прямоугольны. Для подошвы и шва не прямоугольной формы следует применять следующие уравнения:

$$p_v' = + \frac{\sum (W) em'}{I} + \frac{\sum (W)}{A} + p_u'; \quad (90)$$

$$p_v'' = - \frac{\sum (W) em''}{I} + \frac{\sum (W)}{A} + p_u'', \quad (91)$$

где m' и m'' — расстояния в метрах от центра тяжести до края подошвы;
 I — момент инерции подошвы или шва в m^4 относительно оси,
 проходящей через их центр тяжести перпендикулярно про-
 филью плотины;

e — эксцентриситет приложения силы в метрах;

A — площадь подошвы или шва в кв. метрах.

Если растяжения нет, то

$$e = \frac{I}{Am''}. \quad (92)$$

Вертикальные сжимающие напряжения на единицу площади p_v' и p_v'' не являются максимальными сжимающими усилиями, но только вертикальными составляющими этих усилий.

Что касается максимальных напряжений, то среди техников на этот счет существуют большие разногласия. Эти напряжения не поддаются точному определению, но приближенные величины можно определить по нижеприведенным формулам, из которых каждая дает напряжения в несколько различных плоскостях, причем пользоваться надлежит максимальным.

У низовой грани плотины ¹:

$$p_i' = (p_v' \sec^2 \varphi' - p_n' \operatorname{tg}^2 \varphi')^1 \quad \text{или} \quad p_n', \quad \text{или} \quad p_v' \sec^2 \theta. \quad (93)$$

У напорной грани плотины

$$p_i'' = (p_v'' \sec^2 \varphi'' - p_n'' \operatorname{tg}^2 \varphi'')^1 \quad \text{или} \quad p_n'', \quad \text{или} \quad p_v'' \sec^2 \theta. \quad (94)$$

В основании у низовой грани ²:

$$p_i' = p_v' \sec^2 \theta. \quad (95)$$

В основании у напорной грани ²:

$$p_i'' = p_v'' \sec^2 \theta. \quad (96)$$

Закон распределения силы $\Sigma (P)$ по площади подошвы не поддается определению. Поэтому сопротивление плотины скольжению следует считать зависящим исключительно от трения, которое, как будет разъяснено ниже, выражается углом наклона равнодействующей θ к вертикали.

101. Правила расчета. Причина аварий. Существует только два вида полного разрушения каменных плотин, а именно, вызванные скольжением и вызванные опрокидыванием. Плотина может разрушиться благодаря скольжению или благодаря опрокидыванию в плоскости, расположенной выше подошвы, в плоскости самой подошвы и в плоскости, находящейся

¹ Формула главных напряжений Мориса Леви (Maurice Levy). *Ред.*

² Формула Бувье (Bouvier); мы рекомендуем применение исключительно формулы Мориса Леви как более обычной. Имея в виду предыдущее примечание, в уравнениях (93) и (94) следует подставить всюду p_2 вместо p_v . *Ред.*

ниже подошвы. Последний случаи может произойти, если переливающая вода размочит основание за плотиной.

Причиной скольжения является наличие горизонтальных сил превышающих комбинированное действие сопротивления трения и сопротивления срезыванию в плоскости разрушения.

Опрокидывание происходит, когда равнодействующая R выходит из пределов очертания плотины, и кладка не может сопротивляться растягивающим усилиям. Если равнодействующая остается внутри очертаний плотины, то благодаря разрушению кладки раздавливанием сопротивляющийся профиль плотины может настолько сузиться, что произойдет опрокидывание.

Правило первое. Положение равнодействующей. Первое требование в отношении гравитационной плотины заключается в том, чтобы равнодействующая не выходила из пределов поперечного профиля плотины. Далее требуется, чтобы положение равнодействующей гарантировало отсутствие растягивающих усилий в каком-либо шве при любых условиях нагрузки. Уравнения (88) и (89) показывают, что растяжения в прямоугольных швах не наблюдается, если равнодействующая остается в пределах средней трети. Для швов с площадью неправильной формы максимальное расстояние равнодействующей от центра тяжести шва дано уравнением (92).

Правило второе. Наклон равнодействующей. Во избежание скольжения обычно принимают, что одного сопротивления трения должно быть достаточно, чтобы противиться действию равнодействующей всех горизонтальных усилий, причем при расчетах пользуются высоким коэффициентом безопасности. Сопротивление трения равно $f \Sigma (w)$ и должно превышать сумму всех горизонтальных усилий $\Sigma (P)$. В алгебраическом выражении это дает формулу

$$f \Sigma (w) = s \Sigma (P), \quad (97)$$

где s — желательный коэффициент безопасности.

Поэтому:

$$\frac{\Sigma (P)}{\Sigma (w)} = \operatorname{tg} \theta = \frac{f}{s}, \quad (98)$$

где θ — угол наклона равнодействующей к вертикали.

Для скалистых оснований и горизонтальных швов в кладке можно принимать s равным единице, при условии, чтобы f было определено экспериментальным путем по хорошо изготовленным образцам аналогичного применяемому на постройке материала. Придание поверхностям основания и швов известной шероховатости во время постройки и наличие значительного, хотя и неопределенного по величине, сопротивления срезыванию, считаются достаточными, чтобы обеспечить необходимый коэффициент безопасности.

Для трения кладки по кладке и кладки по скале величину коэффициента f принимают равной от 0,6 до 0,75. При хорошей скале и тщательной работе величина 0,75 не является чрезмерной, но надлежит считаться и с плохими условиями и особенно с возможным наличием глинистых прослоек в основании, если скала ниже по течению может быть размыва и благодаря этому исчезнет упор низовой пяты плотины.

Для гравия, песка и глины приближенные величины f принимают соответственно равным 0,5, 0,4 и 0,3. Для земляных оснований следует

принимать коэффициент безопасности s равным 2,5 и более, если плотина не имеет глубокого зуба из кладки или свайного основания.

Правило третье. Сжимающие усилия. Сжимающие усилия в теле плотины и в основании не должны превышать допустимых пределов. Ввиду отсутствия среди инженеров единодушия в вопросе о величине наибольших сжимающих усилий, в прошлом установилась практика предписывать известные допустимые вертикальные напряжения и учитывать при проектировании только эти последние ¹.

Такие вертикальные напряжения принимают, однако, достаточно низкими, чтобы компенсировать тот факт, что они не представляют собою максимальных действующих напряжений.

Уравнения с (86) до (96) включительно служат для определения вертикальных и косых напряжений в теле плотины и в основании. Угол ϕ не должен превышать 45° для хорошо спроектированных плотин, а угол Θ должен быть значительно меньше. Следовательно, из уравнений 93 — 96 усматривается, что косые напряжения не будут превышать вертикальных более чем вдвое. Для гравитационных плотин допускают у напорной пяты более значительные вертикальные напряжения, чем у низовой, из следующих соображений: ϕ'' значительно меньше, чем ϕ' , а при порожнем водохранилище Θ равно нулю, и потому, когда условия нарузки создают максимальное напряжение у напорной пяты, то косые напряжения у напорной пяты будут значительно меньше, чем у низовой.

Следующие величины рабочих вертикальных сжимающих напряжений для каменных плотин на хорошем скалистом основании обычно дают в результате максимум косых напряжений, лежащий в безопасных пределах:

у низовой пяты гравитационных плотин.....	$\frac{1}{21}$	разрушающего напряжения	
у напорной пяты гравитационных плотин.....	$\frac{1}{15}$	»	»
у низовой и напорной пяты пустотелых плотин.....	$\frac{1}{15}$	»	»

Для слабых оснований требования второго правила обуславливают очень малую величину угла v . Поэтому вертикальные и косые напряжения в основании приблизительно равны, как это видно из уравнений (95) и (96); и напряжения в грунте основания являются при расчете руководящими.

Приводим допускаемые обычно величины напряжений в грунте оснований:

глина.....	40	t/m^2
крупный песок.....	20 — 40	t/m^2
мелкий ил.....	10 — 20	t/m^2

Правило четвертое. Растяжение в вертикальных плоскостях².

¹ Придерживаясь формулы Мориса Леви для главных напряжений, мы полагаем более правильным исходить из единого напряжения как для напорной, так и для низовой грани. *Ред.*

² Вопрос о растяжении в вертикальных швах плотины благодаря работе Этчевери и Пирсона получил в английской и американской литературе и практике изрядное значение. На самом деле этот вопрос нереален, ибо работа Этчевери и Пирсона исходила из неправильных в корне допущений о распределении срезающих усилий в швах плотин по закону параболы. *Ред.*

Угол наклона φ' , образуемый низовой гранью плотины с вертикалью, должен быть невелик, чтобы предупредить разрушение благодаря растягивающим усилиям в вертикальных плоскостях. Ясно, что если угол φ' очень велик, то низовая пята плотины будет длинной и суживающейся к концу и в таком виде не сможет передавать надлежащую долю полной нагрузки основанию, не проявляя тенденции к растрескиванию. Эмпирические формулы автора, определяющие максимально допустимые величины φ' , таковы: для слабых свайных оснований:

$$\operatorname{tg} \varphi' = < \sqrt{\frac{3,05}{H}}, \quad (99)$$

где H — высота плотины в метрах;

для скалистых оснований:

$$\operatorname{tg} \varphi' = < \frac{4f'}{4}, \quad (99a)$$

или:

$$\operatorname{tg} \varphi' = < \sqrt{\frac{3,05}{H}}. \quad (99b)$$

При проектировании останавливаются на той формуле, которая дает максимальное значение φ' ¹¹

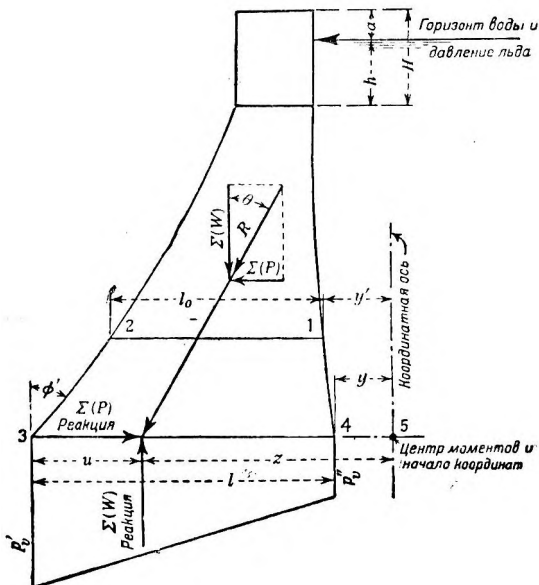
102. Общие уравнения для расчета массивных гравитационных плотин. Расчет гравитационных плотин ведут шов за швом начиная сверху, причем каж-

дый шов должен отвечать вышеизложенным правилам расчета. Допустим, что часть плотины от гребня до горизонтального шва 1—2 (фиг. 122) уже спроектирована; в таком случае нужно составить уравнения, определяющие положение и длину следующего по порядку шва 3—4.

Расстояние между последовательно рассчитываемыми швами принимают обычно равным 15% расстояния шва от верха плотины, но можно значительно увеличить это расстояние без существенной погрешности. Таким образом расчет ведут последовательно от верха плотины до ее основания.

На фиг. 123, изображающей типичную глухую плотину, каждая зона соответствует части сооружения, расчет которой ведется согласно особому правилу или комбинации правил.

Ширину плотины поверху в глухих плотинах обычно делают равной 10—14% максимальной высоты плотины, хотя для низких плотин может потребоваться несколько большая ширина, чтобы сопротивляться уларам плавающих тел или чтобы образовать полотно проезжей дороги. Часто в силу различных соображений гребень плотины поднимают выше уровня



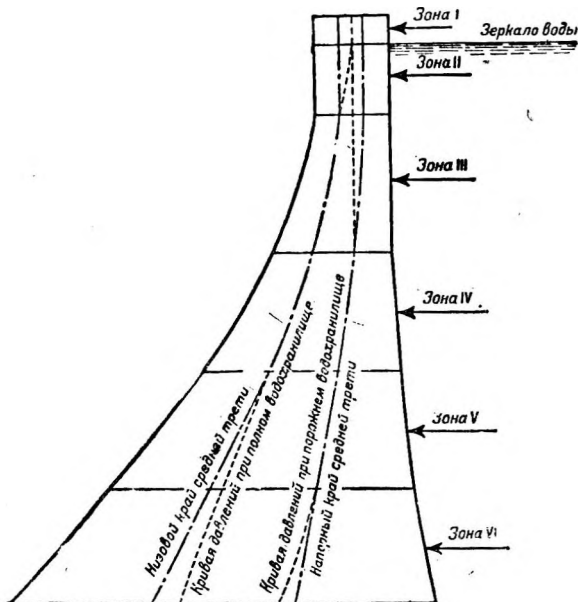
Фиг. 122.

¹¹ Предлагаемое Кригером ограничение угла разумно, так как увеличение его при прочих равных условиях увеличивает главные напряжения согласно формуле Мориса Леви (93). *Ред.*

высоких вод, причем поднятие гребня на 5% максимальной высоты плотины не всегда связано с увеличением количества бетонной кладки.

Там, где учитывается давление льда, вес кладки в зоне I определяется по второму правилу и должен быть достаточен, чтобы предотвратить скольжение этой части. Ширину и возвышение гребня плотины над горизонтом высоких вод необходимо рассчитывать, исходя из этого соображения.

Так как ширина плотины всегда больше, нежели требуется по первому правилу, то зона II является той частью сооружения, где кривые давления при наполненном и порожнем водохранилище расположены в пределах средней трети швов, причем обе



Фиг. 123.

Грани плотины вертикальны. У подошвы зоны II равнодействующая при полном водохранилище проходит через низовой край средней трети, тогда как при порожнем водохранилище она проходит через середину шва. В зоне III низовая грань плотины начинает получать наклон, чтобы удовлетворить первому правилу (напорная грань остается вертикальной), пока равнодействующая при порожнем водохранилище не пересечет шва у напорного края средней трети. В зоне IV обе грани, напорная и низовая, получают наклон, чтобы равнодействующие при полном и порожней водохранилище проходили в точности через границы средней трети.

В зоне V расчет следует вести по правилу 3 для полного водохранилища, для порожнего же водохранилища остается в силе первое правило. Поэтому равнодействующая при полном водохранилище в нижней части зоны должна быть расположена в пределах средней трети, чтобы ширина шва была достаточна для распределения давлений согласно требованиям третьего правила. В зоне VI при полном и порожнем водохранилище следует считаться с предельно допускаемыми напряжениями, и расчет должен целиком строиться на третьем правиле. В этой зоне равнодействующие при полном и порожнем водохранилище должны быть расположены внутри средней трети. Зона VI доходит до самого основания.

¹ Зоны V и VI несколько видоизменяют свои размеры и форму, если принять за основу расчетную формулу Мориса Леви и единое допускаемое напряжение. *Ред.*

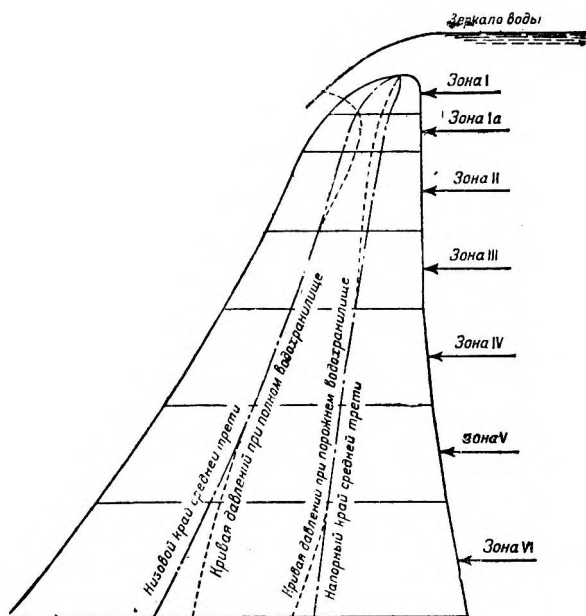
Если в какой-нибудь стадии расчета окажется, что угол Θ превышает величину, допустимую по второму правилу, то необходимо наново рассчитать поперечный профиль, делая более сильным наклон на напорной стороне, чтобы увеличить вертикальную составляющую давления воды и тем содействовать сопротивлению скольжения. Обычно при допустимой величине Θ , не меньшей чем 0,7—0,75, второе правило не является руководящим для гравитационных плотин, исключая зоны I, как было разъяснено выше.

При высоте плотины порядка 100 м и более в нижней части зоны VI наклон низовой грани очень часто может оказаться более пологим, чем это допустимо по четвертому правилу; если это наблюдается, то делу помогают, увеличивая наклон напорной грани.

На фиг. 124, изображающей типичную массивную водосливную плотину, форма гребня и низовой грани заранее определена тем требованием, что она должна соответствовать форме свободно падающей переливающейся струи, как будет объяснено дальше.

В зоне I требования первого и второго правил приходится поневоле нарушать, поскольку невозможно вблизи гребня водосливной плотины придавать кладке такую мощность, чтобы она сопротивлялась скольжению одним трением и чтобы равнодействующая при полном водохранилище оставалась в пределах средней трети. В зоне Ia вес сечения все еще недостаточен, чтобы удовлетворить второму правилу, но равнодействующие как при полном, так и при порожнем водохранилище остаются внутри средней трети, как этого требует первое правило. Если не приходится считать с сильным давлением льда, то высота зон I и Ia невелика и с горизонтальными срезывающим и растягивающим усилиями можно бороться посредством монолитности конструкции выше основания зоны Ia. Если имеется налицо давление льда, то зоны I и Ia могут простираться на значительную глубину ниже гребня. В таких случаях может потребоваться железная арматура, сопротивляющаяся растягивающим усилиям, и в горизонтальных конструктивных швах следует заделывать крупные выступающие камни или сопрягать их штрабой для увеличения сопротивления срезыванию.

Условия в зонах от II до VI включительно неотличаются от прежде описанных для глухих плотин. Однако в зоне II наклон низовой грани водосливной части обусловлен все же исключительно специальной формой гребня низовой грани. Наклон, определяемый этими соображениями продолжается до нижнего конца зоны II, а в зоне III уже увеличивается.



Фиг. 124.

На практике подразделение на зоны, как оно было описано выше, может несколько изменяться для различных типов плотин, но общая теория остается в силе, и размеры части плотины, заключенной между двумя горизонтальными швами, должны соответствовать правилам расчета, которые являются руководящими для данной зоны. Затем следует произвести проверку на устойчивость согласно всем прочим правилам.

Основные формулы расчета, именуемые «поверочными формулами», применяются, главным образом, для проверки, насколько тот или иной запроектированный профиль отвечает правилам расчета. Дальнейшие зависимости, выведенные из этих основных формул и именуемые «расчетными формулами», необходимы для определения длины и расположения отдельных швов по мере продвижения расчета.

Формулы для первого правила. *Поверочные формулы.* Согласно фиг. 122 момент равнодействующей R всех сил, действующих выше шва 3—4 относительно точки 5, равен $\Sigma(Wx) + \Sigma(Px)$; это выражение равно моменту реакции у основания, или $\Sigma(W)z$, так как момент силы $\Sigma(P)$ равен нулю. Отсюда:

$$\Sigma(Wx) + \Sigma(Px) = \Sigma(W)z,$$

или

$$z = \frac{\Sigma(Wx) + \Sigma(Px)}{\Sigma(W)}. \quad (100)$$

Это есть основное уравнение для первого правила. Оно дает положение равнодействующей относительно точки 5. Согласно первому правилу расстояние z — у должно быть меньше $\frac{2l}{3}$ при полном водохранилище и больше $\frac{l}{3}$ при порожнем.

Расчетные формулы. Случай 1. Общая формула применима к зоне VI, где положение равнодействующей при полном и порожнем водохранилище ложится в основу расчета, причем в результате должно получиться пересечение со швом у противоположных краев средней трети. Общие формулы для этих случаев таковы:

для полного водохранилища:

$$y + \frac{2l}{3} = \frac{\Sigma(Wx)_F + \Sigma(Px)_F}{\Sigma(W)_F} \quad (101)$$

для порожнего водохранилища:

$$y + \frac{l}{3} = \frac{\Sigma(Wx)_E + \Sigma(Px)_E}{\Sigma(W)_E}. \quad (102)$$

Согласно фиг. 122 предполагается, что расчет плотины доведен от верха до шва 1—2. Уравнения (101) и (102) помогают определить длину l и местоположение следующего шва 4—3. В этих двух формулах мы имеем два неизвестных y и l . Однако величины $\Sigma(Wx)$ и $\Sigma(W)$ как для полного, так и для порожнего водохранилища зависят от y и l . Поэтому приходится разрешать уравнения по методу постепенного приближения. Задаются приближенными величинами y и l и по ним вычисляют прибли-

женные значения $\Sigma(Wx)$ и $\Sigma(W)$ которые подставляют в формулы (101) и (102); затем из этих формул выводят более точные величины y и l . Одного или двух приближений обычно бывает достаточно, чтобы определить y и l достаточно точно для всех практических целей.

Случай 2. Для зоны III, где напорная сторона вертикальна, y величина постоянная, а l можно определить по одному только уравнению (101) по вышеизложенному методу. Определив длину шва l , можно определить положение равнодействующей при порожнем водохранилище по уравнению (100).

Случай 3. Положение нижнего края зоны II можно определить для глухих гравитационных плотин по следующей формуле согласно фиг. 122:

$$w_2 h^3 + (cw_2 L^2 + 6P_i - w_1 L^2) h = w_1 L^2 a. \quad (103)$$

Положение основания зон III и IV можно определить только по методу постепенного приближения по мере продвижения расчета.

Формула для второго правила. *Проверочная формула.* Основным уравнением проверки для второго правила является уравнение (98).

Расчетная формула. Если в какой-либо стадии расчета окажется, что второе правило является руководящим, как в зоне I, то искомая величина $\Sigma(W)$ может быть получена из уравнения (98), причем для Θ принимают максимальную допускаемую величину.

Формулы для третьего правила. *Проверочные формулы.* Основными формулами проверки для правила 3 являются уравнения (86a) и (87a)¹.

Расчетные формулы. Для зоны V, где в основу расчета у низовой пяты кладется третье правило, а у напорной пяты — первое правило, действуют следующие расчетные формулы:

при полном водохранилище

$$\frac{(p_n' - p_r')}{6} - \frac{\Sigma(W)_F l}{3} = \Sigma(W)_F y - \{ \Sigma(Wx)_F + \Sigma(Px)_F \} \quad (104)$$

при порожнем водохранилище

$$y + \frac{l}{3} = \frac{\Sigma(Wx)_E + \Sigma(Px)_E}{\Sigma(W)_E}. \quad (105)$$

Исходя из фиг. 122, предполагается, что плотина рассчитана от верха до шва I—2. Уравнения (104) и (105) позволяют определить длину l и положение y следующего шва 4—3. В этих двух уравнениях мы имеем две неизвестные l и y , причем значения $\Sigma(Wx)$ и $\Sigma(W)$ как для полного, так и для порожнего водохранилища зависят от l и y . Поэтому мы разрешаем уравнения по методу постепенного приближения, задаваясь приближенными величинами l и y и выводя из уравнений (101) и (102) более точные значения этих величин.

¹ Как указано в примечании к уравнениям (86a) и (87a), с ними согласиться нельзя, почему мы рекомендуем в данном случае применять уравнения (86) и (87), а в дальнейших расчетных формулах всюду полагать p_n' и p_n'' равными нулю, а вместо p_o' и p_o'' читать p_r' и p_r'' . Ред.

Для зоны VI , где руководящим при расчете верховой и низовой пяты является третье правило, применимы следующие формулы: при полном водохранилище:

$$\frac{(p_u' - p_v') l^2}{6} - \frac{\sum (W)_F l}{3} = \sum (W)_F y - \{ \sum (Wx)_F + \sum (Px)_F \}; \quad (106)$$

при порожнем водохранилище:

$$\frac{(p_u'' - p_v'') l^2}{6} - \frac{2 \sum (W)_E l}{3} = \sum (W)_E y - \{ \sum (Wx)_E + \sum (Px)_E \}. \quad (107)$$

Эти уравнения можно также разрешить в отношении l и y по вышеупомянутому методу постепенного приближения.

Формулы для четвертого правила. Уравнения (99), (99a) и (99b) могут служить поверочными формулами для четвертого правила. Расчетных уравнений деления составить нельзя. Если в какой-либо стадии расчета окажется, что наклон грани слишком мал, то необходимо исправить форму профиля, как было указано ранее, чтобы довести угол наклона откоса до необходимой крутизны.

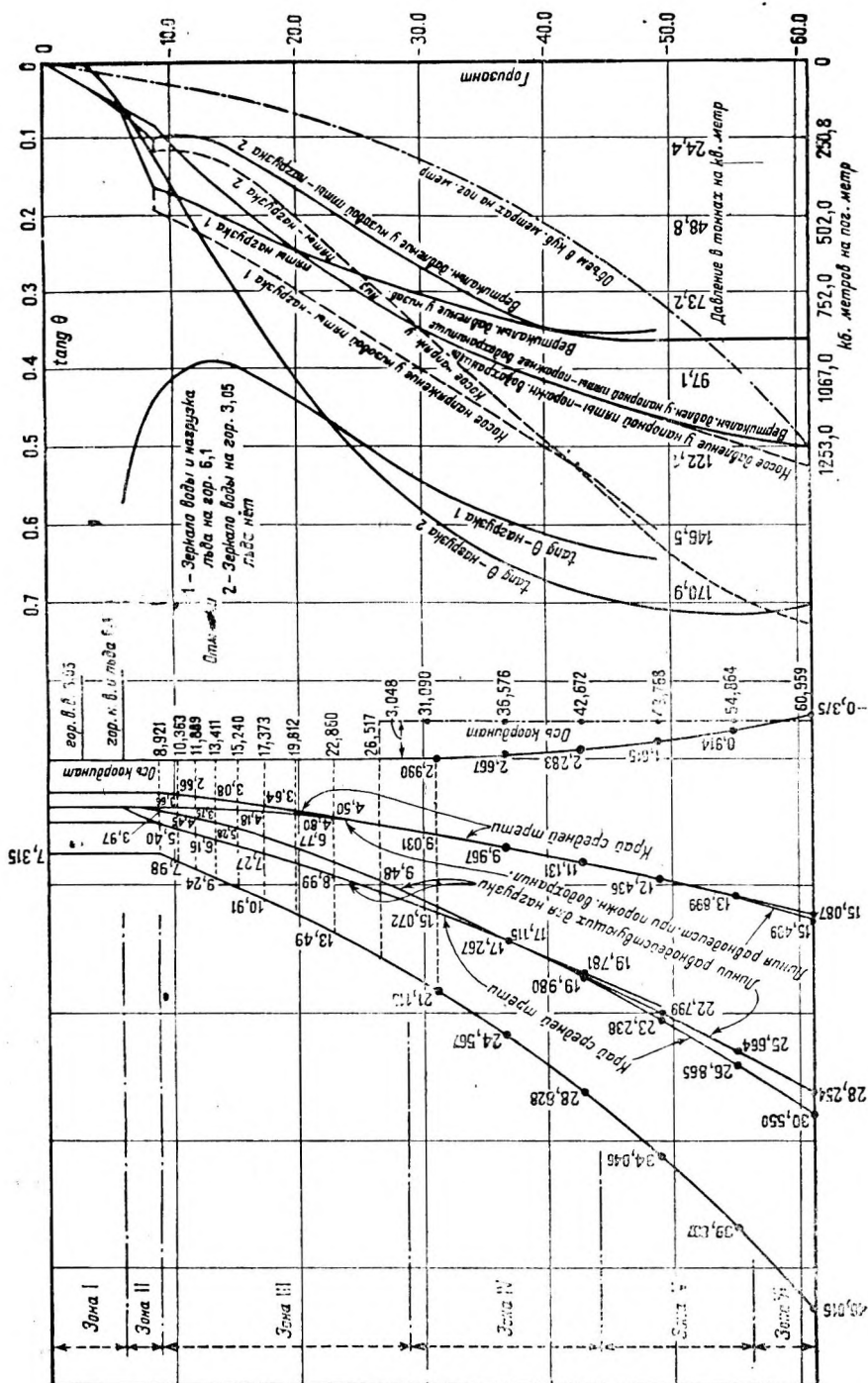
103. Расчет гравитационных плотин. Расчет глухих плотин всегда ведут сверху вниз. Возвышение гребня плотины над горизонтом высоких вод обычно делают настолько большим, чтобы он находился вне сферы достижения волн и чтобы вес его был достаточным для сопротивления напору льда. Ширина плотины поверху обычно равна 10 — 14% ее максимальной высоты, если не требуется большего уширения для устройства проезжей или пешеходной дороги или для других целей.

Когда отметка гребня плотины и ширина его определены, расчет ведут согласно вышеизложенным методам.

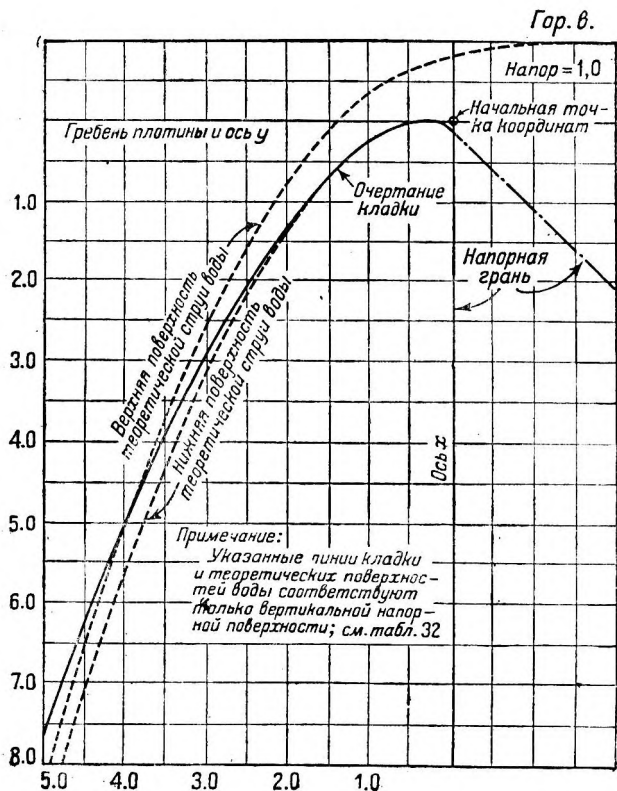
Первым шагом при расчете водосливной плотины является определение возвышения зеркала воды над гребнем водослива соответственно максимальному ожидаемому расходу. В главе V мы рассмотрели вопрос о вероятности ожидаемых паводков; относительно расхода воды через плотину см. § 74.

После того как определился напор на гребне плотины, необходимо определить форму верхней ее части. Если струя, переливающаяся через гребень, при падении не прилегает к низовой поверхности плотины и атмосферный воздух не имеет свободного доступа в пространство под струей, то в последнем появляется тенденция к образованию вакуума. Частичный вакуум увеличивает опрокидывающие усилия, действующие на плотину. По этой причине, а также потому, что рекомендуется избегать динамических воздействий и размыва у низового зуба, гребню плотины и низовой ее поверхности в обычных условиях следует придавать форму, соответствующую кривизне нижней поверхности свободной струи при ожидающемся максимальном паводке. Другими словами, низовая грань должна иметь на любой отметке менее крутой уклон, чем указанная поверхность. Для низких плотин на хорошем скалистом основании это требование необязательно, если возвышение горизонта верхнего бьефа над гребнем невелико и если приняты меры к недопущению образования вакуума.

В табл. 32 и на фиг. 126 указаны рекомендуемая форма гребня и максимальный уклон низового откоса водосливных плотин. Пунктирные линии на фиг. 126 дают очертание верхней и нижней поверхностей сво-



бодно падающей струи. Сплошная линия, обозначающая рекомендуемое очертание кладки, не так крута, как теоретическое очертание струи, ввиду необходимости предусмотреть известный коэффициент запаса, так как очер-



Фиг. 126. Рекомендуемая форма гребня и низовой поверхности для водосливных плотин.

пологий низовой откос, нежели требуется для прилегания ниспадающей струи. Ниже нижнего предела зоны II расчет ведут совершенно так же, как было указано ранее для глухих плотин, вплоть до уровня основания плотины.

После того как определится форма поперечного профиля, у низовой пяты рекомендуется устраивать гусек (фиг. 119), чтобы отклонить ниспадающую струю воды от тела плотины. Иногда обходятся без гуська, если плотина небольших размеров и если максимальный расход невелик, а грунт скалистый.

«Очертание кладки» (фиг. 126) при вертикальной напорной грани показано на фиг. 127 для облегчения ее построения. Фиг. 127 вычерчена для глубины воды в 1,0 м над гребнем. Размеры, указанные на чертеже, следует умножать на величину напора на гребне. Фиг. 130 и 131 показывают количество бетона в гравитационных плотинах на 1 пог. м; обычные допущения из которых исходили при определении этого количества, приведены на самих чертежах.

тания струи исчислены на основе измерений, произведенных в сравнительной близости к гребню.

Требования первого и второго правил невыполнимы в зоне I, и устойчивость должна обеспечиваться с помощью специальных мер, описанных в § 102.

Нижний предел зоны II можно определить только с помощью вычисления положения равнодействующей при полном водохранилище для ряда последовательных горизонтов, пока не будет достигнут такой горизонт, на котором равнодействующая пересекает шов в точности у края средней трети. Низовая поверхность плотины будет иметь форму, указанную в табл. 32, пока не будет достигнут названный уровень, ниже которого плотина в силу других соображений будет иметь большую толщину и более

Таблица 32

Значения координат на фиг. 126 для напора на гребне, равного единице. (Все цифры таблицы следует множить на действительную величину напора на гребне)

у	х для вертикальной напорной грани			х для напорной грани, скошенной под углом в 45°		
	Очертание кладки	Теоретическая струя		Очертание кладки	Теоретическая струя	
		Верх струи	Низ струи		Верх струи	Низ струи
0,0	0,126	—0,831	0,126	0,043	—0,781	0,043
0,1	0,036	—0,803	0,036	0,010	—0,756	0,010
0,2	0,007	—0,772	0,007	0,000	—0,724	0,000
0,3	0,000	—0,740	0,000	0,005	—0,689	0,005
0,4	0,007	—0,702	0,007	0,023	—0,648	0,023
0,6	0,060	—0,620	0,063	0,090	—0,552	0,090
0,8	0,142	—0,511	0,153	0,189	—0,435	0,193
1,0	0,257	—0,380	0,267	0,321	—0,293	0,333
1,2	0,397	—0,219	0,410	0,480	—0,121	0,500
1,4	0,565	—0,030	0,590	0,665	0,075	0,700
1,7	0,870	0,305	0,920	0,992	0,438	1,05
2,0	1,22	0,693	1,31	1,377	0,860	1,47
2,5	1,96	1,50	2,10	2,14	1,71	2,34
3,0	2,82	2,50	3,11	3,06	2,76	3,39
3,5	3,82	3,66	4,26	4,08	4,00	4,61
4,0	4,93	5,00	5,61	5,24	5,42	6,04
4,5	6,22	6,54	7,15	6,58	7,07	7,61

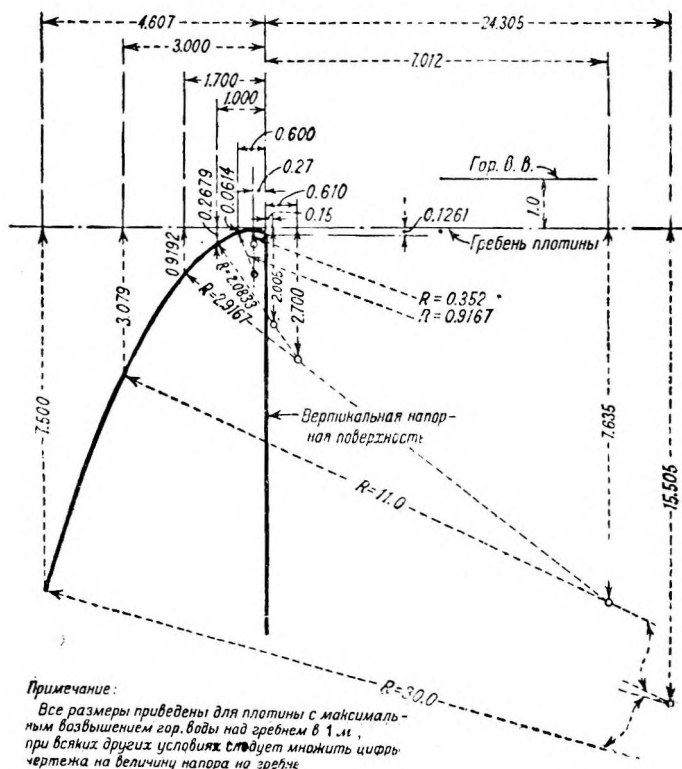
104. Расчет пустотелых плотин. Хотя пустотелые плотины и строились по разнообразным типам, но общепринятый тип состоит из ряда параллельных бетонных контрфорсов, отстоящих друг от друга на равном расстоянии и перекрытых водонепроницаемой плитой на напорной стороне; при наличии водослива на низовой стороне устраивается водосливная плита и гусек для отвода ниспадающей струи.

Общая теория расчета, которую мы привели для гравитационных плотин, применима также и к пустотелым плотинам. Для последних, однако, не существует единого экономического метода расчета, и форму контрфорсов, тип плиты и другие детали проектировщику приходится разрабатывать по собственному усмотрению, проверяя соответствие конструкции правилам расчета, приведенным выше.

На хорошем скалистом грунте построено много пустотелых плотин, значительно превышающих 30 м по высоте; что касается полых плотин на мягком основании, то им следует придавать небольшую высоту и рассчитывать их с запасом, так как неравномерная осадка неизбежно вызывает напряжения, предусмотреть которые при расчете невозможно.

При выборе ширины и возвышения над зеркалом воды гребня глухих пустотелых плотин надлежит сообразоваться с местными условиями, как это было указано и в отношении гравитационных плотин. Форма гребня и верхней части низового откоса водосливной плотины должна, как было разъяснено выше, приравниваться к форме ниспадающей струи, соответствующей максимальному ожидаемому паводку.

Напорная сторона контрфорсов наклонена к горизонтали под углом $45\text{--}60^\circ$, что позволяет использовать действие большой вертикальной составляющей давления воды для увеличения устойчивости. Это дает значительную экономию бетона по сравнению с гравитационной плотиной. Низовая сторона контрфорсов либо вертикальна, либо слегка наклонена, если

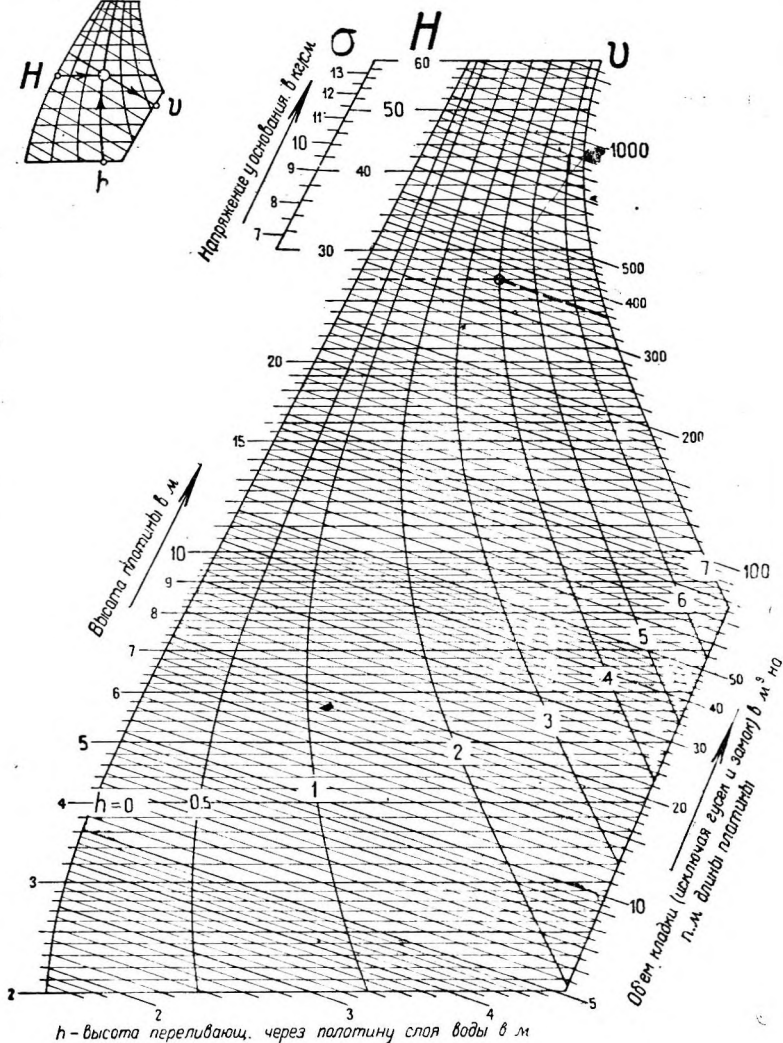
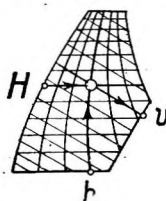


Фиг. 127. Очертание кладки фиг. 126 с указанием размеров

она не переходит в водобойный пол. Наклон начинается обычно на середине или на $\frac{3}{4}$ высоты плотины. Иногда необходима наклон низовой стороны, чтобы удовлетворить требованиям первого правила, и в некоторых случаях бывает полезно ограничить главные напряжения в бетоне не посредством утолщения, а посредством удлинения контрфорсов.

Контрфорсы в сущности представляют собою тонкие стенки, выдерживающие очень большую нагрузку. Обычно им придают жесткость с помощью железной арматуры и ставят с известными промежутками распорки, проходящие через всю длину плотины. Расстояние между осями распорок равняется, обычно, 12-кратной толщине контрфорсов. Распорки снабжены арматурой, чтобы работать на сжатие, растяжение и изгиб, обусловленный их собственным весом и весом пешеходных внутренних мостиков, которые они поддерживают. Горизонтальные конструктивные швы в контрфорсах расположены в плоскости осей распорок.

Схема пользования



Переработана Номографическим сектором издательства ПКТП.

Фиг. 130. Номограмма для определения объема кладки в гравитационных водосливных плотинах.

Номограмма для определения объема кладки в гравитационных водосливных плотинах

Примечание 1. При построении номограммы принято:

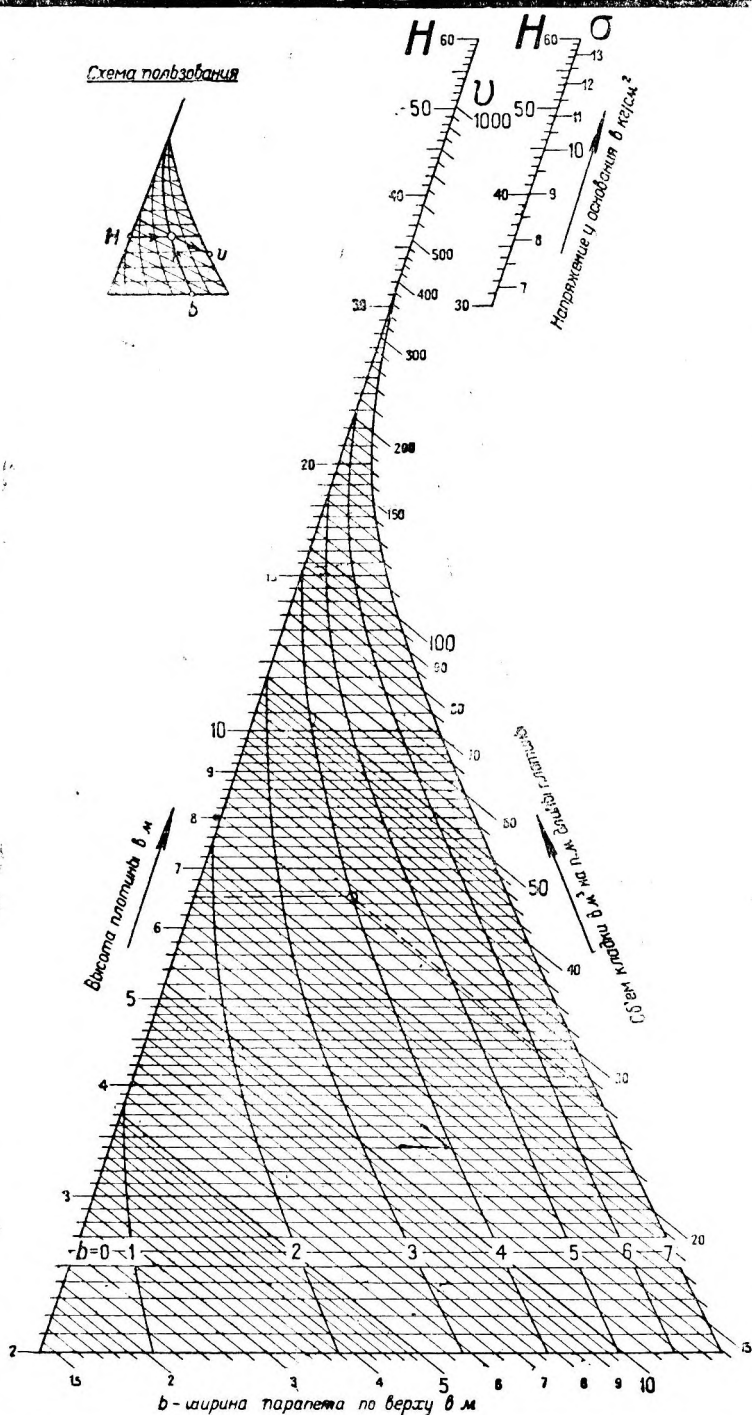
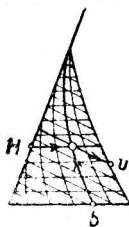
1. Вес бетона $2,23 \text{ т/м}^3$.
2. Треугольная эпюра взвешивающего давления на 50-ти % основания.
3. Наносов нет, льда нет.
4. Форма оголовка плотины по форме падающей струи (практический профиль) и равнодействующая, проходящая через край средней трети на всех уровнях, исключая гребня плотины.

Примечание 2. Гребень может оказаться слишком тонким для практических целей при большой высоте плотины с малым напором на гребне водослива.

Пример. Дано $H = 27 \text{ м}$; $h = 4 \text{ м}$. Найти v .

От отметки 27 шкалы H идем по горизонтальной прямой до встречи с кривой $h = 4$; от точки встречи по наклонной прямой до шкалы v (правой или нижней); в точке пересечения читаем ответ: $v = 360 \text{ м}^3/\text{м}$.

Схема пользования



Переработана Номографическим сектором издательства НКТП.

Фиг. 131. Номограмма для определения объема кладки в глухих гравитационных плотинах.

Номограмма для определения объема кладки в глухих гравитационных плотинах

Примечание. При построении номограммы принято:

- 1) вес бетона $2,23 \text{ т/м}^3$
- 2) треугольная эпюра взвешивающего давления на 50-ти % основания
- 3) наносов нет, льда нет.

Пример. Дано $H = 6,5 \text{ м}$, $b = 4 \text{ м}$. Найти v .

От отметки $6,5$ шкалы H идем по горизонтальной прямой до встречи с кривой $b=4$; от точки встречи по наклонной прямой идем до шкалы v (правой или нижней); в точке пересечения читаем ответ: $v = 26,5 \text{ м}^3/\text{м}$.

Номограмма для определения объема кладки в глухих гравитационных плотинах

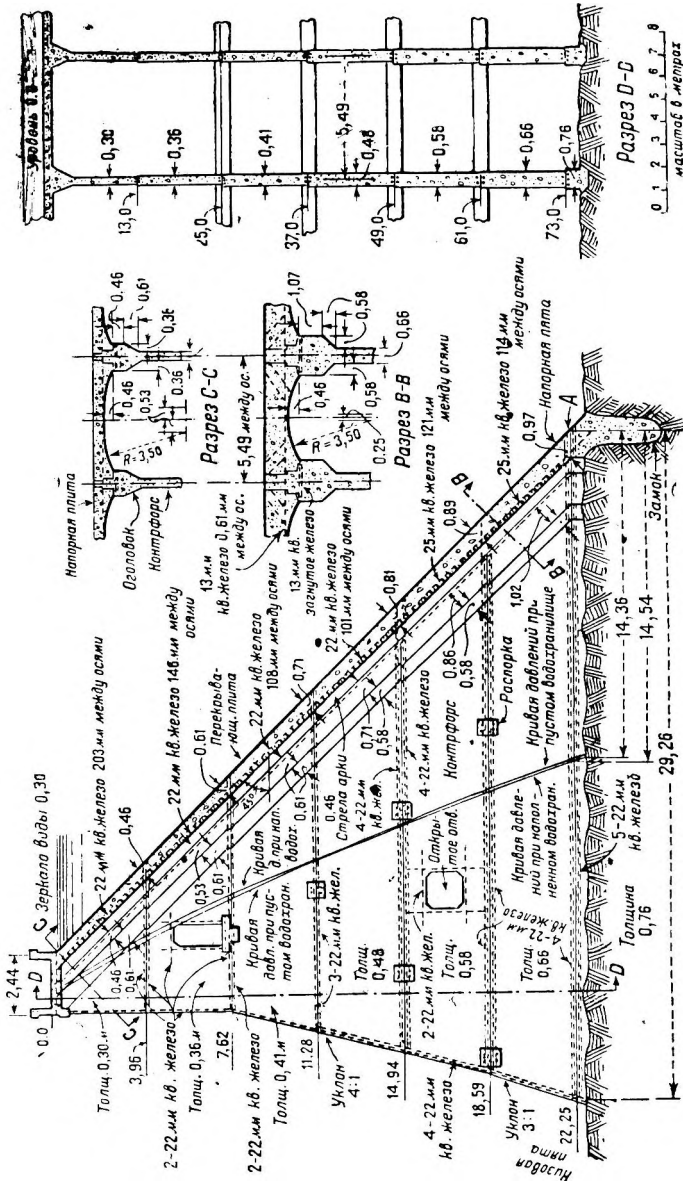
Примечание. При построении номограммы принято:

- 1) вес бетона $2,23 \text{ т/м}^3$
- 2) треугольная эпюра взвешивающего давления на 50-ти % основания
- 3) наносов нет, льда нет.

Пример. Дано $H = 6,5 \text{ м}$, $b = 4 \text{ м}$. Найти v .

От отметки $6,5$ шкалы H идем по горизонтальной прямой до встречи с кривой $b=4$; от точки встречи по наклонной прямой идем до шкалы v (правой или нижней); в точке пересечения читаем ответ: $v = 26,5 \text{ м}^3/\text{м}$.

Отверстия в контрфорсах служат для прохода людей и подачи материалов во время постройки, а иногда устраивается смотровая галерея, если нет доступа внутрь плотины с низовой стороны на уровне земли.



Фиг. 133. Образец полой незаливаемой плотины.

Существует два главных типа пустотелых плотин: тип с плоской напорной плитой и многоарочный тип. Характерным отличием между этими типами является форма перекрытия. В первом типе оно состоит из плоских армированных бетонных плит, как усматривается из фиг. 132 и 133, тогда как перекрытие многоарочного типа состоит из ряда арок (фиг. 134).

Нагрузка плоской плиты постоянна при постоянном уровне воды в верхнем бьефе. Что касается арочных перекрытий, то их рассчитывают как арки, расположенные нормально к образующим, а потому в каждой арке отметка замка выше отметки пяты и соответственно давление воды на 1 м^2 у замка меньше, чем на 1 м^2 у пяты. Это очень существенное соображение, особенно для части, ближайшей к верху плотины, где разница нагрузок максимальна; по этой причине в верхней части многоарочных плотин арки делают горизонтальными, а некоторые недавно построенные плотины запроектированы с арками, очерченными в горизонтальном разрезе по дуге круга.

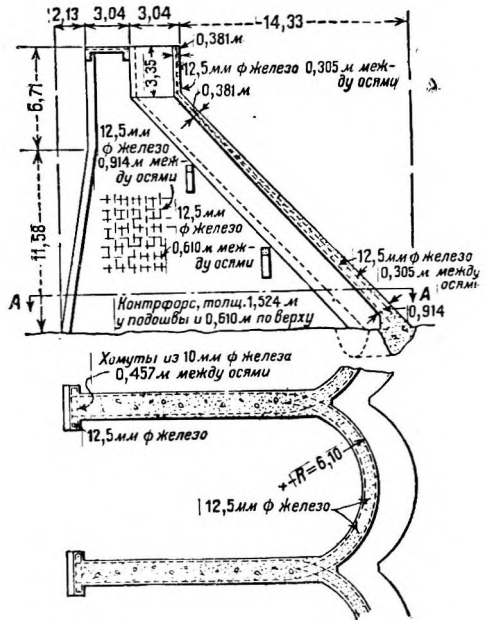
Составляющую веса плиты, направленную нормально к напорной грани контрфорсов, следует включать в нагрузку плиты.

Арки многоарочных плотин должны всегда снабжаться арматурой для жесткости и надежно связываться ею с контрфорсами, даже если этой арматуры не требуется для сопротивления неравномерной нагрузке арки. Как будет разъяснено далее, в главе об арочных плотинах, наиболее экономичным центральным углом для арок считается угол в 120° .

При плоском перекрытии контрфорсы размещают в расстоянии от 4,5 до 8 м ось от оси, но для арочного перекрытия экономичнее более просторное размещение.

Обычное расстояние между осями контрфорсов многоарочных плотин равно от 9 до 12 м. Очень многое зависит впрочем от средней высоты плотины и ряда других соображений. Наиболее экономическое размещение можно определить только путем сравнительных подсчетов.

При значительной высоте пустотелых водосливных плотин и при грунте поддающемся размыву, на низовой стороне устраивают водосливную плиту, форма которой приспособлена к форме ниспадающей струи, соответствующей максимальной ожидающемуся паводку. Надлежащая форма указана в табл. 32 и на фиг. 126. Водослив должен заканчиваться гуськом у низовой пяты плотины, чтобы надлежащим образом отклонять воду в горизонтальном направлении. Водосливная плита и в особенности гусек должны иметь достаточную толщину и снабжаться мощной арматурой, чтобы сопротивляться ударам льда, бревен и других предметов, могущих переноситься водою через гребень. Если водосливной плиты нет, то надлежит озаботиться сквозной вентиляцией внутренности плотины посредством отверстий в контрфорсах и открытого доступа воздуха на каждом конце. Необходим также хороший отвод воды из пространства внутри плотины во избежание накопления просачивающейся напорной воды.



Фиг. 134. Типичная поляя многоарочная плотина.

Таблица 33

Характеристика пустотелых плотин, показанных на фиг. 132 и 133

Отметки ниже гребня	Водосливные плотины				Глухие плотины					
	19,51	15,85	12,19	8,53	22,25	18,59	12,19	11,28	7,62	3,96
Реакция перекрытия, $т/м^2$	190,41	170,88	146,47	126,94	183,09	170,88	166,00	148,91	114,74	63,47
Максимальное вертикальное на- пряжение	141,59	131,83	107,41	102,53	151,35	151,35	151,35	141,59	117,18	68,35
Максимальное косое напряжение	161,12	141,59	151,35	170,88	205,06	205,06	205,06	185,53	146,47	83,00
$tg \theta$	0,57	0,55	0,53	0,49	0,60	0,60	0,58	0,55	0,48	0,33
Объем $м^3$ на 1 $мол.$ м плотин ¹ .	54,0	37,5	24,0	12,5	66,5	49,0	32,5	21,5	12,5	6,3
Количество железа, $кг$ на 1 $мол.$ м плотины	2 750	2 010	1 260	740	2 530	1 935	1 410	970	670	300

¹ Не считая гуська и замка, но включая водосливную плиту до низа бетонной кладки гуська. Арматура гуська не учтена.

При расчете пустотелых плотин в первую очередь необходимо остановиться на том или ином типе в зависимости от местных условий и выбора проектировщика. Затем определяют примерное размещение, толщину, наклон и прочие детали контрфорсов и производят проверку проекта на соответствие приведенным выше правилам расчета.

Первое правило может потребовать удлинения контрфорсов либо путем уменьшения наклона нижней стороны и увеличения длины подошвы, либо путем смягчения наклона напорной стороны и увеличения вертикальной составляющей давления воды, смотря по тому, какое решение представляется более целесообразным.

Второе правило может потребовать добавочного веса, чего лучше всего достигнуть, придав напорной поверхности более пологий наклон.

Третье правило может потребовать увеличения площади контрфорсов посредством утолщения или удлинения их или и того и другого. При расчете сжимающих напряжений в горизонтальных швах и в подошве следует включать горизонтальную площадь перекрытия, не образующую монолита с контрфорсами, если благодаря этому включению рассчитанные напряжения окажутся более значительными. Обращаясь к § 100, мы видим, что добавление площади перекрытия и площади контрфорсов уменьшит среднее напряжение, но эксцентриситет e может при этом настолько возрасти, чтобы увеличить изгибающее напряжение, что вызовет увеличение полного напряжения у края подошвы.

Четвертое правило не является руководящим при расчете полых плотин обычного типа.

Вызвешивающее давление, вызванное напором воды, для полых

плотин никогда в расчет не принимается ввиду усиленного дренажа внутреннего пространства плотины и наклонной арматуры перекрывающей плиты, которая запущена в кладку замка.

В табл. 33 сгруппированы данные и характеристики расчета полых плотин, показанных на фиг. 132 и 133. Вес бетона принят равным $2,4 \text{ т/м}^3$.

105. Расчет арочных плотин. Арочные плотины рассчитываются на восприятие давления воды и наносов горизонтальным действием арки и пригодны только для таких местностей, где длина плотины по сравнению с высотой невелика и где склоны долины состоят из прочной скалы, могущей выдерживать распор в пятах арки.

Плотина не будет работать как настоящая арка ввиду влияния сопряжения подошвы с относительно жестким основанием. Благодаря этому влиянию арка частично работает как вертикальная консоль, и это уменьшает нагрузку, выдерживаемую нижней частью арки, но налагает добавочную нагрузку на ее верхнюю часть.

Неоднократно пытались установить методы расчета, учитывающие влияние упругого действия консольной балки, вес бетона, изменение пролета и радиуса, расширение и сжатие кладки вследствие температурных влияний, содержание влаги и усадку бетона.

Однако эти методы расчета не встретили всеобщего сочувствия; полагают, что влияние большинства этих факторов крайне неопределенно¹.

Поэтому большинство арочных плотин рассчитано согласно следующему уравнению, которое применимо к тонким погруженным в воду полым цилиндрам:

$$p = \frac{q'r}{t}, \quad (108)$$

где для заданного горизонта:

p — напряжение в арке в т/м^2 ;

q' — нагрузка на арку в т/м^2 ;

r — радиус напорной грани в метрах;

t — толщина арки в метрах.

Нужно учитывать, что эта формула для арочных плотин неточна и дает результаты, которые необязательно ошибаются в сторону осторожности. Поэтому допустимое напряжение в арке p следует при расчете принимать очень умеренным

При расчете по уравнению (108) величина напряжения в арке для 34 существующих арочных плотин принималась равной от 127 до 342 т/м^2 , а в двух предельных случаях допущена величина около 600 т/м^2 .

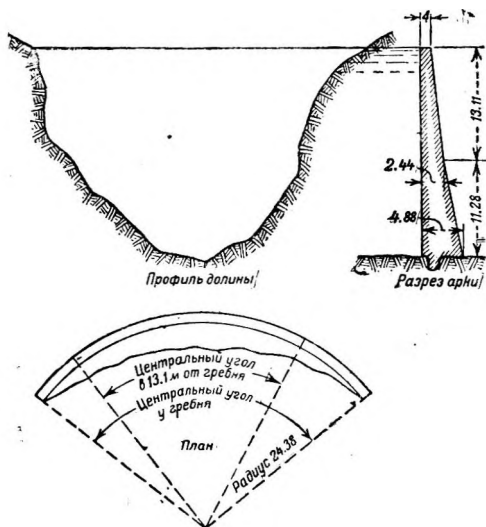
Случаев аварии арочных плотин не зарегистрировано ни одного. Поэтому нельзя определить, насколько действительные напряжения в арках близки к разрушающему напряжению в кладке, но рекомендуется, чтобы величина p в уравнении (108) не превышала от $1/8$ до $1/12$ разрушающего напряжения в кладке в зависимости от важности сооружения.

Проектировщику надлежит детально изучить существующие арочные плотины и сообразоваться с обычными относительными размерами сооруже-

¹ Тут Кригер высказывает, по-видимому, мнение лишь части американских инженеров. По вопросу расчета арочных плотин см. Н. И. Анисимов, Водохранилищные плотины, Н. И. Анисимов, Гидроэлектрические силовые установки. Кроме того, ряд ценнейших работ помещен за последние годы в „Тр. Am. Soc. C. E.“ *Ред.*

ний этого рода и соответственно уменьшать допускаемые им напряжения, так как всякое отступление от существующей практики должно рассматриваться как эксперимент (подробные размеры 34 существующих арочных плотин приведены в табл. 34 труда В. П. Кригера, «Engineering for Masonry Dams», изд. J. Wiley and Sons, 1917).

Так как арочная плотина представляет собой в сущности длинную колонну, имеющую боковую опору только в силу своего сопряжения с основанием, то не следует превышать известного максимального соотношения между длиной дуги и толщиной арки. Исходя из предварительного изучения ряда существующих плотин, автор советует, чтобы это соотношение на середине высоты не превышало 25, а у верха плотины 65 и предпочтительно даже 20 и 50. Соотношение у верха можно несколько увеличить, если оно на середине высоты значительно уменьшено, особенно если предусмотрена вертикальная арматура.



Фиг. 135. Типичная арочная плотина с постоянным радиусом.

ной толщине плюс предполагаемая толщина льда; если применена вертикальная арматура, то можно учитывать значительно большую высоту сопротивляющейся части плотины.

Первоначально арочные плотины большей частью строились с постоянным радиусом на всех уровнях, что требовало постепенного уменьшения центрального угла по направлению к подошве плотины (фиг. 135).

Иоргенсен¹ доказал, что теоретический максимум экономии получается при центральном угле в $133^{\circ}34'$ на всех отметках. Если включить стоимость опалубки и некоторые аналогичные статьи, то, вероятно, этот угол не будет превышать 120° и даже меньше.

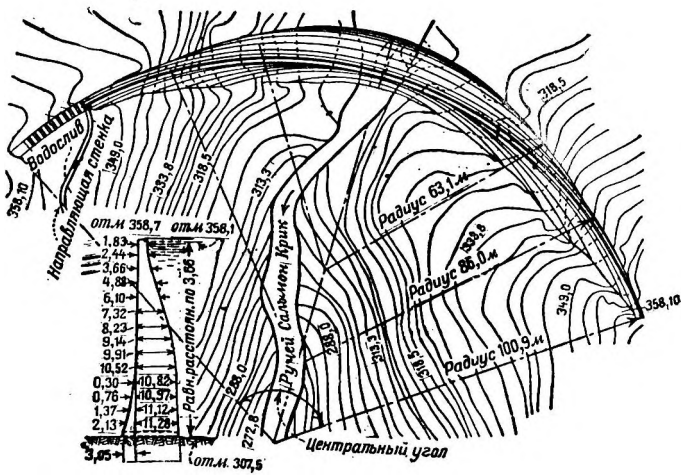
Там, где конфигурация поверхности скалы такова, что постоянный угол приведет к меньшей толщине плотины у подошвы по сравнению с более высокими отметками, постоянным центральным углом пользоваться не всегда возможно. Поэтому плотину следует проектировать с центральным углом, настолько приближающимся к постоянному, насколько это практически возможно.

¹ „Trans. Am. Soc., C. E.“, vol. 78, p. 685.

Скала в пятах должна быть отделана ступенями, чтобы надежно сопротивляться распыру арки и чтобы не могло произойти скольжения. В тонких небольших арках применяли горизонтальную и вертикальную арматуру, но редко в таком объеме, чтобы это существенно отразилось на прочности сооружения.

Давление льда, если оно предвидится, следует считать действующим на часть поверхности арки, по меньшей мере равную ее удвоен-

В плотине, изображенной на фиг. 136, центральный угол существенно уменьшается по направлению к подошве, чтобы сооружение местами не нависало.



Земляные плотины

106. Общие положения. Недостаток места не позволяет включить в эту главу все теоретические и практические данные, которые относятся к расчету и возведению земляных плотин. Поэтому наше дальнейшее изложение явится только общим резюме трактуемой темы. Мы отсылаем читателя к § 123 (библиография) для дальнейших справок в особенности к работе Дж. Д. Джестина, (Joel D. Justin), «Проектирование земляных плотин», (The Design of Earth Dams), опубликованной в «Transactions of the American Society of Civil Engineers», vol. LXXXVI. Многие данные по теории расчета, приведенные в настоящей главе, заимствованы из названного труда.

Было время, когда многие инженеры смотрели на земляную плотину свысока, ее расчету уделялось самое поверхностное внимание, и постройка велась без серьезного надзора. Однако ряд аварий, которых вполне можно было бы избежать, заставили отнестись к земляной плотине как к подлинному инженерному сооружению, и в наше время местоположение будущей плотины изучается и исследуется очень тщательно, равно как и материал, из которого ее предполагается строить. Теперь уже общепризнанно, что для удачного возведения земляной плотины требуется такое же заботливое отношение ко всем деталям, как и для постройки всякого другого инженерного сооружения.

107. Материалы для земляных плотин. Среди лиц, незнакомых с вопросом, укоренилось общее убеждение, что земляная плотина, чтобы работать надежно, должна быть построена из водонепроницаемого материала. Во многих учебниках до сих пор еще значится, что не следует приступать к постройке плотины, если в распоряжении строителей не имеется водонепроницаемого материала. Однако всякому, кто ознакомится со списком успешно работающих земляных плотин, становится ясно, что дело обстоит совершенно иначе. Земляные плотины с успехом строились из каменной наброски, из песка всех степеней мелко- и крупнозернистого, из гравия и ила, из каменной мелочи, растительного грунта и глины. Если качества всех материалов, какие имеются в распоряжении, подробно изучены, то можно спроектировать и построить плотину из этих материалов.

108. Линия депрессии и гидравлический градиент. Линию депрессии можно определить как высшую линию тока воды через тело плотины в грунт. Гидравлическим градиентом в применении к земляным плотинам называют градиент линии, соединяющий высшие точки, до которых поднялась бы вода в ряде трубок, вставленных в тело плотины в плоскости ее поперечного сечения. Эта линия чаще всего, но не обязательно, совпадает с линией депрессии.

109. Руководящие принципы проектирования земляных плотин. Практические принципы проектирования земляных плотин можно вкратце

резюмировать следующим образом. Земляная плотина должна быть спроектирована так, чтобы:

- 1) пропускная способность водослива была достаточной, чтобы преудреждать опасность перелива через плотину;
- 2) линия депрессии не выходила за пределы профиля;
- 3) напорный и низовые откосы при данном строительном материале при всяких условиях сохраняли устойчивость;
- 4) вода не имела свободного прохода от напорной грани к низовой;
- 5) скорость воды, проникающей через тело плотины и под ее подошвой, была настолько мала, чтобы не было непроизводительной траты воды и чтобы эта вода не могла вымывать каких-либо материалов основания, поднимаясь до поверхности земли в точках, расположенных ниже низовой пяты плотины;
- 6) превышение гребня плотины над гребнем водослива было достаточным, чтобы волны не переливались через верх плотины.

Земляная плотина, спроектированная и построенная согласно этим принципам, может работать столь же надежно, как и любое другое сооружение, при условии, чтобы при постройке было обращено надлежащее внимание на существенные детали.

110. Первый принцип. Пропускную способность водослива надлежит рассчитать так, чтобы не было опасности перелива через плотину. Одной из наиболее частых причин разрушения земляных плотин является недостаточная пропускная способность водосливав. Каменная плотина с водосливом недостаточной пропускной способности может, вообще говоря, выдерживать перелив слоем воды значительной толщины без серьезных повреждений, для земляной же плотины перелив воды фактически равносителен разрушению. Очень многие работающие земляные плотины имеют водосливы, пропускная способность которых не рассчитана на чрезвычайные паводки, между тем как эти паводки, рано или поздно, неизбежны. В главе V подробно рассмотрен вопрос о паводках.

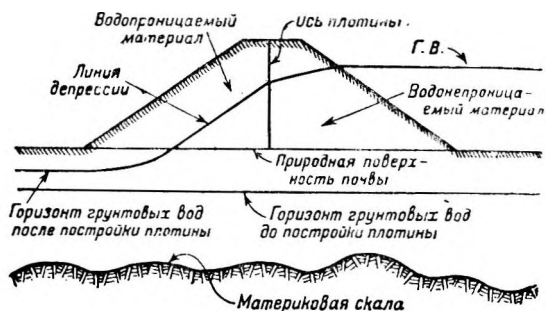
111. Второй принцип. Земляная плотина должна быть спроектирована так, чтобы линия депрессии не выходила за пределы профиля.

Факторы, влияющие на положение линии насыщения. Положение и уклон линии депрессии в плоскости поперечного профиля плотины обусловлены целым рядом факторов, а именно:

- 1) пористостью земляного материала плотины и основания;
- 2) «действующим» размером частиц, образующих тело плотины и ее основание;
- 3) распределением частиц различного «действующего» размера по поперечному сечению плотины;
- 4) глубиной слоя рыхлых грунтов под подошвой плотины;
- 5) потоком грунтовой воды и его глубиной под первоначальной поверхностью грунта;
- 6) характером и глубиной залегания слоев рыхлых грунтов вниз по течению от плотины;
- 7) наличием диафрагмы, замка или понура в теле плотины;
- 8) применением дренажа для сбора просачивающейся воды в низовой части плотины.

Изменения горизонта грунтовых вод. Постройка земляной плотины нередко оказывает заметное влияние на поднятие уровня грунтовых вод ниже плотины. Сухая местность может стать болотистой и топкой.

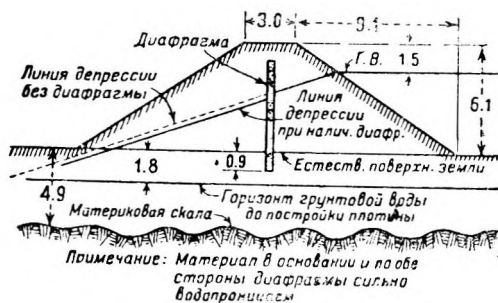
Нередко это влечет за собой судебные иски. Если водонепроницаемая скала залегает близко к поверхности земли, то это способствует поднятию линии депрессии в плотине до более высокой отметки, нежели при глубоком залегании скалы. Залегание материковой скалы близко к поверхности земли иногда вызывает выход линии депрессии за пределы профиля и насыщение низовой пяты плотины.



Фиг. 138. Земляная плотина с водонепроницаемой низовой и водонепроницаемой напорной частью.

Выбор и распределение материала с расчетом придания напорной части плотины меньшей проницаемости по сравнению с низовой частью имеет определенные преимущества. На фиг. 138 материал, образующий основание, предполагается подобренным из достаточно плотного грунта, напорная же часть плотины—построенной из очень водонепроницаемой глины, а низовая часть—из проницаемого материала.

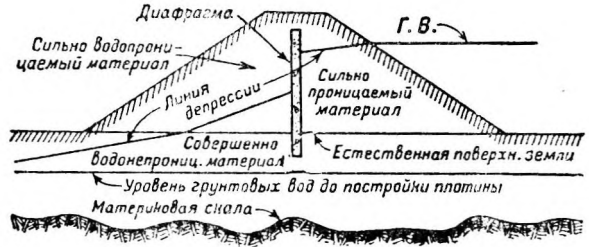
Благодаря такому распределению материала, линия депрессии отходит гораздо дальше от низовой грани, чем это наблюдалось бы, если бы вся плотина состояла из такого же водонепроницаемого материала, как ее напорная часть. Следует отметить, что уклон линии депрессии гораздо круче в проницаемом материале¹. Если бы вся плотина состояла из одинаково водонепроницаемого материала, то уклон линии депрессии был бы одинаковым. При указанном расположении задача напорной части заключается в недопущении в плотину возможно большего количества воды, а задача низовой части — в возможно быстром отводе той воды, которая все же проникает сквозь напорную часть. Благодаря этому устойчивость плотины становится значительно выше, нежели при применении водонепроницаемого материала по всему поперечному сечению плотины.



Фиг. 139. Диафрагма в теле плотины из водонепроницаемого материала на водонепроницаемом основании.

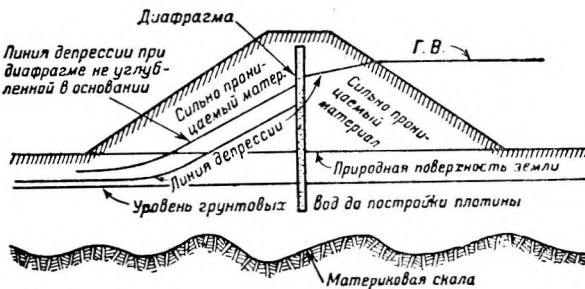
¹ Это указание не следует понимать распространительно; оно верно в данном конкретном случае, но не вообще. Если бы переменить местами водонепроницаемую и водонепроницаемую части профиля, то картина получилась бы обратной. *Ред.*

Влияние диафрагмы в теле водопроницаемой плотины на проницаемом основании. На фиг. 139 плотина мыслится построенной из сильно проницаемого материала, причем грунт в основании плотины обладает такой же проницаемостью. Диафрагма из кладки или мятой глины предполагается водонепроницаемой и опущенной на небольшую глубину ниже первоначальной поверхности почвы. Такая диафрагма приносит мало пользы, хотя вода и не проникает сквозь нее, но она просачивается ниже, и напор ее только немного гасится диафрагмой, благодаря чему линия депрессии немного или вовсе не отклоняется от положения, которое она занимала бы без диафрагмы. Иногда линия депрессии падает у диафрагмы только на 0,5—1 м, и в большинстве случаев затрата на такую диафрагму является непроизводительным расходом.



Фиг. 140. Диафрагма в теле плотины из проницаемого материала на совершенно водонепроницаемом основании.

Влияние диафрагмы в плотине из водопроницаемого материала на водонепроницаемом основании. Условия фиг. 140 соответствуют условиям фиг. 139 с той разницей, что материал основания совершенно водонепроницаем. Диафрагма, которая мыслится водонепроницаемой, опущена в грунт лишь настолько, чтобы получилось плотное соединение с материалом грунта. Чтобы проникнуть в низовую часть тела плотины, вода должна пройти под диафрагмой, сквозь водоупорный материал, что вызывает сравнительно большую потерю напора. Поэтому расход воды гораздо ниже, чем в случае,



Фиг. 141. Эффект углубления диафрагмы в проницаемом основании.

соответствующем условиям фиг. 139. Линия депрессии заметно падает у диафрагмы. В данном случае диафрагма играет большую роль, так как без нее линия депрессии заняла бы положение, изображенное на фиг. 139 (линия депрессии при отсутствии диафрагмы).

Действительно, без диафрагмы линия депрессии может выйти за пределы профиля, и сооружение будет неустойчивым, тогда как плотина с диафрагмой, надежно сомкнутой с водонепроницаемым основанием, работает хорошо.

Влияние углубления диафрагмы в проницаемое основание.

На фиг. 141 изображено поперечное сечение земляной плотины в местности, где условия идентичны с изображенными на фиг. 139, с той разницей, что диафрагма углублена в проницаемый материал основания на гораздо большую глубину. Диафрагма мыслится водонепроницаемой, и, чтобы достигнуть

низовой стороны, вода должна пройти гораздо более длинный путь, чем на фиг. 139. Сопротивление трения пропорционально возрастает, и на низовой стороне диафрагмы вода поднимается на меньшую высоту, чем на фиг. 139. Линия насыщения опускается, а устойчивость сооружения возрастает¹. Если бы диафрагма была продлена вглубь основания посредством забивки шпунтовой стенки, то эффект получился бы такой же, с той разницей, что такая стенка менее водоупорна.

Нередко исходят из предположения, что вода, проходя под стенкой, течет на напорной стороне сверху вниз, а на низовой стороне—снизу вверх, благодаря чему расстояние, пройденное водою, равняется удвоенной длине шпунтовой стенки или диафрагмы.

Ж. Б. Кольман (J. B. Colman) в своей статье «Водный режим под плотинами» (Trans. Ain. Soc. С.Е.), LXXX, 1916, р 421) доказал, что это неверно и что потеря напора, вызванная включением шпунтовой стенки у верховой пяты плотины, происходит почти целиком на напорной стороне шпунтовой стенки.

В действительности происходит примерно следующее. Вода, протекающая под напором через грунт основания, приходит в контакт с удлиненной диафрагмой, которая уменьшает площадь подземного потока. Так как воде приходится протекать через уменьшенное сечение, то скорость ее возрастает, так же как и потеря напора. Миновав стенку, часть воды поднимается вверх, и это сопряжено с добавочной потерей напора. Большая часть воды течет, однако, в горизонтальном направлении, как усматривается из фиг. 142.

Влияние углубления диафрагмы до материковой скалы. Если диафрагма хорошо сопряжена с материковой скалой, то влияние на понижение линии насыщения на низовой стороне диафрагмы скажется гораздо более отчетливо, и теоретически на низовой стороне вообще не должно быть воды.

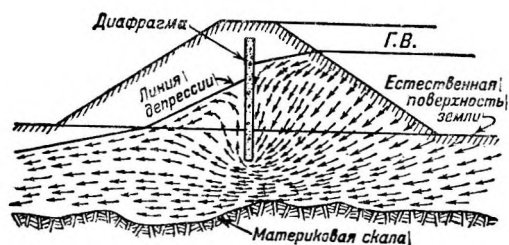
Так как, однако, в скале обычно бывают более или менее проницаемые прослойки и бетонная или глиняная диафрагма никогда не бывает совершенно водонепроницаемой, то на низовой стороне наблюдается некоторое насыщение водой. Следует или не следует углублять диафрагму до скалы, — можно решить только после тщательного изучения всех условий².

Влияние диафрагмы в плотине, основанной на материковой скале. На фиг. 143 изображен поперечный разрез земляной плотины, основанной на материковой скале. Если даже материал плотины обладает достаточной водонепроницаемостью, то линия депрессии может пересечь низовую грань в точке, расположенной значительно выше низовой пяты,

напорной стороны шпунтовой стенки.

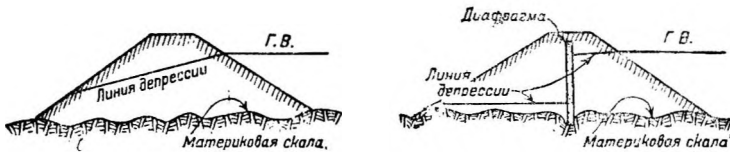
¹ Последнее утверждение может быть и неверным, если под такой диафрагмой возникнут чрезмерные скорости и начнется вынос частиц грунта. *Ред.*

² Мы полагаем, что сопряжение диафрагмы со скалой, если последняя водонепроницаема и если это достижимо технически и не слишком обременительно в экономическом отношении, всегда является необходимой мерой. *Ред.*



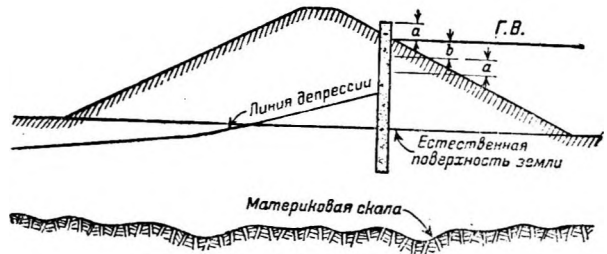
Фиг. 142. Общие условия протекания воды через тело земляной плотины и под диафрагмой.

и плотина, изображенная на фиг. 143, вероятно, потерпит аварию. На фиг. 144 изображена та же плотина, в том же месте, но с добавлением диафрагмы. Отметим, что линия депрессии пересекает теперь низовой откос у поверхности материковой скалы. У пьюты будет замечаться небольшая фильтрация, но с этим можно бороться посредством соответствующего дренажа. Таким образом сооружение, изображенное на фиг. 143, благодаря добавлению диафрагмы приобрело гарантию от разрушения. Иногда плотины, основанные непосредственно на материковой скале, гарантируют от разрушения с помощью сложной системы дренажа, но в обыкновенных условиях не рекомендуется строить такие плотины без диафрагмы.



Фиг. 143 и 144. Влияние диафрагмы в теле земляной плотины, основанной на материковой скале.

Влияние диафрагмы, отодвинутой от оси плотины в сторону напорного откоса, на форму линии депрессии. Место, которое диафрагма занимает в плоскости поперечного профиля плотины, имеет очень важное значение. Нередко ее помещают не по оси плотины, как на фиг. 141, а ближе к напорному откосу. Условия, в которых находится плотина, изображенная на фиг. 145, аналогичны условиям фиг. 141, с той разницей, что диафрагма пересекает напорный откос примерно у зеркала воды. Отметим, что хотя уклон линии депрессии и равен уклону ее на фиг. 141, но сама линия проходит значительно ниже. Так как насыщенная водой часть поперечного сечения на фиг. 145 значительно меньше, чем на фиг. 141,



Фиг. 145. Преимущества расположения диафрагмы не по оси плотины, а ближе к напорному откосу.

то очевидно, что первое сечение является гораздо более устойчивым. Дальнейшим преимуществом расположения диафрагмы согласно фиг. 145 является то, что часть диафрагмы, находящаяся выше точки пересечения с напорным откосом, может в известных случаях заменить отсыпку и, ослабляя действие волн, защитить откос. Конечно, действие волн размоет насыпь с напорной стороны от диафрагмы и придаст ей очень пологий откос, но влияние это скажется только на очень небольшую глубину ниже зеркала воды. Указанное расположение дает менее эффективную защиту от действия волн в тех случаях, когда отметка горизонта воды сильно колеблется. Диафрагмы этого рода обычно снабжают арматурой, так что на небольшом протяжении они работают как консоли.

*Определение положения линии депрессии.*¹ Вышеописанные примеры иллюстрируют некоторые общие принципы проектирования земляных плотин и особенно подчеркивают тот факт, что положение линий депрессии имеет важное значение для устойчивости сооружения. Совсем необязательно, чтобы инженер мог заранее в точности определить положение линии депрессии в плотине, но желательно, чтобы он мог с достаточным приближением установить те предельные положения, между которыми будет находиться будущая линия депрессии. При известных условиях можно, пользуясь методом, построенным на известных общих законах, управляющих движением грунтовых вод, приблизительно определить положение линии депрессии (Joel D. Justin, The Design of Earth Dams, Trans. of the Am. Soc. of C. E., vol. LXXXVI). Однако во многих случаях ее положение определимо только на основе практического опыта, основанного на знакомстве с характером фильтрации, описанным выше.

Дренаж земляных плотин. Во многих земляных плотинах устроен искусственный дренаж низовой части откоса с целью понижения линии депрессии и предупреждения насыщения водою низовой грани. Если основание относительно водонепроницаемо по сравнению с материалом тела плотины, то искусственная система дренажа особенно уместна. Если земляная плотина состоит из мелкого песка, а основание из глины или скалы, то вода, просочившаяся в сравнительно пористое тело плотины, не может уйти через грунт основания, и в связи с этим низовая часть насытится водой, что создает для низовой части насыпи опасно неустойчивое положение. В большинстве случаев этого рода следует устраивать диафрагму, но даже и при наличии последней может потребоваться искусственный дренаж. Если водопроницаемый слой грунта основания залегает на недостаточной глубине чтобы мог образоваться естественный дренаж, или если грунт слишком водоупорен, чтобы естественный дренаж был возможен, то искусственная система дренажа необходима. Такой дренаж часто устраивают с помощью траншей глубиной около 1 м, заложенных перпендикулярно оси плотины, заполненных битым камнем; наиболее крупные камни (самый крупный размер, какой может поднять один человек) укладывают на дно траншеи и заполняют ее доверху все более и более мелким камнем, кончая мелким щебнем или гравием. В траншею можно укладывать керамиковые дренажные трубы с открытыми стыками, окруженные щебнем или гравием.

Дренажные траншеи обычно следует рыть перпендикулярно оси тальвега, но иногда их следует принавливать в плане к горизонталям грунта. Полезно устраивать несколько ответвлений, питающих главную магистраль. Такие ответвления обычно состоят из 15—20 см керамиковых дренажных труб, уложенных с открытыми стыками прямо на грунт. Стыки следует щедро обсыпать щебнем или гравием.

Дренажные трубы не следует укладывать с слитком большими промежутками; для того чтобы получился эффективный дренаж, расстояние между главными магистралями не должно быть больше $\frac{1}{4}$ ширины плотины. Размер труб, расстояние между ними и количество собирающейся в них воды могут быть определены приведенными выше методами.

Дрены должны беспрепятственно отводить воду от низовой пяты. Нередко у низовой пяты земляной плотины устраивают каменную отсыпь, являю-

¹ По этому вопросу см. работу Н. П. Павловского „о фильтрации воды через земляные плотины“, где этот вопрос трактуется всесторонне с теоретической стороны.

щуясь частью системы дренажа. Если располагают камнем, то полезно устраивать каменную призму у пяты еще и потому, что она значительно увеличивает устойчивость сооружения и уменьшает риск оползания. Максимальная ширина подошвы такой призмы, вообще говоря, не должна превышать $\frac{1}{3}$ полной ширины подошвы плотины.

Очень часто устраивают одновременно и каменную призму и дренаж, но в таких случаях каменная призма иногда является лишь кавальером для выемок, вырытых под другие сооружения; во всяком случае, если она не очень широка, она не может заменить хорошей системы дрен.

112. Третий принцип. Третий принцип гласит, что «верховой и низовой откос должны иметь такую крутизну, чтобы при данных строительных материалах сохранять устойчивость при всех условиях».

Уклон напорного откоса. Уклон напорного откоса плотины следует, вообще говоря, определять применительно к углу естественного откоса материала, насыщенного водою. Этот угол обычно положе, чем угол естественного откоса того же материала на воздухе. При прочих равных условиях материал, имеющий более высокий объемный вес, держит под водой более крутой откос, чем материал малого объемного веса. Уклон напорного откоса следует брать меньшим, по сравнению с уклоном, оказавшимся устойчивым при испытаниях.

Вообще говоря, уклон напорного откоса или подводной его части не должен иметь крутизну, большую $\frac{1}{2}$ той крутизны, при которой данный материал устойчиво держится над водою. Напорному откосу некоторых плотин придан уклон 1 : 1 $\frac{1}{2}$, но автор полагает, что столь крутые откосы допустимы только при самых тяжелых и устойчивых материалах, и даже в этом случае их не следует применять при высоте земляной насыпи, превышающей 5 м. Откос, подверженный действию воды, вообще не должен быть круче чем 1:2.

Вопрос о крутизне откосов тесно связан с дополнительной нагрузкой. Так как насыщенный водою материал не может выдерживать такой же нагрузки, какую выдерживает сухой, то напорный откос приходится обычно делать более пологим, чем воздушный. По мере того как возрастает глубина, нагрузка становится все больше и больше, и подошву приходится ушивать, чтобы выдерживать эту нагрузку. Поэтому откосы очень высокой земляной плотины обычно имеют вогнутую форму, причем более крутые откосы у гребня постепенно смягчаются и становятся все более пологими по мере приближения к подошве.

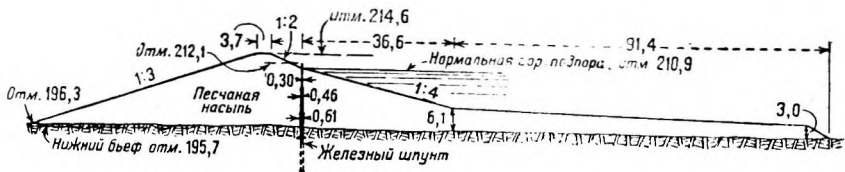
Уклон низового откоса. Уклон низового откоса обычно определяется по принципу 2, который требует, чтобы линия депрессии пересекала основание по возможности не доходя до низовой пяты.¹ Уклон низового откоса должен быть положе угла естественного откоса того материала, из которого состоит низовая часть плотины, даже если бы положение линии насыщения допускало более крутой уклон.

Бермы. Крупный песок впитывает дождь со скоростью его выпадения. Если же плотина состоит из менее проницаемого материала, то следует принимать некоторые меры предупреждения размыва дождевой водою, стекающей по поверхности плотины. В таких случаях плотины высотой

¹ См. справедливую критику этого положения у Павловского — „0 фильтрации и т.д.“. Линия депрессии может пересекать основание плотины и должна пересекать его лишь в случае наличия достаточного дренажа. *Ред.*

свыше 10 м снабжают бермами шириною от 2 до 6 м; не следует, однако, придавать бермам большую ширину, чем требуется для сбора стекающей воды. Расстояние между бермами при большой высоте плотины зависит от относительной пористости материалов тела последней. При очень водонепроницаемых материалах обычная разница отметок двух последовательных берм равняется 10 м.

Наружный край бермы должен быть выше внутреннего, чтобы ливневая вода не переливалась и не стекала по откосу. У внутреннего края бермы рекомендуется укладывать мощеный кювет для отвода дождевой воды к обочине долины, где вода по другим кюветам стекает к пяте плотины. На некоторых особенно крупных и высоких плотинах дождевую воду с берм собирают в коллекторы и отводят по ливневым канализационным трубам в главную дренажную систему у низовой пяты плотины.



Фиг. 146. Поперечный разрез плотины Junction Dam на р. Мэйнсти, Мичиган, с водонепроницаемым понуром из мелкого материала в верхнем бьефе.

Некоторые плотины снабжают бермами и на напорном откосе, если водохранилище приходится опораживать на продолжительное время, кроме того, всегда следует устраивать берму для упора нижнего конца каменной или бетонной мостовой, служащей защитой от действия волны.

Водонепроницаемый понур. Иногда дно водохранилища и часть напорного откоса покрывают слоем мелкого материала, чтобы довести фильтрацию до минимума и предупредить просачивание через пористое основание. Такой понур при известных условиях и дешевле и эффективнее шпунта или диафрагмы. На фиг. 146 изображен поперечный разрез плотины с таким понуром. Иногда высказывалось опасение, что частицы мелкого материала могут быть унесены водой, проникая вместе с ней через более крупный грунт, но опыты, произведенные Стернсом, доказали, что на практике такая опасность абсолютно отсутствует.

Защита гребня и низового откоса. Густая растительность сильно способствует защите поверхности плотины от размыва дождем и выветривания. Для плотин, состоящих из легко размываемого, сравнительно водонепроницаемого материала, рекомендуется покров из жирного растительного грунта толщиной 20—25 см, удобренного хорошим минеральным туком из расчета 670 кг на 1 га. Затем поверхность следует взбороздить и засеять травой. Хорошо пригодна для этой цели смесь семян красного клевера (13,5 кг), белого клевера (7 кг) и канадской травы (Canadian blue grass) (11 кг) на 1 га.

Пользоваться рекомендуется сортированными семенами. На юге САСШ применяют с успехом бермудскую траву. Чарльз Поль (С. Н. Paul) сообщает, что японская жимолость и медовый клевер с успехом были использованы для засева низовых откосов плотин, состоящих в ведении Миами Консерванси Дистрикт (Miami Conservancy District), где засушливый климат не благоприятствует засеву травами. Для защиты берегов р. Сусквеганна у Гаррис-

бурга (Пенсильвания) с успехом воспользовались дикой виноградной лозой (*Lucium vulgari*), так же как и для защиты откосов дамбы, ограждающей водохранилище Уильдвуд (Wildwood) у Гаррисбурга. Черенки этой лозы были высажены в грунт, и лоза разрослась и пустила корни, давшие новые черенки.

Эта лоза, привезенная с берегов Средиземного моря, очень вынослива, и через несколько месяцев насыпь покрывается густой порослью, а грунт становится сплошным клубком корней. Насыпи, защищенные таким образом, успешно сопротивлялись случайному действию волны и течения, но, конечно, не могут сопротивляться постоянному действию волн.

Защита напорного откоса. На некоторых плотинах бывает необходимо защитить напорный откос от действия волн. В § 115 мы рассмотрим вопрос о высоте волны и о высоте, на которую она набегаёт по откосу, что же касается глубины, до которой следует доводить защитную одежду, то она зависит от того, на какую глубину предполагается опорожнять водохранилище.

Запаны из бревен впереди откоса оказывают очень успешное действие, разбивая волну раньше, чем она успеет ударить об откос. Компания Spring Valley Water Comp. of San Francisco (Калифорния) в течение многих лет защищает земляные откосы своих водохранилищ запанями, укрепленными на якорях на расстоянии около 1 м от напорного откоса.

В водохранилищах, из которых часто спускают воду, защита плотины должна начинаться от пяты напорного откоса. Если известно, что вода будет спущена в водохранилище ниже известной отметки только раз в течение нескольких лет, то нерационально опускать нижний край облицовки на много ниже этой отметки, причем у нижнего края рекомендуется устраивать берму, создающую упор для мощения откоса. Никакой материал не защищает напорной поверхности земляной плотины от действия волны лучше каменной отмостки. Последняя бывает двух родов: в виде наброски и уложенная вручную. Первый род состоит из камня, сброшенного с грузовиков или вагонов или набросанного вручную. При этом отдельные камни могут иметь какой угодно размер, кончая предельным, поддающимся захвату паровой лопатой. Такое мощение иногда называют циклопическим. Ручное мощение состоит из камней, величина которых такова, что их под силу поднять одному человеку. Камни уложены на ребро на готовую и спланированную постель. Швы стараются по возможности располагать вперевязку и заполнять пустоты щебнем. Толщина такого мощения обычно равна 30 — 45 см, минимальный размер отдельных камней согласно часто встречающейся спецификации 30 x 30 x 7,5 см. Хорошо исполненная ручная отмостка по виду и качеству приближается к хорошей сухой кладке. Нижний край полосы мощения на напорном откосе земляной плотины должен опираться о выступ или берму насыпи, в противном случае мостовая под действием собственного веса может сползти по насыщенному водою откосу. Нижний ряд такой мостовой должен состоять из тычков, образованных из камней, имеющих удвоенную длину сравнительно с остальными и уложенных в траншею, вырытую в откосе. Этот нижний ряд удерживает остальные ряды на месте.

Если материал насыпи очень водоупорен, например состоит из глины, то нужно уложить слой гравия, чтобы образовать постель для кладки мостовой; в противном случае при опорожнении водохранилища, давление воды, впитавшейся в насыпь, может поднять мостовую, и она начнет скользить.

Слой гравия в этом случае выполняет функцию дренажа. Все сказанное относится, конечно, и к мостовой из бетонных массивов.

Иногда напорный откос земляных плотин покрывают защитной одеждой из бетона. Особенно надеяться на такую бетонную одежду в смысле сопротивления просачиванию воды в тело насыпи, разумеется, не следует: основная функция такой одежды, по мнению автора, — защита от волны. Иногда эту бетонную облицовку устраивают в виде армированной монолитной плиты, причем арматура составляет около 0,3% поперечного сечения бетона. Автор полагает, что ценность такой монолитной одежды в большинстве случаев весьма сомнительна. Когда насыпь оседает, то армированная бетонная плита в целом ряде точек остается без опоры и может дать трещины; случайное действие волны может разломать ее окончательно, вода проникает в брешь и результаты будут катастрофические. Гораздо лучше устраивать бетонную одежду из квадратных плит не крупнее 2 x 2 м. Обычно для таких плит арматуры не требуется. Толщина плиты должна равняться $\frac{1}{12}$ остальных размеров ее, т. е. квадратная 2-м плита должна иметь толщину 16,7 см. Плиты должны отливаться по очереди, причем отдельные массивы отделяются друг от друга тройными прослойками толя; благодаря этому они могут приспособляться к поверхности откоса в случае осадки насыпи. Иногда пользуются более мелкими плитами, отлитыми заранее. Для разделения плит можно пользоваться деревянными планками толщиной 10—12 мм, что гарантирует осадки облицовки следом за насыпью и предупреждает образование пустот. Параллельно оси насыпи следует устраивать бетонную стеночку, в которую будет упираться бетонная одежда. Эту стеночку рекомендуется укладывать у внутреннего края бермы или выступа в теле насыпи, в который она должна углубляться минимум на 45 см, считая от нижней поверхности бетонной облицовки.

Если бетонная облицовка монолитна или если плиты уложены без прозоров, то необходимо оставить в бетоне ряд отверстий для выпуска воды из тела насыпи, когда водохранилище быстро опоражнивается. Иначе гидростатическое давление на нижнюю поверхность облицовки может сломать ее или вызвать скольжение по откосу вместе с оплыванием части материала насыпи, насыщенного водою. Выбор между бетонной облицовкой и каменным мощением зависит от сравнительной стоимости того и другого материала на месте работ. Ни в коем случае, однако, нельзя возлагать на бетонную одежду каких-либо функций диафрагмы, так как такая ошибка грозит опасными последствиями.

Откос, могущий успешно сопротивляться действию волны без всякой защиты, обусловлен родом составляющего его материала и высотой волны. Тяжелый материал, содержащий от 5 до 10% гравия или камня при крутизне откоса 1:3 и при обычном разгоне волны в водохранилище, сопротивляется действию волны вполне успешно. Если же разгон волны на поверхности водохранилища не очень мал, то мелкий песок и глина требуют таких пологих откосов, что для рациональной защиты от действия волны дешевле воспользоваться мощением или иным видом защиты.

В тех случаях, когда материал напорного откоса содержит небольшой процент камня и гравия, многие инженеры предпочитают применять очень пологие откосы, воздерживаясь от мощения и иных средств защиты при постройке плотины в том предположении, что расход на такую защиту можно отсрочить. Если насыпь успешно противостоит действию волны, то расход на мостовую может быть либо совершенно сбережен, либо отложен

на будущее время. Такой образ действия чреват большими опасностями, потому что после сдачи сооружения в эксплуатацию заказчику может произойти серьезный размыв насыпи, а так как эксплуатационный персонал не всегда отдает себе отчет в важной роли защитной одежды, то он может воздержаться от ее устройства вплоть до того момента, когда положение станет опасным, и в результате получится частичное или полное разрушение плотины.

Диафрагма, защищающая напорную поверхность от действия волны. Если диафрагма расположена так, что она пересекает напорный откос плотины приблизительно на отметке нормального горизонта верхнего бьефа (фиг. 145), то ее нередко можно использовать для защиты насыпи от действия волн. На фиг. 145 расстояние a от отметки нормального горизонта верхнего бьефа до верха диафрагмы должно быть несколько больше наибольшей высоты ожидаемых волн. Воду водохранилища не предполагается спускать ниже отметки нормального горизонта верхнего бьефа больше, чем на заранее установленную величину b . В таком случае, если вода спущена до самой низкой отметки, волны смогут размывать откос до отметки, расположенной ниже отметки верхнего бьефа на величину $(a + b)$; если диафрагма настолько мощна, что может поддержать насыпь на расстоянии $a + b$, то можно обойтись без мощения напорного откоса. Если напорный откос будет размывает до пунктирной линии, то диафрагма вполне защитит остальную часть насыпи.

Диафрагмы, выступающие над телом плотины (фиг. 145), применены во многих плотинах силовых установок центральных западных штатов. На гидроэлектроустановке вблизи Чиппьюэ Фоллс (Chippewa Falls) (Висконсин) диафрагма позволила сберечь около 60 000 долл. на защитной отмошке. Другим преимуществом такого расположения диафрагмы внутри поперечного сечения плотины является повышение устойчивости и отнесение точки пересечения подошвы плотины линией депрессии дальше от низкой пяты, вглубь тела насыпи.

Устойчивость основания. Верховые и низовые откосы плотин сами по себе надежные, нередко становятся неустойчивыми, если неустойчиво основание. Иногда необходимо сделать напорный и низовой откосы более пологими, чтобы уширить опорную площадь основания. Грунт основания, устойчивый в естественных условиях и способный выдержать большую нагрузку, может стать очень неустойчивым при насыщении его водой после передачи плотины в эксплуатацию и это влечет за собой оползание и оседание откосов.

Когда водохранилище наполнено водой, полезный вес материалов в насыщенной части тела плотины уменьшается, а так как низовая часть плотины в большей или меньшей степени дренируется, то оползень может произойти на напорной стороне лишь при частично наполненном водохранилище.

113. Четвертый принцип. Четвертый принцип расчета земляных плотин гласит, что «не должно быть свободного прохода воды от напорной к низовой грани». Другими словами, не должно быть протока воды по каким-нибудь прослойкам или ходам в большем количестве, нежели подразумевается под словом «фильтрация». Если вода под напором проникает в такой ход, то частицы тела насыпи могут быть вынесены, отверстие уширится и, если быстро не будут приняты меры, произойдет разрушение плотины.

Причины свободного прохода воды через тело плотины. Простой и ходы в теле плотины могут образоваться по целому ряду причин. Главнейшие из них следующие:

- 1) вода, протекающая вдоль наружной стороны трубопроводов, пропущенных через насыпь;
- 2) работа роющих животных, например водяных крыс или кротов;
- 3) укладка очень водопроницаемых материалов, например крупных камней, в водонепроницаемое тело насыпи, что создает в сущности дренаж в направлении от напорной к низовой поверхности;
- 4) недостаточная связь и уплотнение последовательных слоев тела насыпи;
- 5) укладка слоя сильно проницаемого материала поверх слоя водоупорного материала;
- 6) недостаточно плотная связь нижних слоев тела земляной плотины с основанием.
- 7) протекание воды вдоль гладких поверхностей бетонных устоев или иных бетонных сооружений.

Трубопроводы, проходящие через тело плотины. Трубопроводы, пересекающие тело земляной плотины, следует всегда укладывать или на естественной поверхности земли или ниже ее, во-первых, потому, что это уменьшает осадку, а, во-вторых, потому, что очень трудно устроить водонепроницаемую набивку под трубопроводом. Так как вода склонна протекать вдоль гладких поверхностей, то следует устраивать вдоль трубопровода мощные бетонные замки, чтобы нарушить непрерывность поверхности. Трубопровод предпочтительно прокладывать в вырытой траншее, и в таких случаях необходимые замки следует помещать в боковых траншеях, отходящих в обе стороны от трубопровода и под трубопроводом, и доверху заполненных бетоном. Напорных трубопроводов не следует вообще пропускать через земляные плотины, если нет безусловной в том необходимости. Течь, вызванная оседанием, землетрясением или неисправностью, вызывает сосредоточенное течение в низовой части плотины и может обусловить ее разрушение. Если без таких сооружений обойтись нельзя, то они должны быть постоянного характера, очень прочны и должны иметь очень устойчивое основание. Иногда напорные трубопроводы укладывают в тоннеле, обходящем плотину сбоку. Если трубопроводы для опорожнения водохранилища проходят через тело плотины, то лучше устраивать регулирующие затворы на их напорном конце, чтобы под плотинной не создавалось большого напора внутри трубопроводов.

Защита от роющих животных. Если проектом предусмотрена диафрагма, возвышающаяся над горизонтом высоких вод, то роющие животные не опасны. Если напорная поверхность защищена каменной мостовой или бетонными плитами, то землерои не могут испортить насыпи. Если материал насыпи хорошо уплотнен, то землерои предпочитают рыть себе нору в другом месте. Обычно расстояние от верха водослива до гребня насыпи и ширина земляной плотины поверху столь велики, что землерои не могут прорыть сквозного хода до низового откоса.

Случайный скрытый дренаж в теле насыпи. Невнимательная укладка материалов может случайно создать нечто вроде скрытой дрены между напорными и низовыми откосами. Этого избегают, не допуская, чтобы крупный материал ложился непрерывным слоем от напорного до низового откоса. Если центральный отстойный пруд намывной плотины узок, то

крупный материал имеет тенденцию ложиться поперек пруда языками; с этим борются, распахивая такие языки плугами.

Проход воды через неуплотненный материал. Если последовательные слои насыпи недостаточно уплотнены и связаны между собой, то весьма вероятно, что вода найдет проход через неплотные места. Когда земляные работы насыпи на некоторое время прерывают, то поверхность может стать твердой и гладкой, и если укладывать новые слои без специальных мер к созданию связи со старыми слоями, то в плоскости соприкосновения с проницаемым неуплотненным слоем легко образуется течь. Поэтому необходимо взбороздить и увлажнить поверхность затвердевшего слоя, прежде чем укладывать новый.

Проход воды через проницаемые слои. Если в теле плотины проницаемый слой залегает между двумя водонепроницаемыми, то вода находит себе сравнительно свободный проход. Проницаемый слой образует как бы трубу, и вода под напором протекает через него до низовой поверхности с такой скоростью, которая достаточна, чтобы вынести некоторый процент частиц материала. Образование таких прослоек в напорной части плотины предупреждают, отказывая в приемке из карьера материалов такого рода для укладки на напорной части плотины и используя их только для низовой части.

Если насыпь возводят с помощью думкаров, движущихся по железнодорожному пути, уложенному на самой насыпи, нетрудно водоупорный материал сбрасывать в напорную часть, а проницаемый — в низовую. Если характер материала очень изменчив, то это сильно усложняет работу технического надзора и повышает издержки строительства.

Диафрагма, препятствующая проходу воды через плотину. Мощная диафрагма на прочном основании препятствует свободному проходу воды через насыпь. Необходимо, однако, соблюдать меры предосторожности, указанные нами, и смотреть на диафрагму только как на средство дополнительного увеличения безопасности.

Замки-контрфорсы у стен водослива и силового здания. Устои водосливов, стены силовых зданий и прочие бетонные стены, пересекающие тело плотины в направлении от напорного откоса к низовому, должны снабжаться замками-контрфорсами, вдающимися в тело насыпи. У каждой стены, пересекающей насыпь насквозь, следует устраивать минимум два контрфорса. Бесполезно придавать им толщину свыше 30 см, так как они являются только замками, но следует снабжать их легкой арматурой, чтобы предупредить их отрыв от главной стены. Замковые стенки и задняя поверхность главной стены должны иметь небольшой уклон (около 1:20), чтобы при усадке насыпи земля плотнее прилегала к бетону.

114. Пятый принцип. Этот принцип требует, чтобы вода, проходящая через тело плотины или под ней, имела столь малую скорость, чтобы не было непроизводительного расхода воды и чтобы эта вода не могла выносить частиц материала основания, поднимаясь до поверхности грунта ниже пята плотины. Последнее явление называется «суффозией».

К. С. Сликтер (C. S. Slichter) дает следующую формулу течения воды через грунт:

$$Q = \frac{Kha}{l}, \quad (109)$$

где Q — расход в $m^3/мин$;

a — площадь поперечного сечения в кв. метрах того материала, через который совершается расход;

K — коэффициент фильтрации, характеризующий проницаемость материала;

h — напор на плотину, т. е. разность отметок верхнего и нижнего бьефов в метрах и

l — длина пути фильтрации в метрах.

Действительная скорость в м/мин протекания между частицами, образующими данный материал:

$$v = \frac{Q}{aP}, \quad (110)$$

где P — пористость материала, выраженная десятичной дробью.

Отсюда, комбинируя формулы (109) и (110), получаем:

$$v = \frac{hK}{lP}. \quad (111)$$

Чтобы определить скорость при любой длине пути фильтрации и любой величине напора на плотину, достаточно знать величину пористости P и коэффициент фильтрации K .

Пористость можно определить следующим образом. Определяем удельный вес сухих частиц данной пробы обычным способом, применяемым для портланд-цемента.

Пусть:

S — удельный вес частиц,

W_1 — вес пробы в сухом виде,

W_2 — вес пробы, насыщенной водой,

P — пористость, или процент пустот, выраженный целым числом.

Тогда:

$$P = \frac{100(W_2 - W_1)}{W_1 + (W_2 - W_1)S}. \quad (112)$$

Величину коэффициента фильтрации K находят по табл. 34 для грунтов с различным действующим размером частиц и различной степенью пористости при 15,5° Ц согласно вычислениям Сликтера. Табл. 35 дает поправки и содержит коэффициенты, на которые следует умножить величины K , найденные в табл. 34, для того чтобы получить постоянную пропускной способности при других температурах.

Действующий размер частиц материала указан в первой графе табл. 34. Этот размер определяют анализом с помощью сита. Он равен тому диаметру в миллиметрах, больше которого имеется 10% частиц по весу и меньше которого имеется 90% частиц по весу. При изучении фильтрации относительную мелкозернистость грунта обычно выражают действующим размером частиц.

Пусть дана плотина со следующими характеристиками: $h = 6,1$ м, $P = 0,34$.

Действующий размер зерна равен 0,5 мм; $l = 30,5$ м; температура = 21,1° Ц.

Из табл. 34 коэффициент K для данной величины P и данного действующего размера равен 0,0378; отсюда по уравнению (111) действительная скорость при температуре 15,5° Ц равняется:

$$v = \frac{6,1 \cdot 0,378}{0,5 \cdot 0,34} = 0,0222 \text{ м/мин.}$$

Таблица 34

Коэффициенты фильтрации, по которым определяют скорость течения воды через песок с различным действующим размером зерна

Таблица составлена для температуры 15,5°С. Для поправок на другие температуры пользуются табл. 35

Диаметр зерен грун-та, мм	П о р и с т о с т ь						Род грунта
	30%	32%	34%	36%	38%	40%	
0,01	0,0000107	0,0000122	0,0000152	0,0000183	0,0000219	0,0000259	Ил
0,02	0,000040	0,000049	0,000060	0,000076	0,000087	0,000103	
0,03	0,000090	0,000111	0,000136	0,000164	0,000197	0,000233	
0,04	0,000161	0,000198	0,000242	0,000292	0,000349	0,000413	
0,05	0,000251	0,000308	0,000378	0,000476	0,000546	0,000646	Очень мелкий песок
0,06	0,000360	0,000444	0,000544	0,000656	0,000787	0,000930	
0,07	0,000491	0,000605	0,000741	0,000893	0,001070	0,001270	
0,08	0,000642	0,000790	0,000968	0,001168	0,001400	0,001655	
0,09	0,000811	0,001000	0,001225	0,001477	0,001770	0,002092	
0,10	0,001001	0,001235	0,001513	0,001824	0,00219	0,00258	Мелкий песок
0,12	0,00144	0,00178	0,00217	0,00263	0,00314	0,00372	
0,14	0,00191	0,00242	0,00296	0,00357	0,00428	0,00507	
0,15	0,00225	0,00278	0,00340	0,00410	0,00492	0,00583	
0,16	0,00256	0,00316	0,00387	0,00467	0,00560	0,00662	
0,18	0,00325	0,00400	0,00490	0,00592	0,00708	0,00837	
0,20	0,00401	0,00494	0,00605	0,00728	0,00873	0,01033	
0,25	0,00625	0,00772	0,00945	0,01140	0,01367	0,01615	
0,30	0,00903	0,01110	0,0136	0,0164	0,0196	0,0232	
0,35	0,0122	0,0151	0,0185	0,0223	0,0268	0,0317	
0,40	0,0161	0,0198	0,0242	0,0292	0,0349	0,0413	
0,45	0,0203	0,0250	0,0306	0,0369	0,0442	0,0524	
0,50	0,0251	0,0308	0,0378	0,0456	0,0543	0,0647	Крупный песок
0,55	0,0303	0,0374	0,0457	0,0552	0,0660	0,0782	
0,60	0,0361	0,0445	0,0544	0,0656	0,0787	0,0931	
0,65	0,0423	0,0522	0,0639	0,0772	0,0924	0,1092	
0,70	0,0491	0,0604	0,0742	0,0893	0,1070	0,1266	
0,75	0,0564	0,0695	0,0848	0,1026	0,1230	0,1455	
0,80	0,0642	0,0790	0,0968	0,1166	0,1400	0,1655	
0,85	0,0725	0,0892	0,1091	0,1320	0,1580	0,1838	
0,90	0,0812	0,1000	0,1225	0,1476	0,1770	0,2095	
0,95	0,0904	0,1112	0,1362	0,1648	0,1970	0,2332	
1,00	0,1000	0,1235	0,1512	0,1823	0,2185	0,2585	
2,00	0,401	0,494	0,605	0,728	0,874	1,033	
3,00	0,903	1,11	1,36	1,64	1,96	2,33	
4,00	1,61	1,98	2,42	2,92	3,49	4,13	
5,00	2,51	3,08	3,78	4,86	5,46	6,47	

Для $21,1^{\circ}\text{C}$ мы получаем по табл. 35:

$$v = 0,0222 \cdot 1,15 = 0,0256 \text{ м/мин.}$$

Таблица 35

Поправка к коэффициенту фильтрации воды через песок при температуре $15,5^{\circ}\text{C}$, принятых за стандартную температуру

Температура $^{\circ}\text{C}$	Относительное течение	Температура $^{\circ}\text{C}$	Относительное течение
0	0,64	21,1	1,15
1,7	0,67	23,9	1,23
4,4	0,73	26,7	1,30
7,2	0,80	29,4	1,39
10	0,86	32,2	1,47
12,8	0,93	35	1,55
15,5	1,00	37,8	1,64
18,3	1,08	—	—

Джестин доказал (The Design of Earth Dams, т. XXXVII, 1924, «Trans-Am. S. C. E.»), что плотина защищена от суффозии, если действительная скорость течения воды под плотинной не превышает $0,152 \text{ м/мин}^1$ при мелком или более крупнозернистом материале. Глина при такой скорости не защищена от суффозии, но скоростью течения через глину можно пренебречь. Если мы представим себе плотину средних размеров длиной $30,5 \text{ м}$ с водонепроницаемым грунтом в основании, залегающим на глубину 1 м , и если пористость материала основания равна $0,34$, то полная площадь нетто пути воды под плотинной равняется: $0,34 \cdot 6,1 \cdot 30,5 = 186 \text{ м}^2$, а расход равен $186 \cdot \frac{0,152}{60} = 0,47 \text{ м}^3/\text{сек}$, т. е. чрезвычайно велик. Поэтому надо полагать, что плотина, которая достаточно водоупорна, чтобы препятствовать чрезмерной потере воды, гарантирована от суффозии. Тем не менее длину пути фильтрации следует проверить в обоих отношениях.

Длина пути фильтрации l обычно равна ширине подошвы плотины, однако, путь фильтрации можно удлинить, устраивая замок из шпунта², глиняной набивки или каменной кладки, или снабжая дно водохранилища водонепроницаемым понуром вверх по течению от плотины. В плотине с замком длину пути фильтрации следует измерять по прямой линии от верховой пяты или от верхового края водонепроницаемой одежды до подошвы замка и отсюда опять по прямой линии до низовой пяты.

115. Шестой принцип. Шестой принцип гласит, что «расстояние между гребнем водослива и верхом плотины должно быть таково, чтобы не было опасности перелива волнь». Это расстояние определяется термином «запас». Ширина гребня земляной плотины также является одним из элементов защиты сооружения от действия волны; широкий гребень дает лучшую защиту,

¹ Скорость эта преувеличена, почему и дальнейшие выводы об устойчивости плотины при отсутствии чрезмерной потери воды сомнительны. *Ред.*

² Следует иметь в виду, что под шпунтом почти всегда автор подразумевает стальной шпунт. *Ред.*

чем узкий. Поэтому логичнее определять ширину гребня по вероятной высоте волны, чем по высоте плотины. Экономичнее, однако, устраивать более высокий запас, нежели широкий гребень, и совершенно нежелательно, чтобы волна достигала до верха плотины, даже при очень широком гребне. За исключением очень небольших плотин ширину гребня не следует делать меньше 3 м, чтобы обеспечить площадку для работ по текущему содержанию и ремонту и для устройства дороги. Общих правил для ширины гребня формулировать нельзя, так как при высокоом запасе нет логических причин уширять гребень свыше 3 м, хотя практика прошлого и создала прецедент в виде ширины гребня, равной от 20 до 30% высоты плотины, и формулировала правило в этом духе.

Высота запаса должна равняться сумме максимальной высоты поднятия воды в водохранилище над гребнем водослива в периоды максимальных вероятных паводков, высоты, на которую волна набегаёт вверх по откосу плотины, и максимальной глубины промерзания гребня плотины, причем все три величины должны браться со щедрым коэффициентом запаса. О высоте поднятия воды в водохранилище говорилось в главе V и § 74.

Высота, на которую волна может набегать вверх по откосу плотины, точно не известна. По пологому откосу она набегаёт выше, чем по крутому.

Стефенсон (Stephenson) даёт следующую формулу для расчёта высоты волны в водохранилищах:

$$H = 0,36 \sqrt{D} + 0,75 - 0,27 \sqrt{D}^*, \quad (113)$$

где H — высота волны от низа до гребня в метрах,

D — разгон волны в километрах. Действительная высота волны над средним горизонтом воды равна примерно половине высоты, определенной по формуле, и если мы сделаем здравое допущение, что волна набегаёт вверх по откосу на вертикальную высоту, не превышающую удвоенную высоту волны над средним горизонтом воды, то мы можем воспользоваться величиной H для допуска на действие волны, который мы предусматриваем для запаса. Глубина, на которую может промерзнуть гребень земляной плотины, зависит от рода материала и от климатических условий. Гребень плотины хорошо дренирует воду, и если он состоит преимущественно из песка и гравия, то влияние мороза может сказываться в незначительной степени или не сказываться вовсе. Необходимо еще и еще раз напомнить о необходимости предусматривать щедрый коэффициент запаса при определении расстояния от гребня водослива до верха плотины. Большинство разрушений земляных плотин произошло вследствие перелива через них при паводках. Рекомендуется также предусмотреть особое устройство для защиты от непредвиденных случайностей. Если у плотины имеется несколько подсобных низких дамб, то одной или несколькими дамбами можно придать уменьшенную высоту гребня в том предположении, что если вода поднимется выше, чем ожидали, то более низкое сооружение будет разрушено и предоставит дополнительный выход паводковым водам ценой сравнительно небольших убытков. Полуостоянные затворы, которые можно разрушить для этой же цели, также уже устраивались на бетонных водосливах земляных плотин. Такие устройства особенно уместны на реках, где нет водомерных постов, показания которых могли бы лечь в основу характеристики будущих паводков.

116. Подготовка места постройки. Место постройки плотины надлежит очистить от деревьев, пней и дерна; сколько-нибудь крупные корни нужно

выкорчевывать и удалять, а также и мелкие, если они образуют комья. Вообще следует снимать верхний слой грунта, залегающий непосредственно под дерном, особенно, если он обильно смешан с растительными волокнами, непригоден для основания плотины по другим причинам или не гарантирует хорошей связи с материалом плотины. Это особенно относится к напорным двум третям площади основания, хотя нередко разрешается сваливать этот материал у края напорной пяты плотины. Чрезвычайно важно, чтобы не существовало определенной разделяющей поверхности между телом плотины и основанием. Поверхность готового основания следует вспахать плугом и бороновать в продольном направлении дисковой бороной, раньше чем возводить насыпь. Затем эту поверхность надлежит обильно увлажнять, если насыпь возводится с укаткой, чтобы первый слой насыпи вдавливался в грунт основания и не оставалось никакой разделяющей поверхности. Основание должно быть готово раньше, чем будет приступлено к рытью выемки или траншеи под диафрагму, чтобы не сыпать землю из выемки на природную поверхность грунта.

Если материал, залегающий непосредственно под подошвой будущей плотины, будет признан слишком проницаемым, то роют траншею под замок до более водупорного пласта. Если эта траншея предназначена под тонкую диафрагму, то ее можно проходить в крепях, если же ее роют под замок из глины, то стенки должны иметь совершенно устойчивые откосы, особенно, если плотину возводят намывным способом, при котором траншея наполняется водой, раньше чем начинается укладка материала насыпи. Ширина траншеи по дну зависит, конечно, от рода материалов основания и тела плотины.

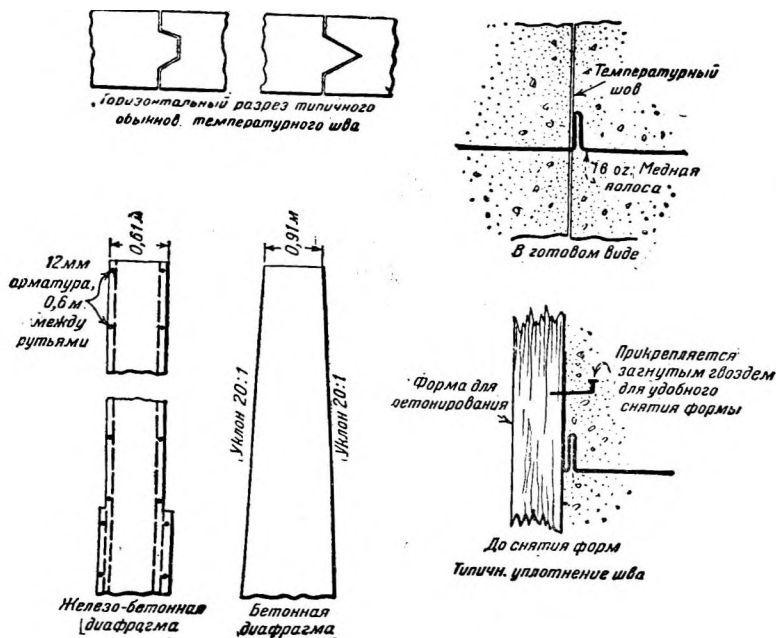
117. Сортировка материала. Идеальная плотина состоит из сравнительно тонкой, непроницаемой преграды для протока воды, опирающейся на более крупнозернистый материал. Водонепроницаемая преграда теоретически должна находиться у напорной поверхности плотины, чтобы препятствовать просачиванию воды в тело последней, но на практике эта преграда придвигается ближе к оси плотины благодаря применению бетонных или глиняных диафрагм.

В укатанной земляной плотине самый мелкий материал следует укладывать в верхней трети тела плотины, а самый крупный — в низовой трети. Это, конечно, выполнимо только в том случае, когда материал одного карьера значительно крупнее материала другого карьера и когда такую сортировку можно удобно выполнить. В намывной плотине в процессе производства работ более мелкий материал автоматически укладывается в центральную часть плотины, а более крупный ложится по обе стороны от центральной части.

118. Диафрагмы. Прежде, когда бетон еще не получил широкого распространения, диафрагмы обычно располагали у оси плотины, причем она делалась из глинобетона и состояла из смеси гравия, песка и глины. Диафрагма из глинобетона еще и до настоящего времени очень часто применяется в некоторых европейских странах, но в САСШ от нее почти уже отказались, так как она лишь немногим дешевле более тонкой бетонной диафрагмы одинаковой эффективности. Глинобетон во многих отношениях схож с бетоном, начиная с того, что его готовят в глиномялке — машине, очень похожей на обыкновенную бетономешалку непрерывного действия, с той разницей, что вместо цемента обрабатывают глину. Фаннинг (Fanning) рекомендует состав из одной части глины, 2,5 чистого песка и мелкого гравия и 5 частей крупного гравия. Под глиняной диафрагмой в Америке теперь понимают глинистый или песчаный материал с большим содержанием глины, отложенный посредством пруда при намывном способе. Не рекомендуется для диафрагмы материал

с очень высоким процентом глины, так как последняя поглощает воду в количестве, в 2,5 раза превышающем ее собственный вес, фактически оказывает полное гидростатическое давление и не может исправно дренировать воду с надлежащей быстротой. Кроме того, если ей дают просохнуть, то она сжимается и дает крупные трещины, которые пропускают воду.

Обычного типа диафрагмы строят из бутовой кладки, чистого или армированного бетона, дерева¹ и, в редких случаях, из железа. Прежде очень часто применялись диафрагмы из бутовой кладки; их применяют и теперь



Фиг. 147. Типичные бетонные стенки, замки и уплотнения.

в тех местностях, где они обходятся дешевле бетонных. Некоторые диафрагмы из бутовой кладки имеют у подошвы толщину свыше 6 м. Бетонные диафрагмы строятся двух типов: просто бетонные и бетонные с арматурой. Бетонные диафрагмы обычно имеют поверху толщину от 1 до 2 м, по мере удаления от гребня толщина их возрастает. Уклон обоих откосов обычно одинаков. Толщина армированных диафрагм колеблется от 0,3 до 1 м, причем они либо слегка уширяются книзу по мере удаления от гребня, либо через каждые 3—6 м имеют двусторонние выступы, на которые устанавливаются последовательные ярусы опалубки. Такие диафрагмы армированы с обеих сторон в горизонтальном и вертикальном направлении, процент арматуры, уложенной вблизи боковых поверхностей, колеблется от 0,3 до 0,6%. Основная идея сводится к тому, что диафрагма работает как плита в местах, подверженных неравномерному давлению и что арматура сохранит целостность диафрагмы в случае деформации благодаря неравномерной осадке насыпи. Термин «диафрагма» иногда относится только к таким тонким бетонным армированным стенкам.

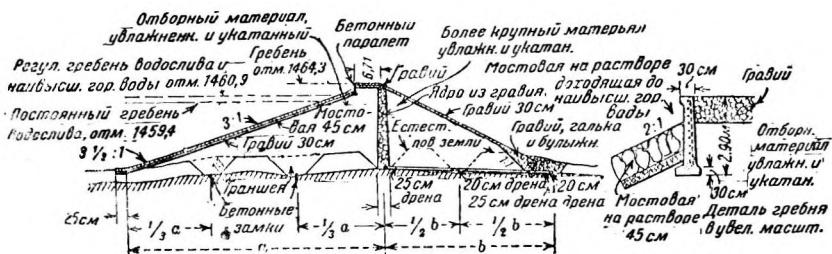
На фиг. 147 изображены детали типичной бетонной диафрагмы.

¹ Диафрагмы из дерева в ответственных сооружениях следует исключить. *Ред.*

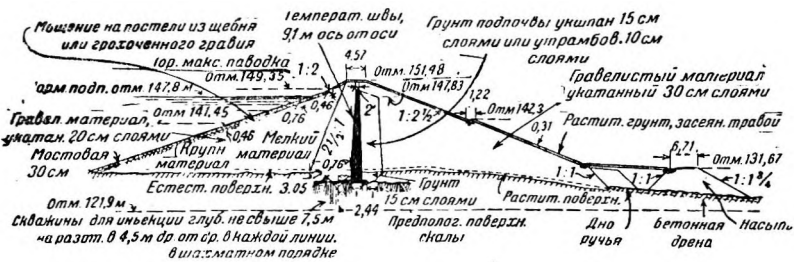
В простых бетонных диафрагмах всегда следует устраивать температурные швы, снабженные пазом и гребнем (фиг. 147) и покрытые гудроном или иной изоляцией во избежание сцепления бетона и образования трещин в других местах.

Добавочное уплотнение требуется редко; когда же оно необходимо, его устраивают, как показано на фиг. 147.

Если армированная бетонная стенка не доведена до смыкания со скалой у каждого конца плотины или если она впущена в точно ограниченную выемку в скале, совершенно заполненную бетоном, то обычно температурных



Фиг. 148. Разрез плотины Sherburne Lakes с указанием дрен, построена с укаткой слоями.



Фиг. 149. Разрез земляной плотины Фельпс Брук (Коннектикут), Гартфордская сеть водоснабжения, построена с укаткой слоями.

швов не устраивают, так как арматура препятствует образованию крупных трещин. Арматуру следует пропускать через конструктивные швы. Если же стенка у каждого конца опирается о поверхность скалы или впущена в выемку, не целиком заполненную бетоном, или если поверхность скалы проявляет тенденцию к отрыву при растяжении в стенке, то необходимо предусматривать температурный шов, чтобы не образовалась щель, пропускающая воду, что особенно нежелательно вблизи соединения плотины со скалой.

Обычные меры предосторожности при соединении бетона со скалой, установленные для плотин из кладки, особенно обязательны для бетонных диафрагм. Обычный состав бетона: 1:2:4 для армированных и 1:3:6 для простых бетонных стенок. Иногда применяют деревянные диафрагмы в тех случаях, когда первоначальные издержки должны быть минимальными. Если они построены тщательно, то веских доводов против них нет при условии, чтобы они всегда находились ниже линии насыщения. Выше нижней точки линии насыщения, наблюдаемой в месте ее пересечения с диафрагмой, рекомендуется заменять дерево железобетонной стенкой. К сожалению, эта мера соблюдается не всегда. В условиях постоянного насыщения водой такие дере-

вянные диафрагмы могут работать столетиями, к тому же времени, когда они сгниют, напорная поверхность плотины и дно водохранилища успеют затянуться илом в такой мере, что, вероятно, никакой диафрагмы уже больше не потребуется.

Железные диафрагмы дороже деревянных, и срок их службы не дольше, если даже не короче, чем у деревянных, лежащих ниже линии насыщения. Железные шпунты часто применяются в виде удлинения диафрагмы внутрь основания в местностях, где грунт слишком тверд для забивки деревянных шпунтов¹.

119. Насыпные укатанные плотины. Если материал не укладывается и не осаждается действием воды, то его насыпают тонкими слоями и укатывают. Иногда плотины строили, сыпая материал с эстакад по примеру железнодорожных насыпей. Таким методом не рекомендуется пользоваться, так как насыпь получается неустойчивой и пористой. Слои не должны быть толще 30 см, предпочтительно даже тоньше. Даже при толщине слоя в 30 см материал у верха слоя, воспринимающий давление и удар вальцов катка, много плотнее материала в основании слоя. Невидимому, наиболее рационально при материалах обычного сорта укладывать их слоями толщиной от 10 до 15 см. Если при каком-либо особом материале определено выяснится, что укладка 10-см слоями не дает более высокой степени компактности, то, разумеется, нет расчета повышать издержки, настаивая на укладке 10-см слоями.

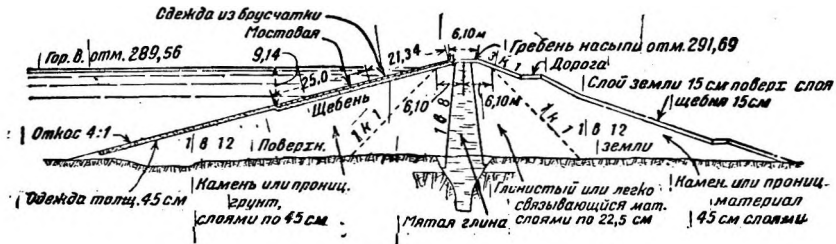
Материал доставляется и сыпается в тело плотины одним из многочисленных методов, установленных для возведения сухих насыпей, и каждый слой разравнивается вручную или скреперами до желательной толщины.

Прежде чем основание или какой-нибудь отдельный слой укатываемой насыпи будет покрыт новым слоем, следует увлажнить его поверхность с помощью брандспойта или поливной повозки. Увлажнение следует производить непосредственно перед укладкой нового материала. Следует применять столько воды, чтобы старый слой увлажнился в такой мере, чтобы при проходе катка по новому слою этот последний слегка вдавливался в старый и влага, проникая через новый слой, слегка смочила его верхнюю поверхность. Никогда не следует производить столь усиленную поливку, чтобы каток скользил или месил грязь и не мог работать исправно. Надлежащее количество воды нетрудно определить после недолгого опыта над данным материалом. Не следует смачивать поверхности рыхлого слоя до укатки, так как это вызывает скольжение катка и материал прилипает к вальцам катка крупными комьями.

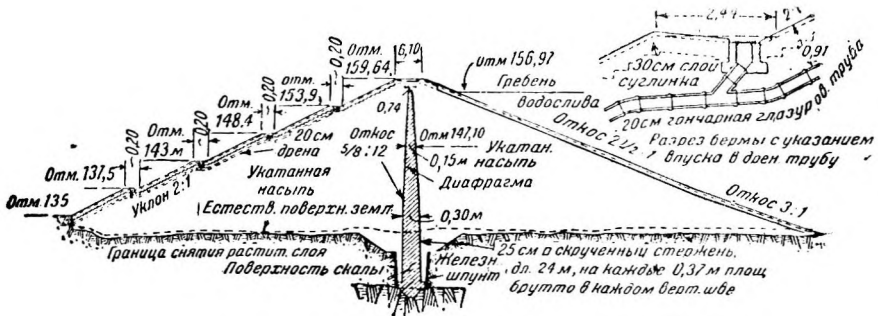
Для больших плотин применяют паровые или бензиновые катки, но каков бы ни был тип катка, необходимо добиваться достаточной концентрации давления. Потребное давление зависит от рода материала и толщины слоев. Следует рыть контрольные траншеи в процессе работы, чтобы убедиться, достаточно ли уплотнился материал при данных толщине слоев и весе катка. Сравнительно легкий каток и тонкие слои могут оказаться при известных материалах более экономичными, чем тяжелый каток и толстые слои. Часто технические условия требуют давления от 2 до 3,5 кг/см² при вдавливании катка в грунт на 2,5 см.

¹ Деревянных шпунтов в ответственных сооружениях допускать нельзя ввиду невозможности обеспечить их плотность в процессе постройки. *Ред.*

Камни, величина которых превышает толщину слоя, следует удалять; каменные гнезда следует разбивать. Слои укладываются приблизительно горизонтально, но при глинистых материалах, которые сильно размягчаются дождем, рекомендуется делать уклоны в сторону откосов насыпи¹. Настоятельно необходима высокая степень компактности тела земляной плотины независимо от того, строилась ли она с укаткой или намывным способом. Между фильтрацией через рыхлый и через компактный материал существует огромная разница. Если насыпь надлежаще уплотнена, то осадка гораздо слабее. Чрезмерная осадка угрожает безопасности плотины.



Фиг. 150. Разрез плотины Талля, Эдинбургский водопровод (Шотландия), строилась укатанными слоями.



Фиг. 151. Разрез плотины Норис, Коннектикут, водоснабжение Утербери, плотина строилась укатанными слоями.

Иногда бывает трудно производить укатку у стенки диафрагмы, у трубопроводов, устоев и т. п. и в связи с этим приходится прибегать к особым мерам, чтобы материал вдоль этих сооружений был хорошо уплотнен. Если невозможно применить каток, то следует использовать ручные трамбовки. Особенно тщательно следует трамбовать насыпь вдоль поверхности сооружений, проходящих через тело плотины насквозь от напорного откоса к воздушному.

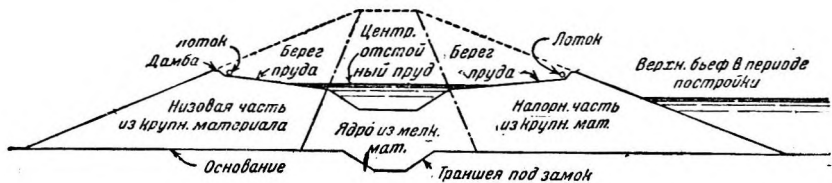
В § 113 мы коснулись тех предосторожностей, которые необходимы в связи с постройкой таких сооружений. Если материал, образующий тело насыпи, вообще поддается сжатию, то в местах прилегания к поверхностям указанных сооружений его следует насыпать и плотно утрамбовывать 7,5 см слоями. Каждый из этих слоев следует увлажнять таким же способом, как укатываемый слой насыпи. В § 117 мы указали надлежащее распределение мелкого и крупного материала в теле укатанной насыпи. Откосы следует

¹ Указание непонятно. Чаще рекомендуют делать уклон слоев к центру плотины см. *Parker Control of Water. Ped.*

тщательно планировать, во-первых, ради внешнего эффекта, а, во-вторых, чтобы не было местных крутых участков, могущих скользить, а также излишней нагрузки, вызванной избытком материала.

120. Намывные плотины. Намывная плотина есть земляная плотина, при постройке которой материалы доставляются силою воды и водою же распределяются по своим окончательным местам. Для применения намывного метода выгодны карьеры, расположенные настолько высоко, чтобы большая часть материала могла намываться в тело плотины действием силы тяжести; выгодны также материалы, легко размываемые водою и содержащие лишь небольшой процент камней, настолько крупных, чтобы они не могли уноситься силою воды.

Материал извлекается из карьеров с помощью воды, выбрасываемой под высоким напором, через мониторы с широкими наконечниками, иногда диаметром до 12,5 — 15 см. Струю воды направляют на откос обычно при скорости истечения от 30 до 60 м/сек; вода подмывает и обрушивает



Фиг. 152. Типичный поперечный разрез намывной плотины в процессе постройки.

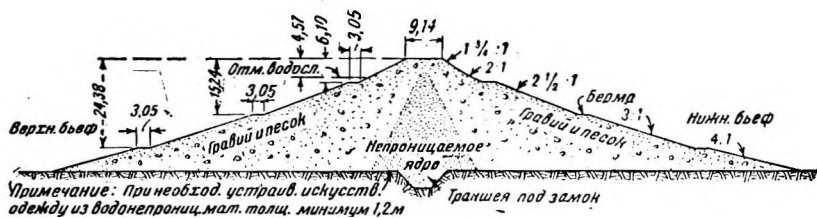
этот откос. Воду, несущую размытый материал, направляют затем по дну карьера к водоводу, т. е. лотку или трубе, по которым она стекает в тело плотины. Минимальный уклон канала должен быть от 3 до 6% в зависимости от рода материала. Если карьер расположен слишком низко, для того чтобы вода и материал могли стекать прямо в тело плотины, то из канала их направляют в колодец или сборный бассейн, откуда их перекачивают с помощью рефулерного насоса на необходимую высоту. Процентное содержание твердого материала в воде зависит от рода его и особенно от легкости, с которой струя подмывает откос карьера. Нередко получается до 20% содержания твердых тел, но надежнее рассчитывать не более чем на 4 — 8% при самых лучших условиях, если, конечно, не имеется других опытных данных, полученных при совершенно одинаковых условиях. Если материал карьеров очень неоднороден в смысле размеров, то следует добиваться среднего состава, одновременно размывая два карьера, один с крупным, другой с мелким материалом. Лотки направляют по плотине, по одному с каждой стороны, как указано на фиг. 152, и располагают их так, чтобы они выбрасывали материал через определенные промежутки вдоль плотины.

Вода и материал, выливающиеся из лотков, стекают к центральному отстойному пруду, который сохраняется, как видно из чертежа, в продолжение всей постройки. Крупный материал автоматически оседает на берегах пруда, мелкий вместе с водой стекает в пруд и быстро оседает. Позади выпуска из лотка устраивают от руки или с помощью экскаватора небольшие дамбочки, как указано на чертеже, чтобы выливающаяся масса не стекла по откосу плотины и чтобы последний сохранял надлежащее очертание. Наружные откосы следует тщательно планировать по мере возведения сооружения.

Опасность оползней всего больше во время постройки; неровность поверхности откосов, может повлечь за собой образование местами более крутых откосов несущих нагрузку лежащего выше избыточного материала, что иногда вызывает местные оползни, являющиеся началом общего сдвига.

Центральный отстойный пруд снабжают одной или двумя отводящими трубами, ведущими к подошве плотины.

Необходимо следить за тем, чтобы масса вытекала из лотков распределенной струей, а не сосредоточенной, могущей вымыть в береговом откосе пруда канаву, по которой вода устремится в пруд со значительной скоростью, увлекая за собой крупный материал. При таких больших скоростях размываются откосы пруда и образуются языки крупного материала, вдающиеся в мелкозернистое тело ядра. Если ядро узкое, то такие языки могут пронизать его насквозь и получится сравнительно свободный проход для фильтрующей воды. Рассеивание струи осуществляют с помощью прорезных досок, которые легко устанавливать для регулирования течения



Фиг. 153. Типичный разрез земляных плотин Мейами Консерванси Дистрикт, построенных намывным способом.

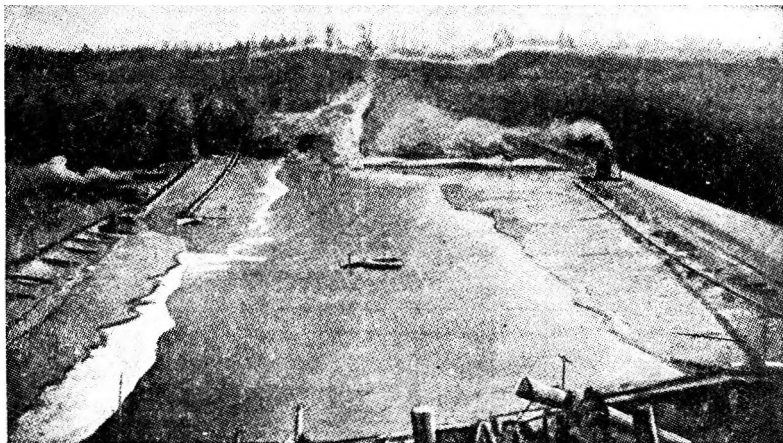
по желанию. По той же причине не следует пополнять содержание пруда через рабочие лотки, если он обмелел в связи с приостановкой работ или по другим причинам, а необходимо устраивать специальный лоток, выбрасывающий воду непосредственно в пруд, не приводя в движение материалов тела насыпи.

В начале постройки у верхней и нижней пяты насыпают дамбы, ограничивающие центральный отстойный пруд, который в этой стадии постройки очень широк. Промежуток между дамбами нужно осторожно наполнить водой, чтобы не потревожить поверхность основания и в особенности откосы траншеи под замок. Лотки сбрасывают свое содержимое на эти дамбы, и пруд постепенно сужается. Несмотря на все предосторожности короткие языки крупного материала неизбежно проникнут в тело ядра, и нужно особенно подчеркнуть необходимость наблюдения за тем, чтобы они были возможно коротки и малочисленны.

Количество мельчайшего материала, которое, не осев в отстойном пруде выносится через отводящие трубы, зависит от размеров пруда, и его можно регулировать, изменяя глубину пруда, а следовательно и его размеры. Поэтому, если будет установлено, что материал ядра слишком мелок, можно уменьшить размеры пруда, и часть мельчайшего материала будет унесена. Ядро из слишком мелкого материала представляет опасность, так как мельчайшие коллоидальные частицы оседают в виде полужидкой массы, дренируют плохо и могут оказывать гидростатическое давление на пяты плотины, что угрожает оползнем. Это обстоятельство вызвало уже целый ряд аварий в периоде постройки. Очень подробное обсуждение вопроса о влия-

нии изменений действующего размера материалов ядра содержится в статье Хазена «Намывные плотины» (Hydraulic-fill Dams, Trans. Amer. Soc. C. E., vol. LXXXIII, p. 1713) и вызванной ею дискуссии.

Если материал, которым располагают для постройки, содержит очень высокий процент мельчайших частиц, то откосам плотины следует придать очень пологие уклоны, чтобы создались мощные массы, сопротивляющиеся распору полужидкого ядра, или же нужно решиться на сброс мельчайшего материала, уменьшая размеры центрального пруда, как было разъяснено выше.



Фиг. 154. Намывная плотина Софт-Мэпл, в периоде постройки.

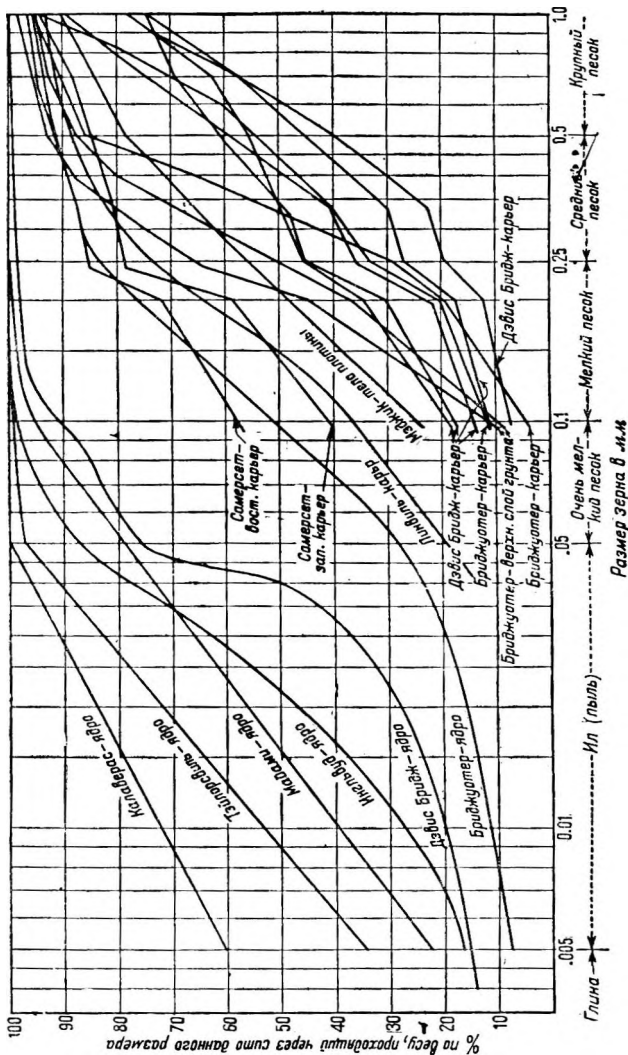
Хазен высказывает предположение, что идеальным размером материала ядра является действующий размер в $0,01$ мм, при котором ядро быстро окрепнет и будет оказывать весьма малое давление на пяты. Построено, однако, немало успешно работающих плотин с гораздо более мелким материалом ядра и даже без особенно пологих откосов.

На фиг. 155 графически изображены результаты механического анализа карьерных материалов и материалов ядра ряда выдающихся плотин. Среди них в плотине Калаверас (Calaveras Dam) произошел сильный оползень во время постройки благодаря слишком мелкому материалу ядра.

Допустимая степень мелкозернистости зависит, конечно, от рода материала. Если это чистый песок без коллоидальных свойств, то допустим действующий размер частиц меньше $0,01$ мм. Если же он обладает коллоидальными свойствами или смешан с коллоидами, то степень мелкозернистости следует строго ограничивать. Наилучшим средством для определения надлежащей мелкозернистости являются всесторонние испытания материалов до начала постройки и частое исследование ядра в процессе постройки в смысле исправного дренирования.

Как было объяснено выше, очень трудно предупредить образование языков крупного материала, вдающихся в тело ядра. Поэтому для сбрасывания материала, размер которого мельче известного заданного предела, может требоваться слишком узкий центральный отстойный пруд, а следовательно и ядро, причем трудно, если не невозможно, предупредить образова-

ние языков крупного материала, пронизывающих его насквозь и создающих проход для сильной фильтрации. Это обстоятельство в связи с допустимостью непроизводительного сброса того или иного количества мельчайшего материала ставит строительству с помощью намывного метода определенные пре-



Фиг. 155. Карьерный материал и полученное ядро.

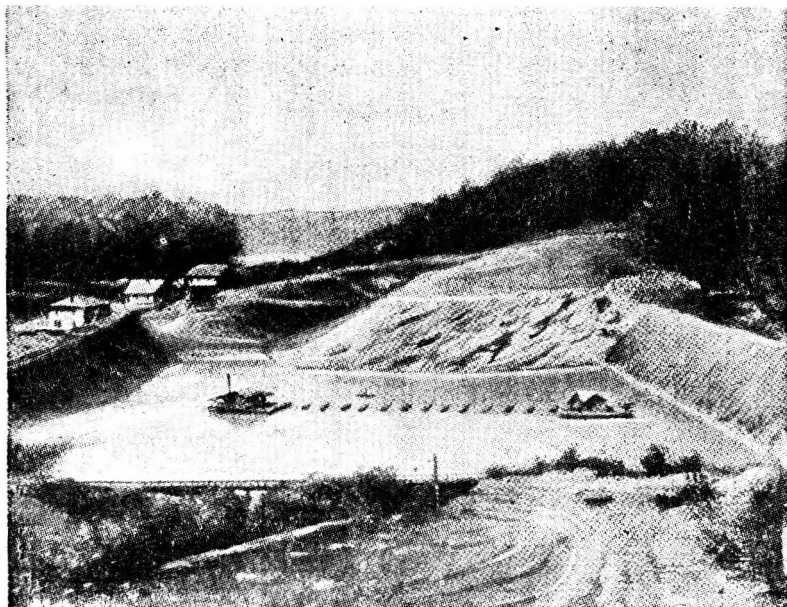
делы. Другими словами, если располагают для постройки плотины слишком мелким материалом, то необходимо прибегать к методу возведения насыпей способом укатки.

121. Полунамывные плотины. Полунамывной плотиной называется намывная плотина, при постройке которой материал доставляют в тело плотины не силой воды, а каким-либо иным способом, и сбрасывают, образуя часть поперечного сечения плотины; часть же этого материала выносятся в свое окончательное положение действием воды. Сухой материал доставляют

на место постройки каким либо способом; обычно его сбрасывают с вагонов, обращающихся по эстакадам, (фиг. 158).

Сначала построили эстакады 1 и 2, насыпали части плотины 7, 8, 9, соответственно перекладывая путь. В то же время монитор с насосной установкой, установленной на барже в центральном пруде, направлял струю в насыпанный материал и вымывал более мелкие частицы внутрь пруда.

Расположение пруда и процесс намыва материалов в этот пруд очень схожи с описанными нами в параграфе, посвященном намывным плотинам. Когда насыпь подвинется в сторону центрального пруда на необходимое расстояние, строят эстакады 3 и 4 и насыпают насыпи 10, 11, 12. Таким же образом доводят всю постройку до окончания.



Фиг. 156. Полунамывная плотина Линвиль, принадлежащая Западно-Каролинской Энергетической Комп., Бриджуотер, Сев. Каролина.

Многие из мер предосторожности, рекомендованных для намывных плотин, применимы и для полунамывного типа. При этом типе нет, однако, возможности бесполезно расходовать чрезмерно мелкий материал, так как воду из центрального пруда обычно не выпускают непроизводительно. Часто полунамывной способ является наиболее дешевым и наиболее подходящим для данной местности. Однако этому способу свойственны некоторые недостатки, которые следует иметь в виду при его выборе, чтобы уберечься от опасности нарушения устойчивости. Плотины, построенные по намывному способу, в период постройки и в ближайшее время после него страдали от оползней сравнительно редко, тогда как при полунамывном способе оползни в периоде постройки происходили довольно часто. По-видимому, существует общая основная причина такой различной устойчивости в строительном периоде. При намывном способе материал стекает с лотков вблизи откосов плотины; здесь оседают более крупные частицы, а более мелкие уносятся в направ-

лении к оси; самые мелкие достигают центрального пруда и осаждаются в нем. Таким образом пяты и откосы плотины при данном методе получаются проницаемыми и дренируют воду из внутренней части плотины. Даже если бы дренаж ядра происходил в вертикальном направлении, как утверждают некоторые инженеры, то он все же происходит не только в части ядра, расположенной под центральным прудом, но и в частях, прикрытых проницаемыми наружными частями тела плотины. Поэтому безразлично, происходит ли основной дренаж в направлении кверху или в стороны, — значение проницаемых наружных частей остается одинаково важным.

В плотинах, построенных полунамывным способом, обе пяты и наружные части состоят чаще всего из материала, насыпанного вагонами. Из этих насыпей его намывают струями воды мониторов. Более мелкий материал достигает центрального отстойника, где оседает, образуя ядро; более крупные частицы ложатся вблизи насыпных частей. В связи с этим насыпные части, образующие наружные откосы, плотин обыкновенно плотнее или менее водопроницаемы, чем непосредственно прилегающие к ним внутренние части тела плотины, так как более мелкие частицы выносятся из этих последних струей мониторов. Механический анализ проб, взятых из плотин Падди Крик (Paddy Creek) и Линвиль (Linville), показывают, что материал, насыпанный вагонами, действительно более плотен и водоупорен, чем непосредственно к нему прилегающий. Благодаря наличию центрального пруда и операции намыва эта сравнительно проницаемая часть полностью насыщается водой, которая оказывает сильное гидростатическое давление на сравнительно водоупорный насыпной материал наружных откосов. Таким образом эти насыпные части часто являются элементами, ослабляющими плотину; задерживая воду, они временами могут вызвать оползни, даже если центральное ядро из мелкого материала сравнительно узко. С этим явлением можно частично бороться, укладывая многочисленные дрены, выводящие воду из внутренней водопроницаемой части через наружные насыпные части, причем гидростатического давления на эти последние не наблюдается.

122. Осадка насыпей. Размеры осадки зависят от рода использованного материала и от тщательности его уплотнения; плотине следует при возведении насыпи придавать несколько большую высоту и ширину, чем предусмотрено окончательными точными размерами. Для насыпи, укатываемой 15-см слоями, о которой говорилось выше, 2% допуск на осадку с избытком достаточен. При песчаном грунте осадка очень невелика, иногда она так мала, что ее едва можно обнаружить, если материал был хорошо уплотнен. Ядро из глинистого материала, возведенное гидравлическим способом садится гораздо сильнее, давая иногда осадку до 8 — 10%. Материал хорошо уплотненной земляной плотины, построенный с укаткой слоев, обыкновенно занимает гораздо меньший объем, чем он занимал в природном состоянии в карьере. Так, например, разрезы северного крыла плотины Олив Бриджа (Olive Bridge Dam) доказывают, что материал его, состоящий преимущественно из каменной муки с 8% вкрапленного мелкого камня, в настоящее время занимает в теле насыпи объем, на 8% меньший, нежели он занимал в карьере.

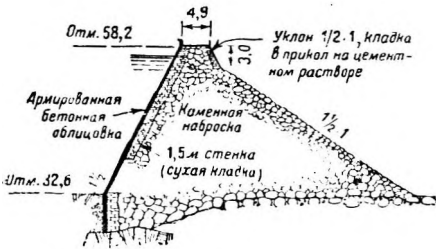
123. Библиография

1. J. B. T. Colman, The Action of Water under Dams. (Кольман, Водный режим под плотинами.) „Trans. Am. Soc. Civ. Eng.“ vol. LXXX (1916), p. 41.
2. J. B. Hays, Designing on Earth Dams. Having a Gravel Foundation (Хейс, Проектирование земляных плотин на гравелистом основании) „Trans. Am. Soc. Civ. Eng.“, vol. LXXXI (1917) p. 1.
3. F. P. Stearns, Tests and Investigations for the Wachusset Dikes (Стернс, Испытания и исследования плотины Вачесет) „Trans. Am. Soc. Civ. Eng.“, vol. XLVIII (1902), p. 267
4. C. M. Saville, Tests for the Gatun Dam (Сэйвиль, Испытания плотины Гатун), „Report of Isthmian Canal Commission“ (1908).
5. J. Alb. Holmes, Some Investigations and Tests in Hydraulic-fill Dam Construction (Холмс, Исследования и испытания намывных плотин), „Trans. Am. Soc. Civ. Eng.“, vol. LXXXIV (1922), 331.
6. D. C. Henny. Seepage Experiments Showing Reduction Due to Induction of Vegetable Matter in Dam (Хенни, Эксперименты, показывающие экономию благодаря введению в плотину растительного материала), „Eng. News“, vol. 57, p. 231.
7. Ch. H. Paul, Core Studies in the Hydraulic-fill Dams of the Miami Conservancy District (Поль, Изучение ядер намывных плотин.) Trans. Am. Civ. Eng.“, vol. LXXXV (1922), p. 1181.
9. Allen Hazen, Flows of Water Through Sands (Хазен, Фильтрация воды через пески), „Report of Massachusetts State Board of Health“. 1892.
10. Charles S Slichter. The Motions of Underground Waters (Слихтер, Движение грунтовых вод), „Water Supply Paper“, № 67, U. S. Geol Survey.
11. Charles S Slichter. The Rate of Movement of Underground Waters (Слихтер, Скорости движения грунтовых вод), „Water Supply Paper“, № 140, U. S. Geol. Survey.
12. Joel D. Justin, The Design of Earth Dams (Джестин, Проектирование земляных плотин), Trans. Am. Soc. Civ. Eng.“, vol. LXXXVII (1924).
13. Progress Reports of Special Committee to Codify Present Practice on the Bearing Value of Soils for Foundations (Доклады Специального Комитета по кодификации существующего опыта о значениях нагрузок на почвы в основаниях), „Proc. Am. Soc. Civ. Eng.“, August 1920, February 1921, March 1922, October 1923.
14. Capt. A. H. Garnett, Some Recent Developments in the Design and Construction of Earth Dams (Гарнетт Новые тенденции в проектировании и строительстве земляных плотин), „Royal Engineers Journal“. Royal Eng. Inst. Jun 1911.
15. W. G. Ulich, The Practical Design of Irrigation Works and Dams, Barrages and Weirs on Porous Foundations (Улай, Проектирование ирригационных работ, дамб, плотин и водосливов на проницаемых основаниях), „Eng. News“, Dec. 29, 1910, 708.

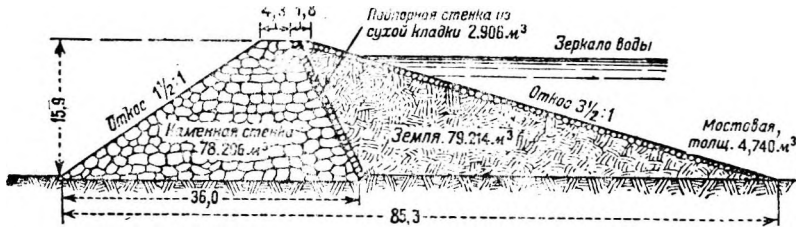
Примечание. Многие утверждения Джестина представляются рискованными, они отражают взгляды Америки, где имело место большинство разрушений земляных плотин. По-видимому, такие разрушения все же не внушили американским инженерам должной осторожности. Мы придерживаемся в отношении земляных укатываемых плотин воззрений англо-индийской школы инженеров, гораздо более осторожных. Лучшими книгами по последнему вопросу считаются: Strange „Indian Storage Reservoirs“ и P. M. Parker «Control of Water» *Ред.*

Плотины из каменной наброски

124. **Общие замечания.** Плотины из каменной наброски широко применяются в западных штатах Северной Америки, в местностях, куда доставка цемента обошлась бы чрезмерно дорого. Некоторые из этих плотин имеют высоту выше 30 м. Они особенно применимы там, где местность представляет собой узкий каньон с обрывистыми склонами, возвышающимися на значительную высоту над верхом плотины. В такой местности бывает возможно вести подрыв откосов каньона с таким расчетом, чтобы при взрыве значительная часть камня осыпалась на место окончательной укладки в тело плотины или вблизи него. При постройке плотины Морена (Morena) для водоснабжения Сан-Диего (San-Diego) (Калифорния) один только взрыв дал 180 000 т скали-



стого материала. Тем не менее, почти всегда бывают необходимы кабельные краны или деррик-краны, чтобы переваливать камень на место его окончательной укладки. Возможности развития этого типа плотин характеризуются тем фактом, что на р. Колорадо недавно серьезно предлагалась

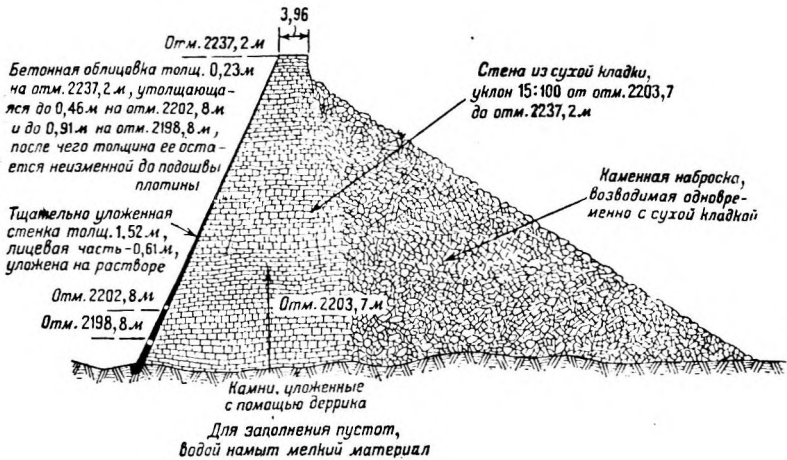


Фиг. 162. Плотина Пикос Веллей, № 2, Нов. Мексика.

постройка плотины из каменной наброски высотой 228 м (подробнее см. «Trans. Am. Soc. C. E.» т. XXXIV, 1923, стр. 200). Плотина Дикс-Ривер (Dix-River) в Кентукки имеет высоту 84 м и содержит 1 300 000 м³ каменной наброски.

125. **Плотины из каменной наброски с диафрагмой по напорному откоосу.** Этот тип плотин из наброски состоит в основном из водонепроницаемой диафрагмы на напорном откосе, опирающейся на каменную наброску. Эта диафрагма обычно состоит из сплошной железобетонной плиты или из

деревянного настила. Деревянный настил никогда не следует применять выше горизонта низких вод, если только вопрос не касается дешевого, временного сооружения; предпочтительно не применять его при глубине воды, превышающей примерно 6 м. Покрытие покоится на сухой кладке, уложенной вручную или с помощью деррик-крана. Остальная часть плотины состоит из набросанного камня. Не рекомендуется строить все тело плотины из каменной наброски, так как она может осесть и вызвать излом покрытия. У подошвы диафрагма тщательно заделывается в материковую скалу или связывается со шпунтом, доведенным до водонепроницаемого пласта.



Фиг. 163. Плотина на р. Станислаус, Калифорния.

После того как построен замок у напорной пяты, строят самое тело плотины. Оно состоит из каменной наброски, которой придают на напорной стороне откос от 1:1 до 1:1½. Камень набрасывают либо с помощью дерриков, либо с помощью кабельного крана, либо непосредственно взрывая откосы каньона. Эта наброска должна быть по возможности свободна от земли и мелких осколков, так как эти последние легко вымываются водой и от этого происходит нежелательная осадка плотины.

На напорной стороне наброски полезно возводить часть тела плотины из крупного камня, тщательно уложенного с помощью дерриков (фиг. 165). Толщина этой части колеблется от 2 до 15 м. Иногда поверх этой части на напорной стороне укладывают стенку из бутовой кладки на цементном растворе толщиной от 1 до 2 м по образцу плотины Морена и плотины Чатсворз Парк (Chatsworth Park) в Калифорнии. Эта стена является в таком случае опорой для водонепроницаемой диафрагмы из железобетона.

В большинстве случаев, однако, диафрагма из железобетона или досчатый настил покоятся на стенке из сухой кладки: иногда часть тела плотины, уложенная из крупного камня с помощью деррика, отсутствует, и часть из сухой кладки опирается непосредственно на каменную наброску. Уклон напорного откоса колеблется от несколько более крутого, чем ½ : 1 до 1 : 1½.

126. Устройство водослива. Если толщина переливающейся струи получается малой, то плотины из каменной наброски иногда устраиваются как

водосливные. Для этой цели их низовой откос покрывают иногда отмосткой из сухой кладки, иногда бетонной плитой. Против этого способа выдвигают тот аргумент, что каменная наброска, образующая низовую часть плотины, на практике неизбежно оседает, и облицовка из бутовой кладки или бетонной плиты остается навесу. В некоторых случаях для водосливных целей поверх каменной наброски устраивают особый водослив из бревен и досок, как это было, например, сделано на плотине Бивер Парк (Beaver Park) на Южном Колорадо. Поперечины делают из круглого леса и по низовому откосу каменной наброски устраивают деревянный лоток из толстых досок. Такой водосливный деревянный лоток очень гибок и обычно легко приспособляется к искаженному осадкой профилю, без серьезных повреждений.

Вполне возможно построить плотину из каменной наброски для любых условий перелива при условии внимательного изучения всех деталей устройства и работы сооружения и учета их при разработке проекта. Однако, для того, чтобы высокая плотина этого типа при значительной толщине пере-



Фиг. 164. Разрез плотины Лоуер Отэй п разрез стальной диафрагмы у подошвы в увеличенном масштабе.

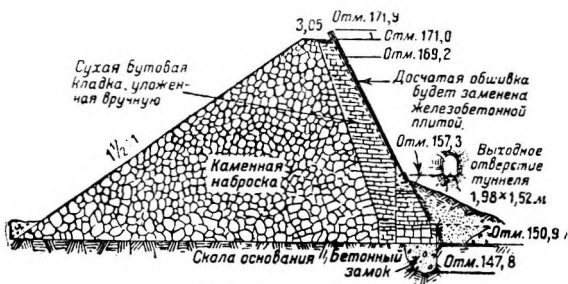
вающегося слоя работала действительно надежно, нередко могут потребоваться такие большие затраты, что более рациональным бывает обеспечить необходимую пропускную способность каким-либо иным способом. Плотина Лагуна (Laguna) на р. Колорадо, построенная Рекламейшен Сервис С. Ш. (U. S. Reclamation Service) (Управление мелиораций), в основном представляет собою водосливную плотину из каменной наброски, но эта плотина имеет высоту всего только 7,3 м, а ширина ее подошвы превышает 61 м. уклон низового откоса 1:12¹. Поскольку это возможно, водослив при плотине из каменной наброски устраивают в виде канала, вырытого в материковой скале, или с помощью тоннеля в откосе каньона.

127. Тип плотин из каменной наброски с внутренней диафрагмой.

Плотины из каменной наброски нередко строят с внутренней диафрагмой из бетона или железобетона. Имеются также примеры устройства в таких плотинах стальной диафрагмы с тонким защитным слоем бетона на обеих поверхностях. Такую диафрагму обычно помещают примерно по оси плотины и засыпают ее каменной наброской с обеих сторон. К этому типу принадлежала плотина Лоуер Отэй (Lower Otay Dam) в Калифорнии. Эта плотина была построена в 1897 г. Высота ее равнялась 41,2 м. После приблизительно 20 лет службы, в 1916 г., она была разрушена вследствие перелива воды. По существу плотина такого типа (да и всякая плотина из каменной наброски *Ред.*) есть не что иное, как земляная плотина из сильно водопо-

¹ Плотина Лагуна представляет типичный индийский аникут, и едва ли правильно ее рассматривать вместе с обычными плотинами из каменной наброски. *Ред.*

нищаемого материала, целиком зависящая от степени водоупорности диафрагмы, и обратно — устойчивость и надежность диафрагмы обусловлены отпором каменной наброски. Необходимо, чтобы каменная наброска не содержала большого процента земли и осколков, так как это ведет к нежелательной осадке, при которой равновесие давлений на диафрагму может настолько нарушиться, что получатся серьезные трещины и деформации, влекущие за собой в худшем случае разрушение плотины.

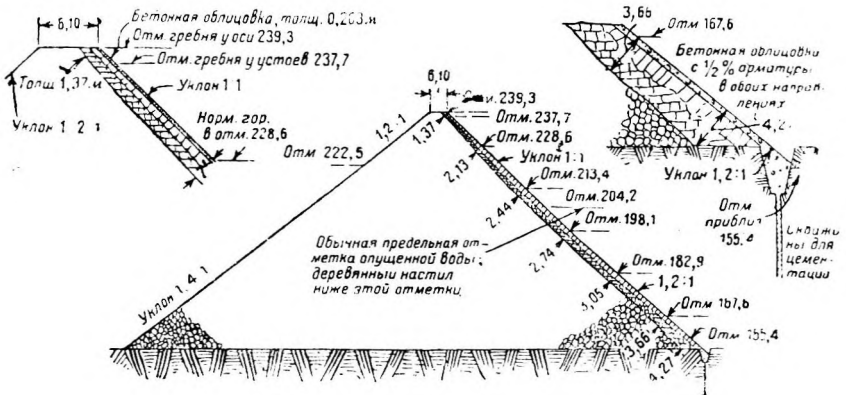


Фиг. 166. Поперечный разрез плотины Дрюз, Иригационный округ Гуз Лэк Веллей, Орегон.

128. Смешанный тип плотины из каменной наброски.

Этот тип плотин состоит из каменной наброски в низовой части плотины и из земляной насыпи в верховой части. Такая плотина при условии тщательной постройки является очень

устойчивой и надежной конструкцией. Земляная насыпь образует водоупорную часть плотины, каменная отсыпь на низовой стороне обеспечивает хороший дренаж фильтрующей воды и повышает устойчивость сооружения



Фиг. 167. Высокая плотина из каменной наброски на р. Дикс-Ривер, на напорной стороне диафрагма из бутобойной кладки, бетона и дерева.

в большей мере, чем это в большинстве случаев достижимо при эквивалентном объеме земляной плотины.

Плотины № 1 и 2 Пикос Веллей (Pecos Valley Dam) относятся к этому типу; к нему же принадлежат плотины Клир Лэйк (Clear Lake Dam) (Иригационная система Кламас) и плотина Снейк Ривер (Snake River) (Система Минидока — Minidoka), обе построенные «Рекламейшен Сервис» («Управлением Мелиораций»). При постройке таких плотин работы по возведению насыпи должны вестись лишь вслед за работами по каменной наброске. Там, где каменные и земляные работы смыкаются, пустоты между крупными камнями надлежит заполнять более мелкими, затем на напорную поверхность наброски следует наложить мощный слой щебня или гравия

раньше чем сомкнуть ее с земляной насыпью. Это устройство фактически образует обратный фильтр и препятствует выносу земли через крупные промежутки в наброске действием фильтрующей воды и дождя.

129. Осадка. Плотины из каменной наброски подвержены большой осадке. Размеры осадки зависят от степени тщательности работы, от характера строительных материалов, и — в очень значительной мере — от количества земли и мелочи, попавших в наброску вместе с камнем. При нормальной хорошей работе осадка не должна превышать от 3 до 5% и можно добиться даже более низкого процента осадки. Если же все сооружение состоит из каменной наброски с большой примесью земли и мелочи, то осадка может быть очень значительной.

130. Библиография

1. M. M. O'Shaughnessy, Construction of the Morena Rock-fill Dam, (О'Шаффесси, Постройка плотины Морена из каменной наброски) „Trans. Am. Soc. C. E.“, vol. XXV (1912), p. 47.
2. E. Wegmann, The Design and Construction of Dams (Вешан, Проектирование и строительство плотин), J. Wiley and Sons, p. 266.
3. The Lower Otay Dam, (Плотина Дауер Отей), „Eng. News“, vol. 75, p- 334.
4. Drew's Dam of Goose Creek Irrigation District (Набросная плотина ирригацион. округа Гус-Крик) „Eng. News“, vol. 77, p. 100.
5. Beaver Park Dam (Плотина Вевер-Парк), „Eng. News“, vol. 73, p. 660.
6. J. D. Shuyler, Reservoirs for Irrigation, (Ирригационные водохранилища), Part IV, 18-th, „Annual Report“, U. S. Geol. Survey.
7. H. M. Wilson, Manual of Irrigation Engineering. (Вильсон, Руководство по Ирригационным сооружениям.)
8. The Castlewood Dam (Плотина Кэстльвуд). „Eng. News“, Feb. 9, 1899.
9. The East Canyon Creek Dam, (Плотина Ист Кэнион-Крик) „Eng. News“, Jan. 2, 1902.
10. The Pike's Peak Power Company's Dam (Плотина силовой Ко Пайк Пик) „Eng. News“, Jan. 1, 1903.

Устройства для регулирования уровня верхнего бьефа

131. Регулирование уровня верхнего бьефа. Все плотины снабжаются водосливами для сброса избыточного расхода, не используемого турбинами. Водослив простейшего типа представляет собой ничем не огражденный гребень, через который вода переливается при поднятии горизонта. Очень часто отметка, до которой можно допускать поднятие горизонта воды, обуславливается стоимостью отчуждения затопляемых, хотя бы и временно, угодий. Поэтому при простом переливе через гребень отметку этого последнего приходится определять с таким расчетом, чтобы при паводках оставался достаточный запас для поднятия — «форсировки» — горизонта воды. Это, конечно, обязывает жертвовать частью напора, который при иных условиях мог бы быть использован для генерации энергии. Поэтому водослив простейшего типа должен иметь максимальную длину, совместимую с требованием экономии, для ограничения «форсировки» напора в периоды паводков.

Если нельзя удлинить гребень в достаточной мере, то можно применять специальные устройства, приводимые в действие от руки или автоматически, регулирующие пропускную способность водослива и ограничивающие в узких пределах колебания отметки зеркала водохранилища. Обычные устройства, служащие для этого, можно подразделить на следующие четыре категории :

1) Устройства, регулирующие пропускную способность водослива изменением отметки гребня — поднятием и опусканием гребня — соответственно изменениям расхода воды в реке.

2) Затворы на гребне, открываемые и закрываемые для изменения пропускной способности водослива пожеланию.

3) Водоспуски, помещаемые в нижней части плотины, чтобы помогать водосливу пропускать расход.

4) Сифонные водосливы, повышающие пропускную способность водослива благодаря всасыванию, в дополнение к напору на гребне.

Эти четыре категории можно в свою очередь разделить на следующие обычные формы или типы:

1) Изменение высоты гребня:

1a) Временные деревянные щитки.

1b) Постоянные деревянные щитки.

1c) Секторные затворы.

1d) Клапанные затворы.

1e) Затворы биртреп.

2) Затворы на гребне:

2a) Скользящие плоские щиты.

2b) Катучие плоские щиты.

- 2c) Сегментные затворы.
- 2d) Вальцевые затворы.
- 2e) Шандоры и спицевые затворы.

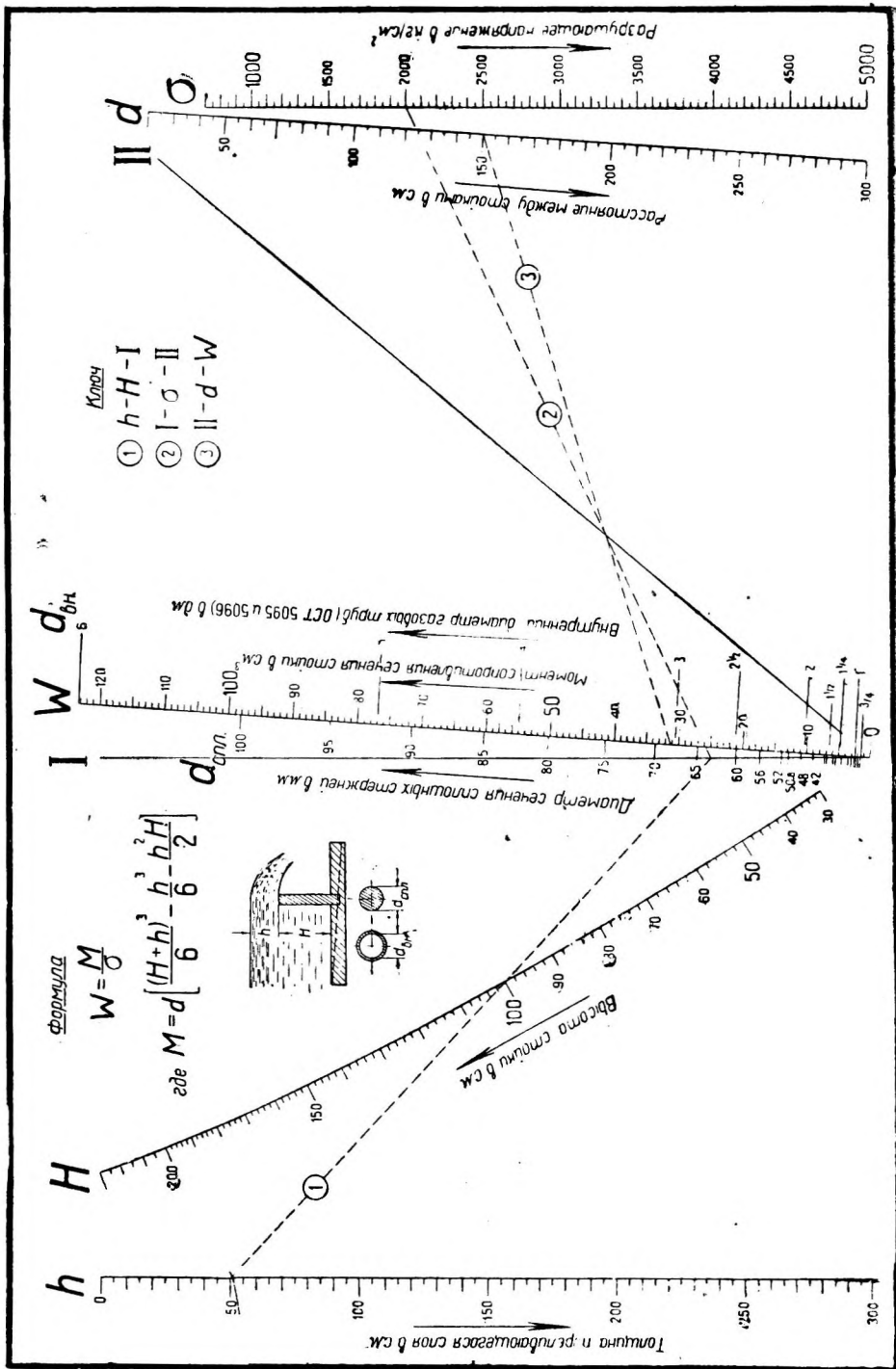
3) Водоспуски:

- 3a) Скользящие и катучие плоские щиты.
- 3b) Дроссельные клапаны.
- 3c) Изгольные затворы.
- 3d) Цилиндрические затворы.

4) Сифонные водосливы.

Описать в краткой статье все разнообразие устройств, применяемых для регулирования горизонта верхнего бьефа, невозможно; трудно даже осветить все те факторы, которые влияют на выбор типа. В тех случаях, когда вода ценится высоко, необходимо остановиться на типе, обеспечивающем плотность закрытия и не расходуя даром воды в периоды засухи. На реках, влекущих в периоды паводка крупные массы льда и плавучих тел, необходимо, чтобы гребень в это время ничем не заграждался или чтобы быки были размещены достаточно просторно во избежание заторов. Необходимость ограничивать колебания горизонта верхнего бьефа тесными пределами возникает только там, где ценность затопляемых земель и угодий очень велика, а напор для генерации энергии одновременно настолько ценен, что оправдывает затраты на специальные устройства для регулирования верхнего бьефа. Такие устройства дороги, если требуется точное регулирование, а расход воды значителен. Очевидно, что необходимость в точном регулировании будет больше для низконапорных установок, чем для высоконапорных, так как в этих последних несколько метров добавочного напора увеличивают продукцию сравнительно очень мало. Поэтому устройства, лишь частично регулирующие колебания горизонта, нашли широкое применение в силу сравнительной их дешевизны. В § 148 мы приводим библиографию по устройствам для регулирования горизонта воды; наиболее существенные данные относительно разных типов щитов, затворов и подъемных механизмов приведены в главе XVI «Водоприемные устройства водоподводящих сооружений», в § от 154 до 170 включительно.

132. Временные деревянные щитки. Эти заграждения состоят из ряда вертикальных щитков или панелей, поставленных на гребень плотины для дополнительного поднятия горизонта воды. На фиг. 168 изображен типичный пример временных деревянных щитков, состоящих из ряда панелей, опирающихся на стержни или железные трубки, свободно вставленные в гнезда, оставленные в каменном гребне плотины. Эти стойки или трубки спроектированы так, что они сгибаются или ломаются и освобождают щитки, когда горизонт воды достигает известного уровня, таким образом автоматически освобождая гребень для пропуска сильных паводков. В Америке это устройство является наиболее распространенным из всех, предназначенных для сброса паводковых вод. Щитки Или панели свободно прислонены к своим стойкам и при перегибе последних уносятся водой, если их не успели заблаговременно снять до наступления паводка. Для облегчения маневрирования баржи, вылавливающей и устанавливающей щитки на место, иногда находят целесообразным устраивать на известном расстоянии друг от друга причальные шесты (фиг. 168). Можно также пользоваться для удержания баржи на месте кабельным крюком. Иногда щитками и стойками манипулируют сверху с помощью кабельного крана или служебного мостика, расположенного над гребнем. Если временные щитки можно убирать до



Переработано Номографическим сектором изд-ва НКТП.

Фиг. 169. Номограмма для определения диаметра стойки временных щитов.

Номограмма для определения диаметра стойки временных щитов

Пример:

Дано $h = 50$ см; $H = 100$ см; $d = 150$ см; $\sigma = 2\,000$ кг/см².

Определить: W и $d_{вн}$.

Соединяя прямой 1 отметку 50 шкалы h с отметкой 100 шкалы H , в пересечении со шкалой I получим точку, соединяя которую прямой 2 с отметкой 2 000 шкалы σ , получим точку в пересечении со шкалой II .

Эту точку соединяем прямой 3 с отметкой 1 500 шкалы d и в пересечении со шкалой W читаем первый ответ

$$W = 31,25 \text{ см}^3.$$

С левой стороны этой шкалы, обозначенной $d_{снл}$, читаем второй ответ

$$d_{снл} \approx 70 \text{ мм}.$$

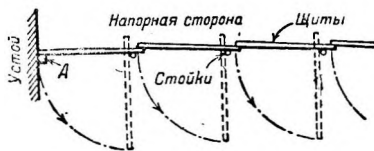
Если вместо сплошных стержней взять газовые трубы, то значение диаметра трубы в дюймах берем по правым цифрам, помеченным $d_{вн}$. Для данного примера будем иметь

$$d_{вн} \approx 3 \text{ дм}.$$

поверхностью переливающейся воды и повышает нагрузку на стойки. Изменения расчетных ломающих напряжений, выявившиеся при испытаниях и изображенные на фиг. 169, соответствуют сравнительно небольшим колебаниям горизонта воды.

Номограмма на фиг. 169 показывает соотношение между различными факторами обуславливающими расчет стоек деревянных щитков. Допустим, что желательно спроектировать деревянные щитки высотой $1 \text{ м} = 100 \text{ см}$ (H), которые упадут, когда вода поднимется на $0,50 \text{ м}$ (h) над верхом щитков, или на $1,5 \text{ м}$ над постоянным гребнем. Допустим, что стойки надломятся при расчетном напряжении $\sigma = 2\,000 \text{ кг/см}^2$ и что они размещены на расстоянии $d = 1,5 \text{ м}$ ось от оси. Чтобы определить необходимый размер стоек, находим у левого края номограммы $h = 50 \text{ см}$ и через $H = 100 \text{ см}$ проводим линию 1 до пересечения с линией I, отсюда ведем линию 2 до $\sigma = 2\,000 \text{ кг/см}^2$, затем через $d = 1,5 \text{ м}$ и точку пересечения линий 2 и II проводим линию 3 до шкалы W, где отсчет дает необходимый момент сопротивления 31 см^3 . Шкалы d_{Ba} и c^2_{c111} показывают, что этому соответствует стандартная труба диаметром 3 дюйма, или сплошная стойка диаметром 66 мм.

Чтобы определить изменения отметки горизонта воды, соответствующие различным предполагаемым ломающим напряжениям, допустим, что стойки в вышеприведенном примере надломятся при расчетном напряжении между $3\,000$ и $4\,000 \text{ кг/см}^2$. Идя по номограмме в обратном порядке и исходя от стойки с модулем сечения 31 см^3 , мы находим, что для $3\,000 \text{ кг/см}^2$ $h = 0,90 \text{ м}$, а для $4\,000 \text{ кг/см}^2$ $h = 1,33 \text{ м}$. Поэтому мы можем заключить, что спроектированные щитки упадут при напоре воды над верхом заграждений, равном от $0,90$ до $1,33 \text{ м}$, в среднем, вероятно, при напоре $1,12 \text{ м}$. Несколько случаев излома в условиях работы после постройки дадут более точные цифры напора воды, при которой стойки данной установки перегнутся, и, если нужно, размеры их можно легко изменить. Иногда щитки устраивают, как указано на фиг. 170.



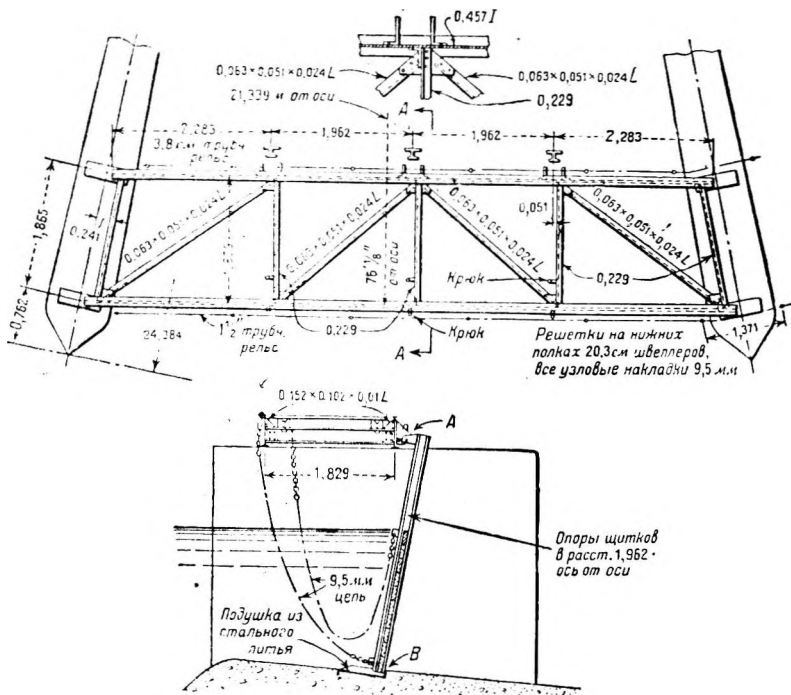
Фиг. 170.

Когда опора A снята, щитки постепенно начинают поворачиваться вокруг стоек, пока они все не будут снесены водой или не повиснут на стойках, как показано на фигуре пунктиром. При такой системе стойки остаются на месте и могут быть использованы снова. Если, однако, река во время паводка несет много плавающих тел, то после того как щитки будут унесены, эти тела могут скопиться у стоек в таком количестве, что гребень окажется загражденным при непогнутых стойках и паводковые воды поднимутся выше предположенного уровня.

Временные деревянные щитки всегда выгодны для плотин, не имеющих других приспособлений для регулирования напора, при условии, однако, что водохранилище не подтапливает ближайшую вышележащую гидроустановку. В гребнях плотин всегда следует устраивать гнезда, независимо от того, предполагается ли в ближайшем будущем установить такие щитки или нет. Временные деревянные щитки устраивались высотой до 3 м . После того как паводок снесет заграждения, обычно бывает возможно установить их снова на место, раньше чем расход понизится до размеров, соответствующих мощности турбин, и водохранилище наполнится последними водами

паводка. При наличии донных водоспусков достаточной пропускной способности или других водоспускных устройств, рассчитанных на экстренные надобности, горизонт воды можно понизить до уровня постоянного гребня, раньше чем паводок сойдет окончательно и щитки можно удобно установить. После этого затворяют донные водоспуски и дают водохранилищу наполниться до отметки верха заграждений. В библиографии (§ 148) см. ссылку на интересную статью об опытах с деревянными щитками плотины Мак Колл Ферри (Mc Call Ferry Dam) (№ 13).

133. Постоянные заграждения из деревянных щитков. Постоянные заграждения в принципе схожи с временными, с той разницей, что они рассчитаны на автоматическое действие или на ручное обслуживание без

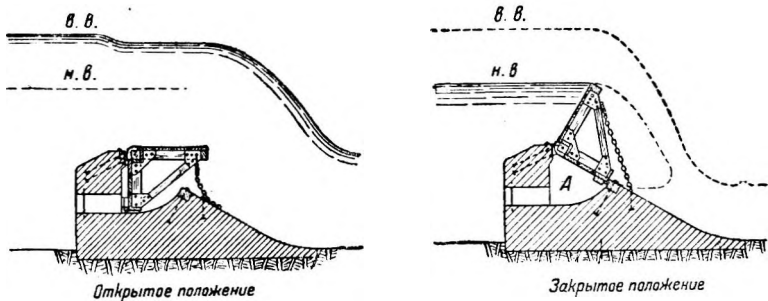


Фиг. 171. Детали постоянного заградительного устройства на водосливе плотины Дэвис Бридж.

вреда для них самих. Применяют их, главным образом, при специальных условиях, и широкого распространения они не получили. На фиг. 171 показаны детали постоянного заграждения на водосливе плотины Дэвис Бридж (Davis Bridge Dam), принадлежащей Энергетической компании Новой Англии (New England Power Company).

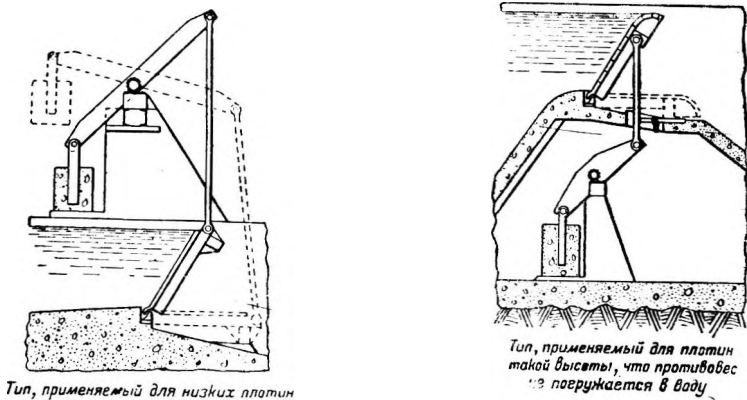
Подпорки удерживаются на месте посредством подушки *B* на гребне и защелки *A* у мостика. Их удаляют во время паводка, освобождая защелку. Заграждения, имеющие форму шандоров, уносятся водой, а подпорки стягивают на мостик с помощью цепей; после прохода паводка их снова ставят на место, захватывая защелкой за верх и опуская их вниз в гнездо подушки. Затем сверху же закладывают новые шандоры. Быки на фиг. 171 не параллельны, так как водослив Дэвис Бридж имеет в плане изогнутую

форму. Причина предпочтения, отданного этому типу заграждений перед более дешевыми временными заграждениями, описанными выше, кроется в том, что водослив плотины Дэвис Бридж регулирует расход очень большого водохранилища. Конечный период паводка длится недостаточно долго,



Фиг. 172. Секторный затвор типа Стикней.

чтобы пополнить такое мощное водохранилище, если позволить зеркалу воды понизиться до отметки, близкой к отметке постоянного гребня. Между тем это необходимо для установки заграждений на место, а другого водоспускного устройства достаточной мощности, чтобы пропустить последние воды



Фиг. 173. Клапанный затвор, вращающийся на горизонтальной оси, тип Штауверке.

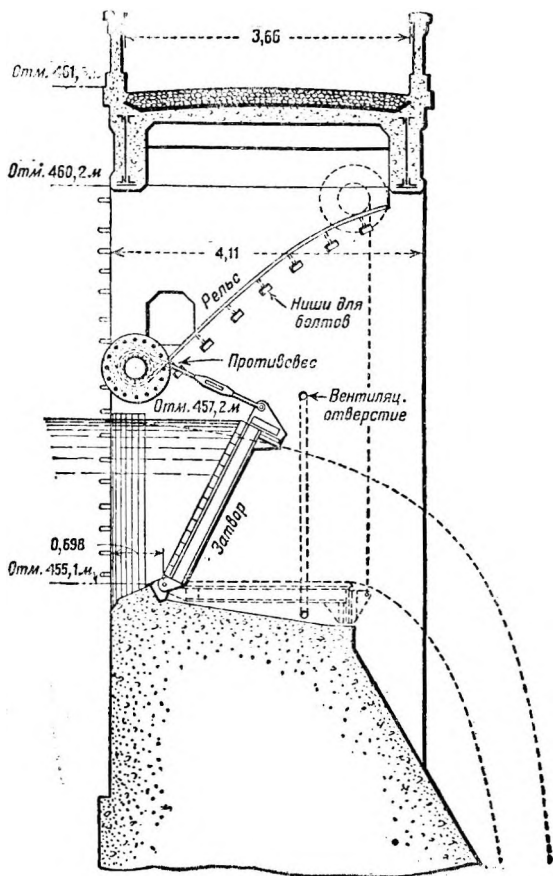
паводка во время обратной установки заграждений, не имеется. Пользуются еще и многими другими типами постоянных заграждений из деревянных щитков. С некоторыми из них можно ознакомиться по приводимой библиографии (§ 148).

134. Секторные затворы. На фиг. 172 изображен секторный затвор типа Стикней (Stickney), примененный на Б а р д ж - К а н а л штата Нью-Йорк.

Постоянное давление верхнего бьефа посредством камеры *A* передается на нижнюю полку затвора и держит его при низкой воде в поднятом или закрытом положении. Во время наводка возросшая сила давления воды на верхнюю, более длинную, полку, заставляет затвор опуститься в свое нижнее, или открытое положение. После прохода паводка горизонт воды в ниж-

нем бьефе опускается в нормальное положение и затвор снова поднимается. Применяют и другие формы этих затворов (см. № 2 и 17 библиографического указателя § 148).

135. Клапанные затворы. Систем затворов этого типа существует много, большинство их запатентовано; на прилагаемых иллюстрациях мы воспроизводим два типа. На



Фиг. 174. Клапанный затвор, вращающийся на горизонтальной оси установки Толлула Фольс.

точно, чтобы преодолеть как вес затвора, так и вес воды, которая может протекать под ним. Если освободить камеру *A* от напора верхнего бьефа и спустить из нее воду, то затвор опустится.

Плотины биртреп не очень водонепроницаемы (см. №8 библиографического указателя § 148 описание плотины этого типа)¹.

137. Затворы на гребне. Эти затворы устанавливаются между быками, расположенными с правильными промежутками на гребне плотины, и об-

¹ В настоящее время затворы биртреп в несколько усовершенствованном виде под названием „дахвер“ получили широкое распространение именно как регулирующий орган плотины. Описание последней конструкции см. Н. И. Анисимов, „Водоподъемные плотины“. *Ред.*

воспроизводим два типа. На фиг. 173 изображен затвор «Штаверке», на фиг. 174 — затвор установки Толлула Фольс (Tallulah Falls); оба спроектированы в расчете на складывание при подъеме воды. Степень точности регулирования зеркала воды такова, что воде достаточно подняться на несколько сантиметров, чтобы вызвать вращение затвора. Когда уровень воды снова становится нормальным, затвор возвращается в первоначальное положение.

Затвор на фиг. 173 уравновешен противовесом; затвор на фиг. 174 уравновешивается противовесом, катящимся по наклонному рельсовому пути, по которому он вкатывается вверх при вращении затвора.

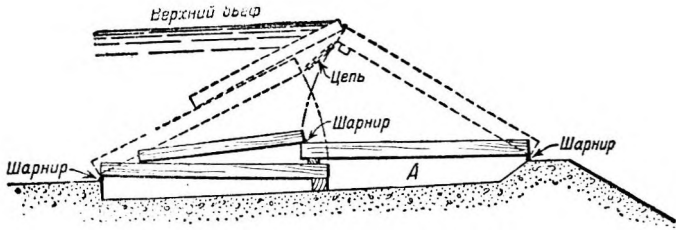
136. Затвор «Биртреп». На фиг. 175 изображен эскиз плотины биртреп. Затворами этого типа часто пользуются для сплава леса, но редко для регулирования высоты гребня плотин. Затвор поднимают, соединяя нижнюю камеру *A* с верхним бьефом, причем его напора доста-

точно, чтобы преодолеть как вес затвора, так и вес воды, которая может протекать под ним. Если освободить камеру *A* от напора верхнего бьефа и спустить из нее воду, то затвор опустится.

Плотины биртреп не очень водонепроницаемы (см. №8 библиографического указателя § 148 описание плотины этого типа)¹.

137. Затворы на гребне. Эти затворы устанавливаются между быками, расположенными с правильными промежутками на гребне плотины, и об-

служиваются с помощью подъемного механизма на служебном мостике. Затворы должны подниматься настолько высоко, чтобы не задевать за торчащие ветви плавущих деревьев и нередко защищаются бетонным забралом, поднятым над поверхностью воды, как указано на фиг. 177. В последующих параграфах мы опишем несколько типов обычно применяемых затворов.

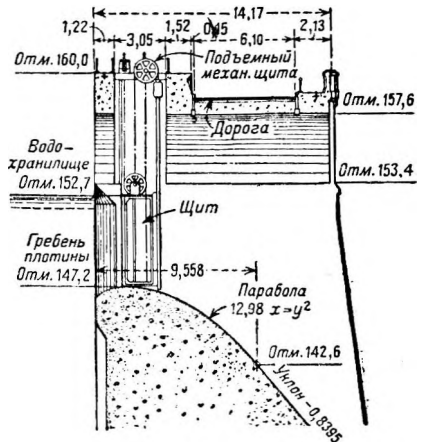


Фиг. 175. Типичная плотина биртреп.

Для очень больших установок, как, например, плотина Вильсон (Wilson dam) (фиг. 176) и Гатунский водослив (Gatun Spillway) на Панамском канале, обычно применяют мощные щиты типа Стоenea (Stoney). Можно пользоваться также и затворами на гусеничном ходу. Щиты скользящего трения применяются редко ввиду большой мощности подъемной механизма, потребной для преодоления чрезвычайно большого трения. Обычно считают более выгодным раздвигать быки шире и пользоваться затвором крупных размеров удобно поднимаемого типа.

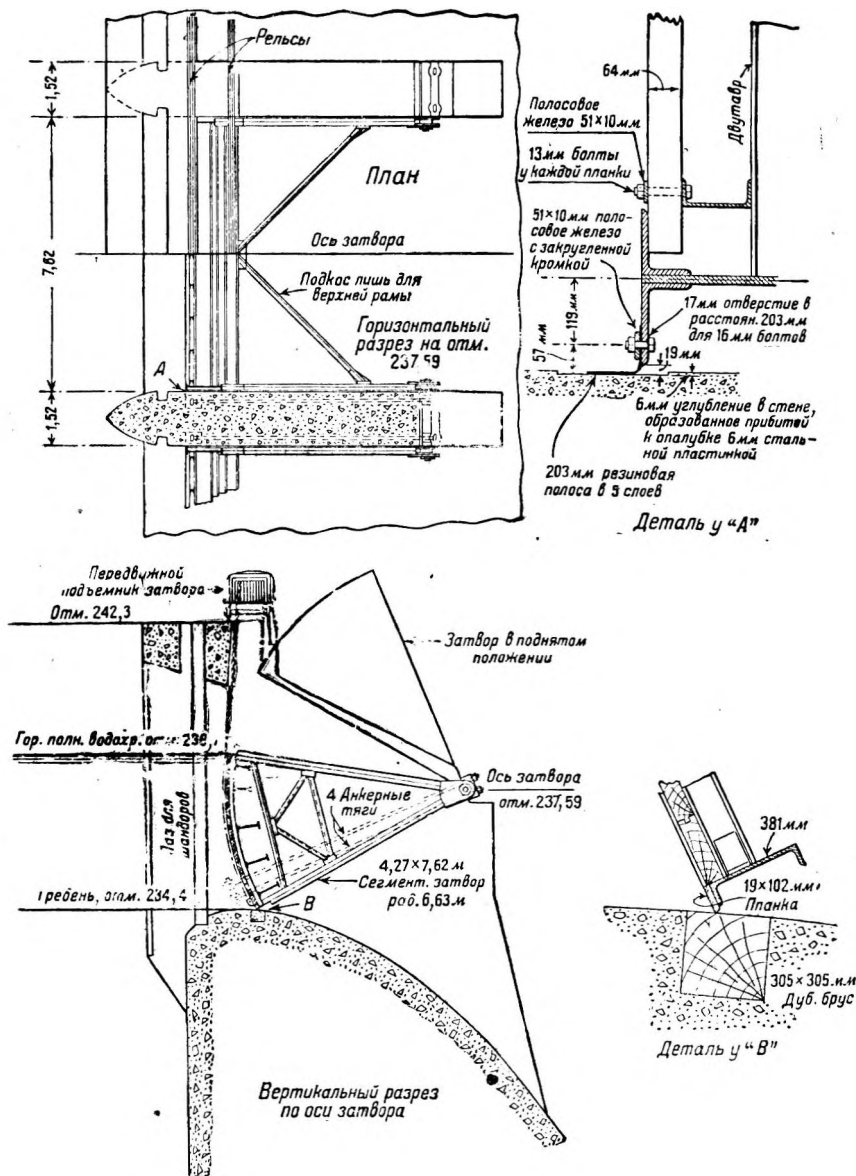
Наиболее распространенным типом для плотин, регулирующих сток бассейнов среднего размера, где паводки не достигают чрезмерной высоты, являются, вероятно, сегментные затворы (Taintor Gates) (фиг. 177). Вальцовый затвор (фиг. 178) довольно широко применяется за границей, кроме Америки, где он широкого распространения не нашел. Наиболее дешевы шандорные и спицевые затворы, но ими редко пользуются для сброса паводков значительного размера, так как их трудно устанавливать и снимать. Они применяются, главным образом, для закрытия лотков, служащих для сплава леса и плавающих тел.

Там, где затворов немного, обычно устраивают индивидуальные подъемные механизмы, но если число их значительно, то применяют передвижные подъемники. Если работают передвижным подъемником, то всегда должен иметься в резерве запасный подъемник, а если требуется быстро поднять затворы при паводке, то может потребоваться одновременно несколько рабочих подъемников. Подъемники для затворов на гребне снабжены обычно электрическим приводом, так как ручные, при крупных затворах, работают слишком медленно.



Фиг. 176. Щит Стоenea на плотине Вильсона (Элебема).

138. Щиты Стоenea и затворы на гусеничном ходу. На фиг. 176 изображен типичный щит Стоenea. Затворы на гусеничном ходу тоже при-

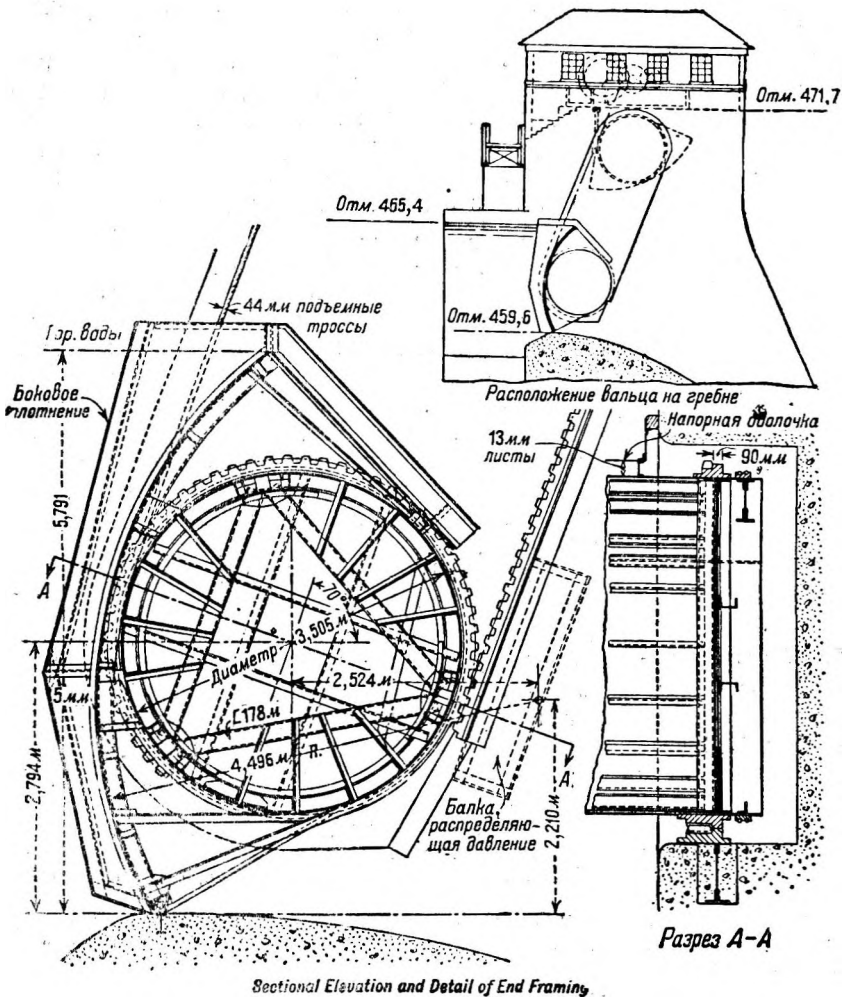


Фиг. 177. Сегментный затвор (Taintor Gate) плотины Грзйт Фольс р. Кэжей Форк, Теннесси.

менимы в условиях данного типа. Обе разновидности подробнее описаны в § 156 (гл. XVI) «Водоприемные устройства водоподводящих сооружений»: вес щитов Стоenea указан на фиг. 210¹. При очень крупных установках

¹ Он лучше может быть определен по формуле инж. Ефимовича. *Ред.*

этого типа часто применяют противовес, помещающийся в шахте внутри устоя и заходящий в тело плотины, чтобы облегчить работу подъемника. Щиты плотины Гатун имеют высоту 6,1 м и ширину 13,75 м.



Фиг. 178. Вальцевый затвор плотины Лонг Лейк.

139. Сегментные затворы. (Taintor Gates). На фиг. 177 изображена одна из обычных форм сегментных затворов с деревянной обшивкой. Обшивка из стальных листов прочнее и применяется несравненно чаще. У деревянной обшивки имеются, однако, изолирующие свойства, которые уменьшают промерзание, как это разъяснено в § 147. Если применяют деревянную обшивку, то необходима пропитка ее креозотом. Иногда при сегментных затворах устраивают противовесы по типу, изображенному на фиг. 176 для щита Стонея, но лишь при чрезвычайно больших размерах

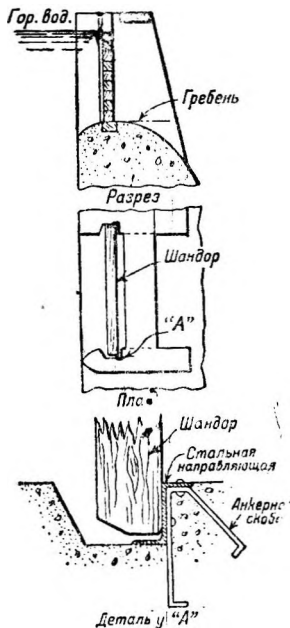
затвора. Сегментные затворы подробнее описаны в § 157, гл. XVI «Водоприемные устройства водоподводящих сооружений»; № 6 и 7 библиографического указателя § 148 относятся к описаниям других типов этого рода затворов. Наибольший размер сегментных затворов равен, примерно, 6,1 на 9,15 м, но встречаются и более крупные¹.

140. Вальцовые затворы. Вальцовый затвор, изображенный на фиг. 178, снабжен на каждом конце круглой зубчаткой, которая катится по зубчатому рельсу, уложенному в нише быка. Затвор поднимают с помощью троса², охватывающего его около зубчатки. Описания других типов этого затвора см. в № 9, 10 и 11 библиографического указателя § 148. Такие затворы устраивают длиной до 45 м при напоре 6 м (Ранаасфосс)³.

141. Шандоры. Шандоры представляют собой ряд наложенных друг на друга брусьев, закрывающих пролет между быками или устоями; их концы входят в пазы. Типичное шандорное ограждение изображено на фиг. 179. Шандоры являются простейшей формой затворов на гребне. Их снимают одну за другой по мере увеличения расхода. Главный их недостаток — затруднительность снятия и укладки.

На фиг. 180 изображена лебедка для снятия шандоров в периоды, когда через них переливается вода. Эта же лебедка подробнее описана в статье, указанной под № 5 библиографического указателя § 148. Шандоры устанавливают, проталкивая их шестами вниз один за другим.

На фиг. 223 изображена деталь устройства концов шандор, позволяющая захватывать их крюком для поднятия. Это устройство применимо, если



Фиг. 179. Типичное шандорное ограждение.

¹ В Европе имеются сегменты пролетом до 36 м при напоре в 5,5 м (плотина Ладенбург (Ladenburg) на Неккаре). *Ред.*

² Лучше применять цепь Галля, что при значительном размере шита даже необходимо. *Ред.*

³ Количество металла в вальцовых затворах может быть определено по формуле, предложенной инж. Ефимовичем в статье, напечатанной в сборнике „Гидротехник“ № 1, которая имеет вид:

$$G_0 = F_0 \left(0,86 - \frac{5,4}{L_0} \right) = H (0,86L_0 - 5,4),$$

где G_0 — вес клепаной конструкции вальца в тоннах,
 F_0 — площадь, перекрываемая затвором (в свету),
 L_0 — пролет перекрываемого отверстия в свету,
 H — напор над порогом.

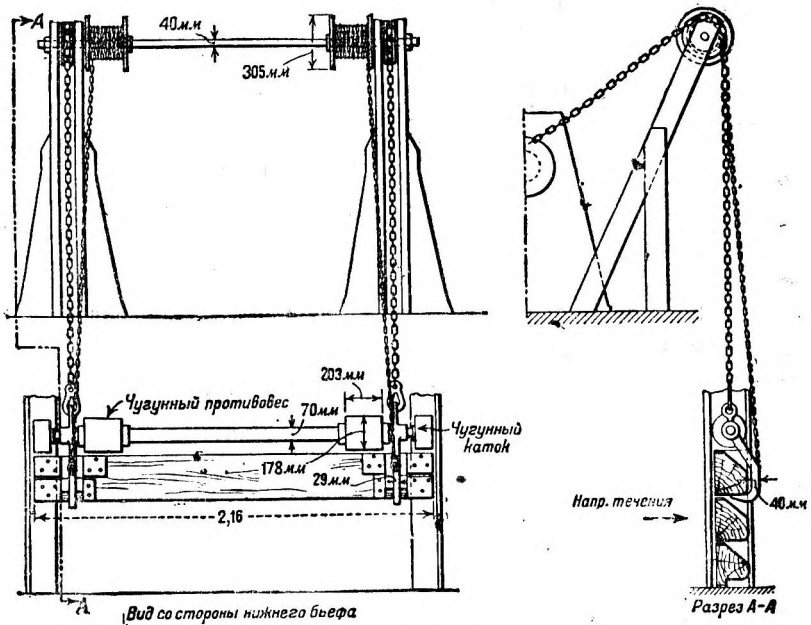
Общий вес вальца в рабочем состоянии, включая литые опорные части и деревянные брусья уплотнений, может быть определен по приближенной формуле

$$G = G_0 (1,25 - 0,005L_0^2)$$

(но G не меньше 1,09 G_0) где G — вес вальца в рабочем состоянии в тоннах; остальные обозначения те же, что и выше.

Вес деревянных частей ориентировочно можно определить как 0,10 до 0,15 ($G - G_0$). *Ред.*

вода не слишком глубока и течение не слишком быстрое. Шандорами пользуются преимущественно у небольших лотков для спуска сплавного леса

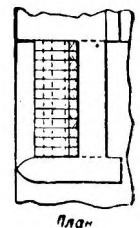
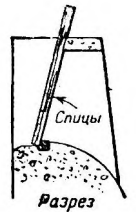


Фиг. 180. Уравновешенные крюки для захватывания шандоров.

и плавающих тел; их обычно снимают вручную. Они широко применяются в качестве запасных затворов при всякого рода устройствах, служащих для регулирования уровня воды, попусков и т. д. Легкость установки шандор зависит, главным образом, от гладкости направляющих. Поэтому при больших пролетах и глубоких водоспусках пользуются деревянными или стальными направляющими, если не принято особых мер для сглаживания поверхности бетона, о которую упираются шандоры. Увлажнение фильтрацией предохраняет деревянные направляющие, расположенные ниже горизонта верхнего бьефа, от гниения; части же, расположенные у поверхности воды и выше, загнивают; поэтому рекомендуется употреблять стальные направляющие вроде изображенных на фиг. 179.

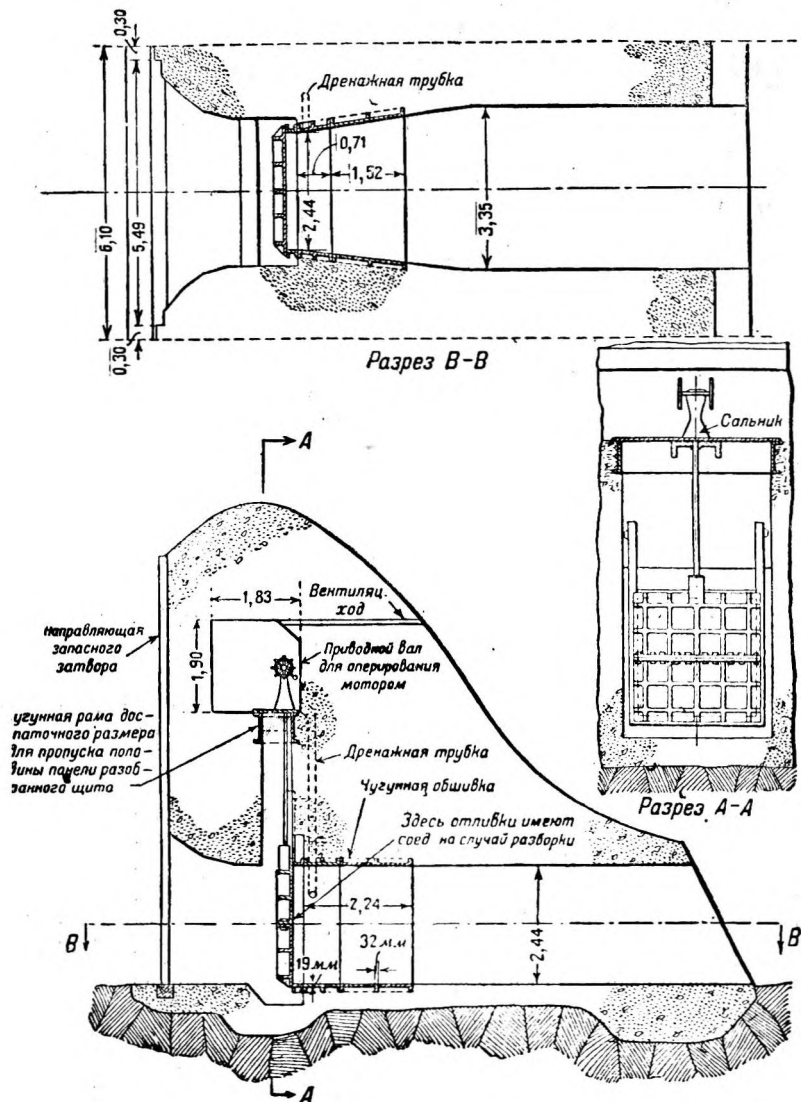
142. Спицы. Спицевые затворы состоят из ряда слегка наклонных брусьев, упирающихся в верхней части о мостик или балку, а внизу — о порог в гребне (фиг. 181).

Спицы устанавливают на место по одной, укладывая их горизонтально на поверхность воды и давая им погрузиться в воду, пока нижний конец не коснется бетонного гребня вблизи порога, затем их слегка подтягивают вверх, пока они не упрутся в порог и сдвигают в сторону до соприкосновения с ранее установленными спицами. Снимают их тоже по одной, приподымая их над порогом и вытаскивая из воды. Каждую спицу следует снабжать в верхней части отверстием



Фиг. 181. Типичное устройство спицевого затвора.

для продевания якорной цепи. Эта последняя удерживает спицу, если бы ее унесло при снятии. Спицы всегда устанавливают и снимают вручную; они не должны быть слишком крупными; пользовались спицами 15 x 15 см



Фиг. 182. Устройство шита 2,44 X 2,44 м донного водоспуска установки Стивенс Крик на р. Саванна.

при длине до 6 м. Этот тип регулирующего устройства в Америке применяется редко.

143. Шиты и затворы донных водоспусков. В бетонных плотинах часто устраивают донные водоспуски для выпуска воды из водохранилищ, для опорожнения небольших водохранилищ при ремонте, для усиления про-

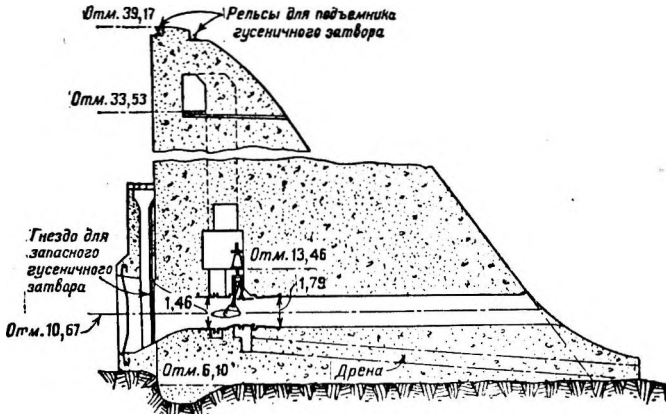
пуска паводков, для облегчения установки деревянных щитков, описанных в § 132, и для ряда других целей. Затворы донных водоспусков бывают самых разнообразных форм, включая обыкновенные задвижки, прямоугольные щиты со скользящими и Катковыми опорами, дроссельные клапаны, игольные клапаны и цилиндрические затворы. Все они подробно описаны в гл. XVI («Водоприемные устройства водоподводящих сооружений»), так как детали устройства здесь такие же, как и для водоспуска. Всякое быстрое изменение поперечного сечения трубопровода обуславливает образование частичного вакуума и сопровождается сильным вихревым движением. Совокупное действие вакуума, и вихрей сильно способствует размыву. Поэтому входное отверстие водоспуска должно быть по возможности близко по форме к профилю обтекания (фиг. 62) и площадь выпуска должна постепенно уменьшаться от устья к затвору. У затвора живое сечение неизбежно уменьшается, поэтому, если он помещается не у крайнего нижнего или выпускного конца водоспуска, то необходимо защитить бетон ниже затвора, как указано на фиг. 182, чугуной или стальной одеждой, хорошо заанкерванной и снабженной многочисленными отверстиями во избежание излома вследствие напора фильтрующей внутрь плотины воды. В настоящее время всеми признано, что водоспуск, начиная от затвора до выходного отверстия, должен иметь то же сечение, что и затвор. На приводимых нами иллюстрациях это условие не соблюдено. Уширение поперечного сечения, которое мы видим на фиг. 182, устроено, чтобы частично восстановить скоростной напор и увеличить расход. Однако такая мера дает высокое процентное увеличение расхода только при очень низких напорах, и от нее рекомендуется воздерживаться, так как она повышает вакуум, а, следовательно, усиливает размывание.

Вентиляционные ходы, подводящие воздух в часть водоспуска непосредственно ниже затвора, значительно уменьшают вакуум, и их следовало бы устраивать всегда, хотя вполне уничтожить вакуума и не удастся, так как потребовалось бы слишком много вентиляционных ходов. Если вода в нижнем бьефе плотины очень глубока, то максимальная пропускная способность водоспуска получается тогда, когда он расположен непосредственно под ее зеркалом. В таких случаях, однако, затвор недоступен для ремонта. Если водоспуск помещается выше горизонта нижнего бьефа, то часть напора теряется, и просачивающаяся вода в холодном климате может замерзнуть. Если зеркало воды в нижнем бьефе подвержено значительным колебаниям, водоспуск можно поместить ниже того горизонта, который соответствует расходу воды в реке при нормальном открытии водоспуска, и в этом случае он большую часть времени будет находиться выше поверхности воды.

Опасность замерзания можно предупредить с помощью временного покрытия выпускного отверстия, которое можно убирать или давать унести течением, когда затвор водоспуска открывается. Входное отверстие водоспуска обычно защищено мошной решеткой (фиг. 183), с отверстиями в свету, равными примерно $\frac{1}{6}$ наименьшего измерения открытия затвора. Со всем тем, некоторые стволы и бревна, задержавшиеся у решетки, могут частично просунуться в нее и будут мешать закрытию водоспуска, если решетка расположена слишком близко к затвору. Поэтому решетку следует располагать на 6 — 9 м вверх от затвора в зависимости от ожидаемой длины стволов и бревен. Иногда решеток не устраивают, главным образом, если водохранилище очень глубоко. Необходимо принять меры, чтобы можно было закрывать напорный конец водоспуска на случай ремонта затвора.

Для этой цели при небольшой высоте плотин пользуются шандорами, при большой высоте плотины устраивают гнездо для батопорта или щита, который опускают с гребня. Затвор обычно помещают внутри плотины (фиг. 183), но в высоконапорных водоспусках выгодно, как было разъяснено ранее, помещать затвор у выхода, чтобы облегчить выпуск воды и избежать опасности размыва. Очевидно, что такое расположение непригодно для водоспусков в водосливных плотинах.

Так как пространство внутри плотины обычно очень сырое, то зубчатые подъемники, особенно с моторным приводом, требуют постоянного надзора для правильной работы. Гидравлические подъемники, работающие масляным давлением, хорошо пригодны для щитов и клапанов, помещаю-



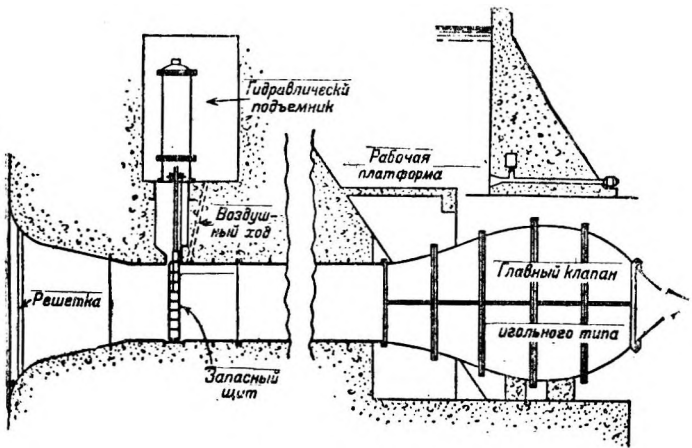
Фиг. 183. Установка Старджен Пуль, поперечный разрез через водоспуск (Объединенная Электрическая Компания Гудзон).

щихся внутри плотины, поскольку вопрос касается эксплуатационных издержек. Все поверхности скольжения регулирующих затворов водоспусков, включая стержни задвижек, должны иметь мощное бронзовое покрытие, так как они в течение долгого времени находятся в неподвижном состоянии и подвержены значительным давлениям.

Тенденция к образованию вакуума особенно ярко выражена, когда щит или клапан водоспуска открыты только частично. Сильное вихревое движение ниже диска и обусловленный этим удар о низовую поверхность вызывают периодическое обратное отклонение равнодействующей давления. Отсюда вибрация или «дрожание» диска, если он свободно ходит в направляющих. Поэтому при напоре свыше 15 м редко пользуются плоскими щитами и задвижками, так как они свободно сидят в направляющих, исключая случаи, когда они постоянно открыты на всю высоту или совершенно закрыты. Дроссельные клапаны и игольные затворы более пригодны для высоких напоров, так как у них практически нет игры при любом положении. При низких напорах для донных водоспусков чаще всего применяются прямоугольные щиты (фиг. 182). Обыкновенные водопроводные задвижки ставятся редко, так как они сильнее страдают от дрожания. Учитывая тенденцию к дрожанию, скользящие щиты и заслонки следует делать очень массивными, и это обстоятельство следует особенно подчеркнуть. Несколько лет тому назад в одной плотине был установлен щит стандартного фабричного изготовления. Он не выдержал и был заменен более массивным. Этот

последний также не выдержал, и понадобился третий, еще более массивный. Катучие щиты редко применяются для донных водоспусков, так как они более пригодны для отверстий более широких чем обычно имеют водоспуски. Кроме того, их лучше всего обслуживать с помощью лебедки, а многочисленные тросы последней трудно пропускать через то количество сальников, которое необходимо между щитом и подъемником. На фиг. 184 изображен типичный пример высоконапорного донного водоспуска.

Запасными затворами часто пользуются в тех случаях, когда вследствие большой глубины воды трудно закрыть напорное отверстие для ремонта главного затвора или облицовки. Запасным затвором работают очень редко, и поэтому он не рискует быть поврежденным. Для подобного типа водоспусков часто пользуются как дроссельными клапанами, так и игольными



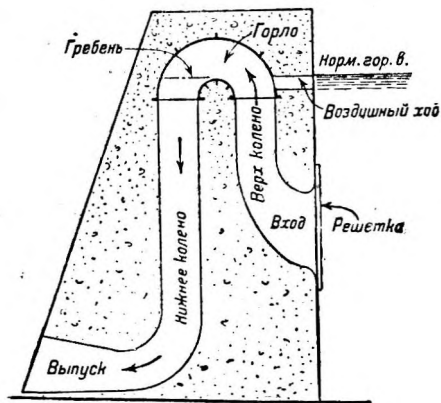
Фиг. 184. Высоконапорный водоспуск с игольными клапанами.

затворами. При очень высоких плотинах рекомендуется устраивать несколько водоспусков на разной высоте, чтобы ими можно было работать последовательно при сравнительно низком напоре по мере опускания зеркала воды водохранилища. Наилучшее расположение затвора — у низового конца водоспуска, но иногда желательно поместить его посередине, как показано на нескольких иллюстрациях. Если клапан расположен у низового конца водоспуска, то полное взвешивающее давление верхнего бьефа можно предполагать действующим по соседству с водоспуском, если последний не имеет облицовки, снабженной многочисленными внешними диафрагмами. Для детального ознакомления с высоконапорными водоспусками осыпает читателя к № 18, 19 и особенно 20 библиографического указателя § 148.

144. Сифонные водосливы. Сифонный водослив (патент Стикней Альбэни) (G. S. Stickney, Albany, штат Нью-Йорк) представляет собой устройство для пропуска воды через плотину. Он пользуется имеющимся напором, чтобы вызвать большую скорость течения, нежели это достижимо при обыкновенной водосливной плотине, и этим увеличивает пропускаемый расход. На фиг. 185 нормальный горизонт верхнего бьефа расположен на уровне гребня сифонного водослива.

По мере подъема вода начинает переливаться через гребень, и когда течение станет настолько сильным, что струя коснется низовой поверхности

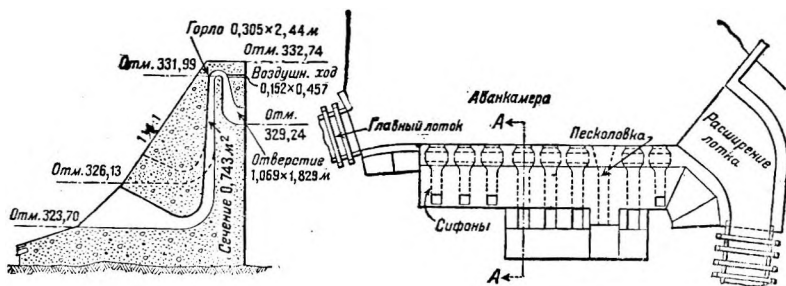
нижнего колена, воздух, зажатый в горле, будет быстро высосан и сифон начнет действовать. Обусловленное этим всасывание увеличивает скорость до величины, соответствующей действующему напору, равному разности отметок горизонта верхнего бьефа и центра выпускного отверстия минус трения внутри сифона. Если суммарный расход всех сифонов плотины превышает общий приток в водохранилище, то зеркало воды опустится. Когда верхняя часть воздушных ходов открыта, воздух, вовлекаемый всасыванием, ослабляет полезное действие сифона, пока расход автоматически не уменьшится настолько, чтобы восстановилось стационарное положение зеркала воды в водохранилище. Если, однако, вовлечено будет слишком много воздуха, то сифонное действие прекратится, зеркало воды снова поднимется, и весь процесс начнется сначала. При правильном расчете



Фиг. 185. Простой сифонный водослив.

пропорций сифон начинает действовать через несколько секунд после того, как вода достигнет необходимой высоты.

Верхнее колено делают достаточно длинным, чтобы выпускное отверстие находилось на достаточной глубине ниже поверхности воды во избежание попадания в сифон льда и плавающих тел. Площадь выпускного отверстия



Фиг. 186. Сифонный водослив гидроустановки на р. Окойи, Теннесси.

в два или три раза превышает площадь поперечного сечения горла; отверстие закруглено и обычно защищено редкой решеткой. Нижнее колено должно иметь возможно большую длину вплоть до предельной, допускаемой по условиям разрежения, чтобы использовать весь имеющийся напор. Выпускное отверстие может находиться под водой или выше воды, исключая особых случаев, когда необходимо, чтобы оно было погружено. Горло часто защищают облицовкой во избежание размыва при высокой скорости. Необходимо предусмотреть пропуск в обход льдин и крупных плавучих тел, которые иначе могут забить сифон.

Сифон обычно начинает работать, когда вода поднимется на высоту, равную примерно $\frac{1}{3}$ высоты горла; в очень крупных сифонах высота горла иногда достигает 1—13 м. Колебания горизонта воды можно ограничить

Очень тесными пределами, даже при крупных сифонах, устраивая маленький вспомогательный пусковой сифон с не большой высотой горла. Такой сифон начинает работать уже при малом поднятии зеркала верхнего бьефа и соединен с большими сифонами трубкой для высасывания из них воздуха, после чего они быстро начинают работать. В таких случаях выходное отверстие больших сифонов должно быть погружено в воду.

На фиг. 186 изображен сифонный водослив на р. Окойи, построенный энергетической компанией Теннесси.

Расход сифона этого типа можно вычислить по обычной формуле истечения из насадков:

$$Q = CA\sqrt{2gh}, \quad (114)$$

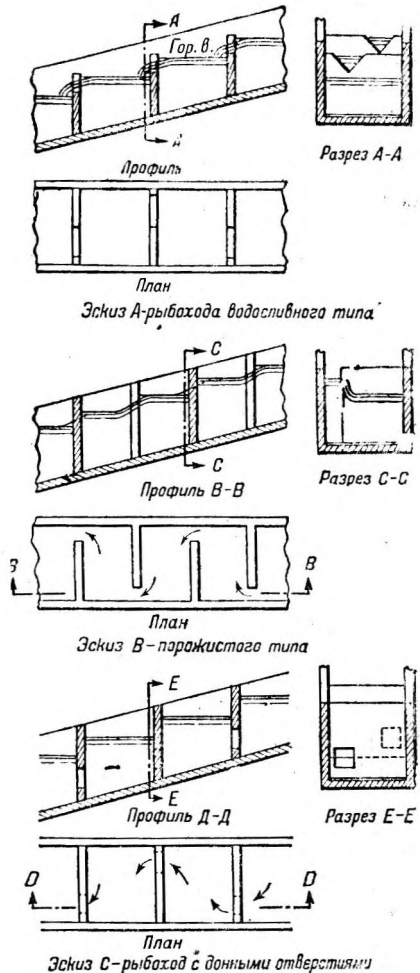
где h — напор нетто, действующий на сифон, в метрах, считая от поверхности верхнего бьефа до центра выпускного отверстия, A — площадь горла в кв. метрах, g — ускорение силы тяжести, равное 9,81, Q — расход в м³/сек, C — коэффициент, зависящий от характеристик сифона.

Испытания, произведенные автором над сифонами на р. Окойи, дали для коэффициента C величину, примерно равную 0,65, и эта цифра хорошо совпала с цифрами, полученными при испытании однотипных сифонов.

145. Рыбоходы. Законы штатов нередко требуют в плотинах устройства безопасных рыбоходов. Рыбоход состоит из наклонного лотка, через который вода течет из верхнего бьефа в нижний со скоростью, при которой рыба может удобно плавать. На фиг. 187 схематично изображены три главных типа рыбоходов.

Фиг. 187, *A* изображает водосливный тип, в котором каждая направляющая доска имеет V-образный вырез, через который вода переливается с достаточно низким падением, чтобы рыба могла сделать прыжок. Этот тип пригоден не для всех видов рыб, так как некоторые медленно плавающие виды не делают прыжков.

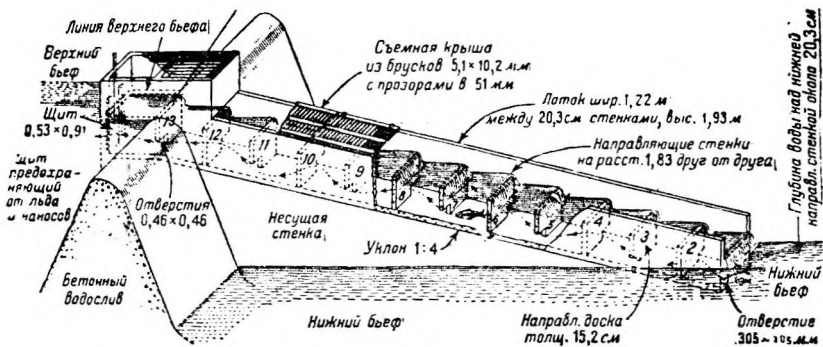
Фиг. 187, *B* изображает порожистый тип, в котором направляющие доски несколько короче ширины лотка, так что в конце остаются проходы, через которые протекает вода. Отверстия идут ступенями, благодаря чему воде придают извилистое течение, чтобы как можно больше ослабить скорость.



Фиг. 187. Схематические эскизы типов рыбоходов.

Фиг. 187, С изображает тип с донными отверстиями; здесь каждая направляющая доска снабжена отверстием, через которое течет вода. Отверстия расположены ступенями.

Штаты, требующие устройств рыбоходов, издают и спецификации для них. Главная цель, которую стремятся достигнуть при составлении проекта—возможный максимум трения, с тем чтобы для данной скорости течения рыбоходу придать максимальный уклон. Изменения направления течения, вызывающие частые водовороты, не только вызывают дополнительные трения, но и образуют место для отдыха рыбы. Максимальная скорость обычно ограничена 3 м/сек, но некоторые виды рыб преодолевают и гораздо большие скорости.

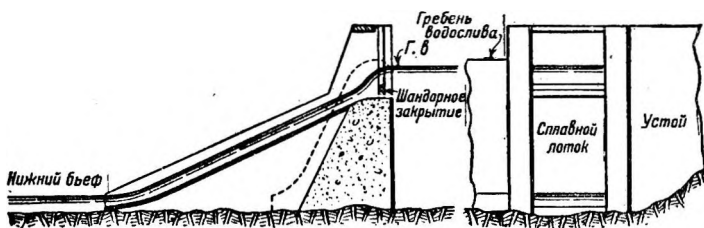


Фиг. 188. Вид железобетонного рыбохода. Арматура не показана. Отверстия в направляющих стойках равномерно возрастают по площади снизу вверх.

Иногда рыбоходы защищают сверху решетками, но нельзя перекрывать их наглухо, так как рыба не заплывает в темноту. Рыба имеет обыкновенную плыть вверх по реке, пока не встретит препятствия; тогда она начинает искать прохода, но всегда навстречу течению. Поэтому вход в нижний конец рыбохода должен быть расположен заподлицо с пятой плотины, так как рыба не поплывет обратно, чтобы войти в него. Уклон лотка обычно 4 — 5 по горизонтали на 1 по вертикали. Потребный размер и тип рыбохода зависит от вида рыбы, который будет им пользоваться. Обыкновенно власти штатов сами предписывают необходимые детали. № 16 библиографического указателя § 148 содержит ряд описаний существующих рыбоходов.

146. Лотки для сплава леса. Лотки для сплава леса требуются по закону там, где по рекам производят сплав. Типичный лоток этого рода изображен на фиг. 189. Он состоит из углубления в гребне, дно которого на 1—1,2 м ниже горизонта низкой воды, оно снабжено регулирующим затвором, через который вода проникает в лоток с небольшим перепадом. По этому лотку сплавной лес спускается в нижний бьеф. Уклон постепенно смягчается, чтобы стволы не ударялись с большой скоростью о дно мелкого нижнего бассейна, отчего они могли бы расщепиться. Уклон лотка в значительной степени зависит от местных условий. Регулирование течения через лоток обычно осуществляется путем применения затвора, опускающегося, когда требуется увеличивать расход. Пользуются секторными затворами, биртрепами и шандорами, описанными выше. Лоток следует делать возможно более узким, чтобы обеспечить необходимую для пропуска бревен

глубину с минимальным расходом воды. Глубину воды, проходящей через затворное устройство, можно регулировать, ширина же обычно регулированию не поддается. Разумеется, необходимая ширина зависит от размера бревен и от пропускаемой массы их. Некоторые лотки рассчитаны на пропуск только одного бревна одновременно, но существуют и лотки шириной до 9 м для огромных количеств сплавного леса. Расход воды, необходимой чтобы пропустить сплавной лес, нередко существенно урезывает расход, используемый для генерации энергии, особенно на реках, которые настолько зарегулированы, что операцию лесосплава нельзя полностью провести в паводковый период. Расход, который требуется для того чтобы сплавить стволы по реке ниже порогов, расположенных непосредственно ниже плотины, часто значительно превосходит тот, который необходим для пропуска



Фиг. 189. Типичный лоток для сплава леса.

их через плотину; в таких случаях лоток должен обладать достаточной пропускной способностью, если нет других средств к пропуску из водохранилища потребного количества воды. Для направления стволов к голове лотка необходимо устанавливать деревянные запаны. Если горизонт верхнего бьефа колеблется очень значительно, то приходится применять очень сложные регулирующие устройства. Иногда в таких случаях лоток устраивают вращающимся вокруг нижнего конца и поднимают или опускают верхний конец сообразно с отметкой горизонта воды в водохранилище. В № 8 Библиографического указателя § 148 имеется описание очень большого лотка для лесосплава, в № 16 приводится несколько других примеров.

147. Защита затворов от действия льда. Затворы на гребне плотины должны предохраняться от обледенения, чтобы всегда быть в состоянии готовности к работе. Если не принимают должных мер, то под затворами, пропускающими воду, могут образоваться большие скопления льда, и вся напорная поверхность открытых стальных затворов покроется ледяной корой толщиной в несколько десятков сантиметров. Эта кора может настолько увеличить вес затвора, что подъемник не в состоянии будет поднять его, кроме того, лед примерзает к быкам и к порогам. Очистка затворов от больших намерзших масс льда стоит дорого и отнимает много времени, но настоятельно необходимо иметь возможность быстрого открытия затворов во избежание чрезмерного поднятия горизонта паводков и сопряженной с этим опасности. В большинстве северных штатов зимние паводки — обычное явление, и даже весенние паводки иногда наступают раньше, чем лед успеет оттаять. Не говоря уже о большой опасности, с которой сопряжено возможное бездействие затворов в момент острой необходимости пропуска неожиданных паводков, иногда является экономичным принимать известные меры в предупреждение обледенения затворов, если ими необхо-

димо работать зимою. Укажем на выпуск журнала «Power» от 4 ноября 1929 г., где приведено прекрасное резюме доклада, зачитанного Ж. С. Боуменом (Bowman) в Американском обществе гражданских инженеров. Доклад касается защиты затворов от льда. Ниже мы приводим из него выдержку.

Для предупреждения обмерзания затворов плотин с успехом применяют три метода: 1) нагрев паром, 2) электронагрев и 3) искусственную циркуляцию воды с помощью струи воздуха.

При первом методе низовую грань затвора покрывают кожухом из двух слоев дюймовых досок с картонной прокладкой, а возле металлической обшивки затвора ставят паровые змеевики; такие же змеевики заделывают в бетон позади уплотнения. Пар следует подавать в змеевики непрерывно в течение всего холодного периода, так как если дать трубкам остыть, то конденсат может замерзнуть в них, как только прекратится циркуляция пара. Сегментные затворы (7,6 x 4,6 м) установки Consumers Power Co в Северном Мичигане потребовали каждый 15 т угля для непрерывного зимнего нагрева. Мощность котла на один затвор была 15 л. с.

Иногда вместо паровых труб внутри такого кожуха с тем же успехом ставили электрические грелки. На плотине Джим Фоллс, Висконсин (Jim Falls dam. Wisconsin) около нижней части каждого сегментного затвора (4,9 x 3,7 м) ставили четыре грелки Вестингауза по 500 вт каждая, что составило расход 170 долл. на затвор. В год электронагреватели потребовали только 5 000 квтч на затвор. Компания Фарго (Fargo Engineering Co) обогревает только каждый четвертый затвор из целого ряда. Когда обогреваемые затворы зимою открывают, течение теплой воды со дна водохранилища, проходя мимо остальных затворов, в течение 2—4 час. оттаивает намерзший на них лед настолько, что затворы можно открывать.

При третьем методе борьбы со льдом вблизи нижней части затвора из трубок выпускают сжатый воздух, который вызывает циркуляцию воды, заставляющую теплую воду со дна водохранилища подниматься на поверхность. При этом методе не только предупреждается обледенение затвора и быков, но образуется еще и свободное от льда водное пространство выше затвора. Этот способ впервые применили в Америке на установке Кеокук, принадлежащей Энергетической компании р. Миссисипи. Приводим описание установки сжатого воздуха на плотине Твин Брэнч (Twin Branch Dam), заимствованное у Боумена (Bowman).

В 1923 г. на плотине Твин Брэнч [(Twin Branch Dam) (Idiana & Michigan Electric Co)] поставили пневматическую установку по проекту Fargo Engineering Co. Затворы водосливной части представляют собою семь сегментов длиной по 7,6 м с напором по 3,2 м. Применение сжатого воздуха в данном случае имело в виду не столько предупредить давление льда на затворы, сколько помешать обледенению напорной поверхности, концов и порогов затворов. Старый воздушный компрессор 15 x 15 см, которым пользовались для очистки генераторов от пыли, установили на низкое число оборотов (120 об/мин), а воздух пропускали через комбинированный холодильник и приемник и редукционный клапан в 1½ - дюймовую магистраль, уложенную на мостике над затворами. У каждого конца затвора имеется 3/8 - дюймовый игольный клапан и соединение для включения 3/8 - дюймовых азрационных трубок, которые выпускают воздух в угол, образуемый порогом и быком. Выпуску воздуха именно в этом месте придают большое значение. Азрационные трубки устанавливаются только на зимнее время. Воздух подается насосом при давлении 1,1—1,4 ат; в магистрали

давление снижается до 0,35 ат. В течение зимы для каждого из 14 выпускных отверстий расходовалось примерно 0,28 м³ нормального воздуха в минуту. В январе температура в этой местности долгое время держится очень низко. В течение 9 дней минимальная температура колебалась между — 17° Ц и — 27° Ц; суточный минимум в продолжение 4 дней держался ниже — 17° Ц. Средняя минимальная температура за весь месяц равнялась — 12° Ц, средняя месячная температура была — 10,5° Ц; средний месячный максимум равнялся — 17° Ц. В водохранилище ледяная кора имела толщину 40 см, а у установки Елькхарт, (Elkhart) на 17 км выше по течению, где все условия приблизительно такие же, на лицевой стороне затворов образовалась ледяная кора толщиной в 30 см. Воздуходувная система в Твин Брэнч работала непрерывно, не требуя ухода, и никакого льдообразования на затворах не наблюдалось. Вода поднималась кверху в месте соединения затвора с быком и затем струилась по поверхности в направлении к центру затвора. В каждом углу оставалась совершенно свободная поверхность примерно в 0,2 м², а вдоль поверхности затвора ширина свободной Площади колебалась от 5 до 30 см. На все семь затворов затрата энергии для работы описанной системы не превышала 2 квт. При расходе 0,01 долл. за 1 квтч это составляло примерно 0,07 долл. на затвор в сутки при самом незначительном уходе со стороны наблюдающего персонала. Между ледяным покровом и поверхностью затвора необходимо сохранять зазор, не только для возможности открытия, но и для того, чтобы ледяной слой не нажимал на затворы. Напор льда, как известно, может сильно повреждать затворы. Надлежит тщательно следить за тем, чтобы лед не стайвал с выступающих частей быков, которые воспринимают напор ледяного покрова.

Деревянные щитки в зимнее время требуют очень внимательного осмотра. Если не освобождать напорную поверхность от льда, то напор последнего может вызвать падение щитков. Если щитки дают течь или если по ним струится вода, то сильное обледенение низовой поверхности может воспрепятствовать падению временных щитков и помешать снятию постоянных. Автор полагает, что хотя вышеописанная пневматическая установка для деревянных щитков еще не применялась, но что для этого типа затворов она могла бы работать очень успешно¹.

148. Библиография

1. Movable Crestes for Dams, (Подвижные гребни плотин) „Eng. Record“, Vol. 69, p. 708.
2. Three Low-head Hydro-electric Developments in Michigan (Три низконапорных гидроэлектрич. станции в Мичигане) „Eng. Record“, Vol. 56, p. 426 (Секторные затворы).
3. Floating Crest Gates used on Sherburne Lakes Dam. (Затворы плотины Шерберн Лэйк) „Eng. News Record“, vol. 80, p. 124.
4. B. C. Cutting, Improvement Work on River Murray in South Australia (Куттинг, Выправительные работы на р. Мюрей в Южной Австралии) „Eng. News Record“, vol. 85, p. 244 (Фермы и спицевые затворы).
5. L. Ross, Stop-Log Barrier Regulates Romanov Canal (Росс, Шандоры для регулирования Романовского канала „Eng. Record“, vol. 74, p. 114 (Подъемник для шандор).

¹ По вопросу о борьбе с действием льда на затворы инж. Комаровским выпущена капитальная работа.

6. The Monominee and Marinette Hydro-electric Development (Гидро-установки Меномини и Маринет) „Eng. Record“, vol. 63, p. 36 (Деревянные сегментные щиты 4,5 x 3,3 м).

7. A Low-head Power Development on the Tippecanoe River. (Низконапорная установка р. Типпекана) „Eng. Recorder“, vol. 60, p. 612 (Сегментный щит высотой 3,6 м).

8. Island Lake Storage Dam Has Immense Log Sluice. (Плотина водохранилища Айленд Лэйк), „Eng. News Record“, vol. 79, p. 217 (Плотина бер-треп 6,1 x 9,15 м).

9. A. G. Hillburg, Design of Rolling Dams, (Хильбург, Проектир. Катковых щитов) „Eng. Record“, vol. 68, p. 654.

10. Rolling Dams for Long Lake Development (Катковые щиты установки Лонг Лэйк), „Eng. Record“, vol. 70, p. 322.

11. Swedish Government Builds Hydro-electric Plant above Arctic Circle: Part I. (Постройка гидроэл. станции в Швеции за полярным кругом), „Eng. Record“, vol. 72, p. 156. (Rolling gate.)

12. Rio Guaso Irrigation Dam with Automatic Shutters. (Плотина Рио Гуазо с автоматическими затворами), „Eng. Record“, vol. 63, p. 523 (Опрокидывающиеся щитки высотой 1 м).

13. Flash-board Design and Experiences, McCall Ferry Dam. (Плотина Мак Кол Ферри, Проектирование и испытание ее затворов), „Eng. Record“, vol. 66. (Временные деревянные щитки).

14. Panels of Movable Weir Collapse Automatically. (Автоматические отламывающиеся щиты подвижных водосливов), „Eng. News Record“, vol. 82, p. 818 (Опрокидывающиеся щитки высотой 1,5 м).

15. Balanced Automatic Sluice Gate for Park Dam. (Балансированные автоматические шлюзовые ворота плотины Парк), „Eng. News-Record“, vol. 82, p. 1166. (Опрокидывающиеся щитки высотой 1,3 м).

16. Report of Hydraulic Power Committee. (Доклады гидросилового комитета), 1924, National Electric Light Association. (Различные типы затворов, рыбоходов и запаней.)

17. J. Hinds, Automatic Spillway Gates of Black Canyon Dam (Хайднс, Автоматические водосливные щиты плотины Блэк Канион), „Eng. News-Record“, vol. 94, p. 1046. (Секторный затвор.)

18. J. M. Gaylord. Some Experiences with Large-capacity Reservoir Outlets (Гэйлорд, Исследование выпускных устройств больших резервуаров). „Eng. News Record“, vol. 81, p. 945.

19. D. W. Cole, High-pressure Gates in Dams for Water-works and Irrigation (Коль, Щиты для высоких давлений в плотинах), „Eng. News Record“, vol. 81, p. 880

20. High-pressure Reservoir Outlets, Gaylord and Savage. (Гэйлорд и Саваж. Выпускные устройства высоконапорных резервуаров), U. S. Reclamation Service Report (139 pages) 1923. Published by Chief Eng. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.

Водоприемные устройства водоподводящих сооружений

149. Общие положения. Водоприемные устройства водоподводящих сооружений расположены у верховую конца последних и должны включать в себя приспособления для очистки воды от плавучих тел и льда и затворы для регулирования расхода. Система водоподводящих сооружений может иметь несколько водоприемных устройств. Так, например, на установке Окойи № 2 (фиг. 103) у водоподъемной плотины имеется вполне оборудованное водоприемное устройство для очистки воды и для регулирования расхода в лотке. Другое водоприемное устройство расположено у верхового конца напорных труб с отдельным затвором для каждого трубопровода и с решеткой для отвода плавучих тел, которые могут попасть в воду в лотке.

На установке Сьюэлс Айланд (Sewells Island) (фиг. 108) имеется также два водоприемных устройства, установленных по той же схеме, однако, водоприемное устройство при плотине не имеет решеток.

Водоприемные устройства для гидроэлектростанций можно разделить на два класса: высоконапорные и низконапорные. Первыми вообще пользуются там, где изменения отметки (подпор) очень значительны, например в водохранилищах, служащих одновременно для длительного регулирования и для образования верхнего бьефа гидроэлектростанции. Этот тип более полно описан в § 173. Низконапорные устройства, являющиеся более обычным типом, применяются при сравнительно малых колебаниях верхнего бьефа, которых можно ожидать при суточном и недельном регулировании в напорных водохранилищах. Более полное описание их дано в § 172. Отчетливой линии разграничения между обоими классами захватных (водоприемных) устройств провести нельзя: более того, общие характеристики каждого класса настолько изменяются в зависимости от местных условий и личных взглядов проектировщика, что разнообразие применяемых типов весьма велико. Автор поэтому при последующем обсуждении попытался дать описание главнейших черт и требований, общих всем типам, и выделить в общих чертах отличие и применимость каждой разновидности.

Общие требования, применяемые к захватным устройствам, следующие:

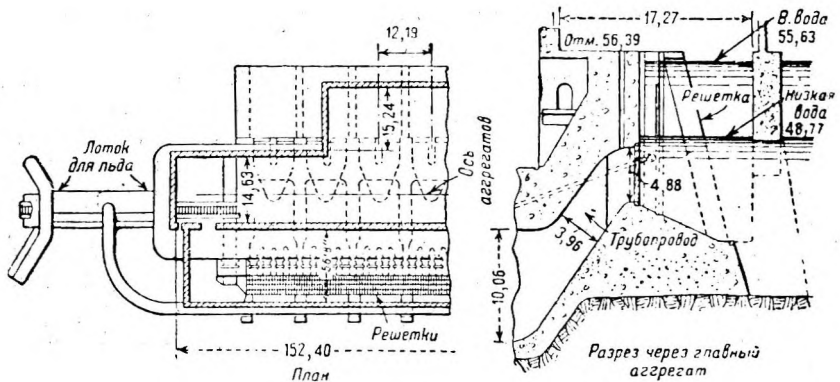
а) Конструктивная устойчивость. Низконапорные захватные устройства нередко являются продолжением или частью плотины, и на них распространяются требования, предъявляемые к этим последним. Высоконапорные, если они имеют форму отдельно стоящей башни, должны сопротивляться давлению льда и землетрясениям.

б) Ограничение скорости. Скорость течения через решетки, затворы и другие проходы должна быть ограничена экономическими и практическими требованиями.

в) Гидравлический к. п. д. Форма проходов для воды должна быть такова, чтобы переход от статического состояния в водохранилище к состоя-

нию течения в водоводе был постепенный и обуславливал минимум потерь на завихрение.

г) Удобство эксплуатации. Водоприемное устройство должно быть удобно для эксплуатации. Вся аппаратура должна быть надежной и быстродействующей, ибо практика показывает, что приостановки работы, вызванные ремонтом трубопроводов и турбин, поломкой затворов, подъемников и т. п., очень частое явление.



Фиг. 190. Наружная забральная стенка в Хольтвуде (Mc Call's Ferry) на р. Су-сквегенна, Пенсильвания, для отвода льда.

Отсылаем читателя в отчету за 1924 г. гидроэнергетической комиссии Национальной ассоциации электрического освещения (Hydraulic Power Committee of the National Electric Light Association), где раздел «Регулирующие и водоспускные устройства» содержит очень полный обзор требований, предъявляемых к водоприемным устройствам, и ряд типичных примеров.

150. Аванкамера. Аванкамера представляет собой уширенный водоем непосредственно перед водоприемным сооружением. Иногда это пруд, образованный водоподъемной плотиной, иногда — часть канала, уширенная в целях соответствия необходимой ширине водоприемного устройства.

Обычно бывает необходимо предусмотреть отклоняющее устройство, предпочтительно под углом в $30\text{--}45^\circ$ к направлению течения, чтобы препятствовать входу льда и плавающих тел в водоприемник и направить их к водосливу или к промывному шлюзу на одном из концов водоприемного устройства.

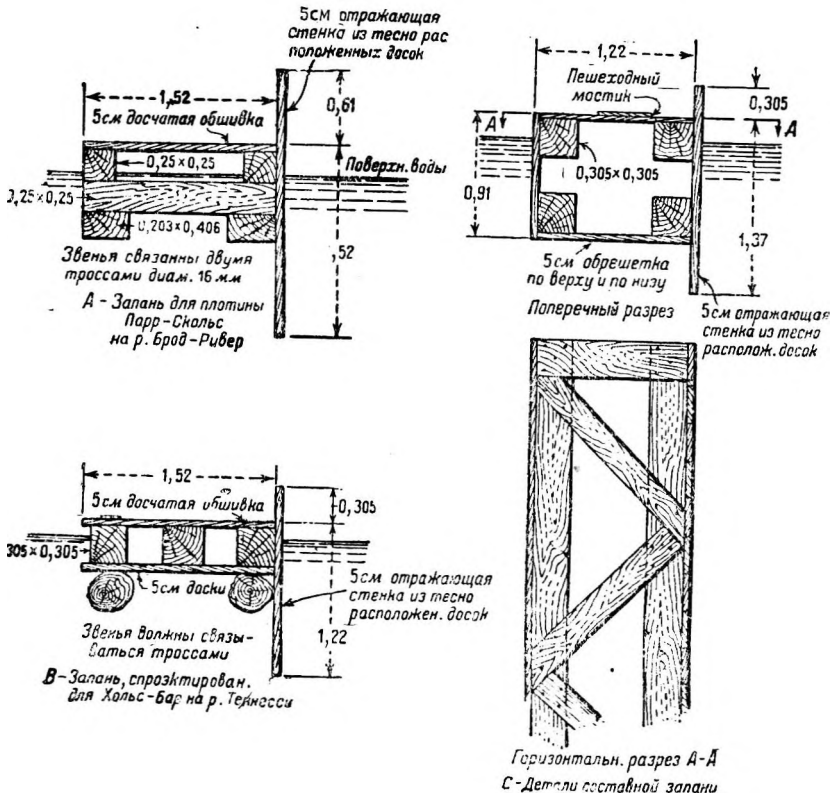
На фиг. 190 изображено отклоняющее устройство, состоящее из неподвижной бетонной забальной стенки, опирающейся на быки. Этот тип очень дорог, особенно если напорный бассейн глубокий, а климат холодный, так как стенка должна быть устойчива против давления льда.

Чаще отклоняющее устройство состоит из плавучей запани. Такие запани иногда делают из неокантованных бревен, скрепленных тросами. Лед и плавучие тела легко, однако, могут проскакивать под такими запанями, и поэтому последние нередко делают составными из брусьев звеньями длиной от 4 до 7 м. Эти звенья скрепляют тросами и образуется сплошная запань. Растягивающее напряжение в этой запани зависит от глубины, на которую запань опускается ниже поверхности воды, скорости течения и провеса запани. Для практических целей растягивающее напряжение можно определять, исходя из предположения, что запань есть дуга круга.

Пусть: R — радиус кривизны запани в метрах,
 α — угол, образуемый хордой дуги с направлением течения,
 d , — глубина погружения запани под поверхность воды,
 v — скорость течения в м/сек,
 g — ускорение силы тяжести равное 9,81,
 w — вес 1 м³ воды, равной 1000 кг,
 T — полное растягивающее запань усилие в килограммах,

Тогда:

$$T = \frac{w R d v^2}{g} (1 - \cos \alpha) \cdot 102 R d v^2 (1 - \cos \alpha). \quad (115)$$



Фиг. 191. Типичные запани.

Необходимо принимать достаточный запас на неучтенное здесь действие ветра и на трение текущей воды о скопившийся у запани лед и другие плавающие тела, а также на удар последних о запань. Хотя сила удара льдин и плавучих тел о запани обычно невелика, но необходимо, конечно, считаться с необычными условиями. Запань следует освобождать от якорей, если она окружена ледяной корой, как только можно ожидать движения последней. Если запань состоит из отдельных бревен, то концы последних просто скрепляют цепями, составные же запани обычно поддерживаются тросами или цепями, проходящими насквозь от якоря до якоря. Тросы надо предпочитать цепям, если их требуется несколько, потому что при неравномерном напряжении тросов те, которые напряжены сильнее, будут растягиваться, пока растяжение не распределится равномерно между всеми тросами,

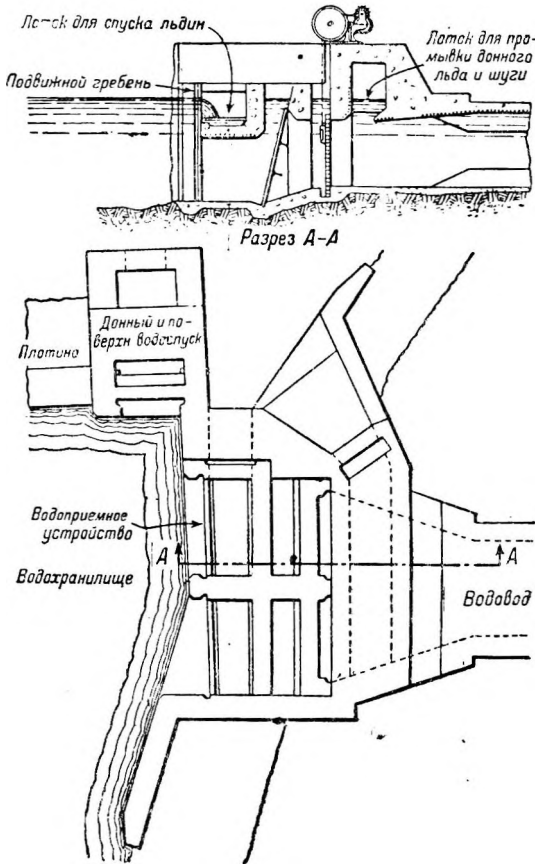
Тогда как цепи, будучи менее упруги, могут при таких условиях порваться. Тросы должны быть оцинкованными или прочно защищены краской или толстым слоем водоупорной смазки.

Если запани очень длинные, то растягивающее напряжение бывает так сильно, что могут потребоваться промежуточные якоря. Для этого служат бетонные массивы или деревянные ряжи с каменным заполнением, или же,

как часто делается, к запани в нескольких точках прикрепляют тросы или цепи и закрепляют их в дне аванкамеры выше запани. Изменяя длину тросов при этом последнем способе, можно регулировать положение запани. На фиг. 191 изображены типичные плавучие запани.

Плавучие запани строились иногда в виде фермы достаточного сопротивления, чтобы перекрыть весь пролет аванкамеры. Плавучие запани следует изготовлять из хорошо выдержанного леса мягких пород и окрашивать в предупреждение насыщения водой. Концы должны быть закреплены так, чтобы они могли свободно подниматься и опускаться при колебаниях горизонта воды. Глубина, на которую запань или отклоняющаяся стенка погружается в воду, составляет обычно от 1 до 1,3 м.

У выходного конца запани необходимо устраивать промывной лоток (фиг. 192) для пропуска мелкого льда и мусора в том случае когда вода не переливается через



Фиг. 192 Устройство для сброса льда на установке № 3 Дирфильд Ривер.

водослив, и для того чтобы ускорить поверхностное течение в направлении к сбросу; обычно промывной лоток снабжают шандорами для регулирования глубины вытекающей воды.

151. Скорость течения через решетки. Скорости течения через решетки на разных установках колеблются в очень широких пределах, но в большинстве случаев они не выходят из пределов 0,5—0,75 м/сек через площадь брутто, решеток. «Площадь брутто» в данном случае является вертикальная площадь прохода для воды, включая площадь решеток и опор, но не считая площади, занятой бетонными бычками. Так как потеря напора у решеток при обычных скоростях очень невелика, если решетки содержатся

в чистоте, то допустимая скорость определяется не величиной экономической потери напора, но максимальной скоростью, при которой решетки можно удобно прочищать. В обычных условиях при полном расходе рекомендуются следующие величины скоростей течения через площадь брутто решеток: скорость при нормальной низкой воде — не свыше 0,55 м/сек, при предельно низкой воде — не свыше 0,60 м/сек.

Под «предельно низкой водой» мы разумеем здесь такой горизонт, который соответствует исключительному и редко наблюдающемуся понижению верхнего бьефа небольшой продолжительности. Для водоприемных устройств в водохранилищах длительного регулирования, где наблюдается значительное понижение горизонта, скорость при наполненном водохранилище чрезвычайно низка. Если водоприемное устройство находится в реке, влекущей мало плавающих тел, листьев и льда, или если прутья решеток расположены нечасто, то вполне можно допускать более высокие скорости течения через решетку, так как прочистку можно делать, реже и затрачивать на нее больше времени. Опыт доказал, однако, что при скоростях около 0,75 м/сек прочистка вручную становится затруднительной, в особенности, если решетки расположены глубоко. Утверждают, что механическая прочистка позволяет допускать более высокие скорости, но вопрос о том, как широко можно применять решетки с механической очисткой, требует уточнения. Автор склоняется к тому, что механическая очистка является скорее добавочной мерой предосторожности и даже просто более эффективным способом очистки, и отрицательно относится к запроектированию таких решеток, которые заведомо рассчитаны на механическую очистку. В тех случаях, когда окончательная защита турбины возложена на решетки у низового конца открытого водовода, прутья решетки у верхового конца нередко бывают расположены очень редко, чтобы задерживать только тела, могущие забить затворы водоприемного устройства или водовода. В таких случаях допустимы гораздо более высокие скорости.

152. Скорость течения через затворы. При данном максимальном расходе скорость течения через затворы можно для успешности работы изменять в очень широких пределах. Однако так как более высокие скорости уменьшают стоимость затворов, но зато и увеличивают размер потери на вихревое движение и, следовательно, влекут за собой меньшую выработку энергии, то обычно существует какой-либо один размер затворов, который соответствует в данном случае наиболее экономическому проекту. Мы отсылаем читателя к § 87, где изложена общая теория экономического проектирования.

Скорость течения через затворы колеблется на разных установках между 0,6 и 5,8 м/сек в зависимости от напора на установке, формы кривой нагрузки, типа затвора и других факторов. Высоконапорные установки допускают высокие скорости течения через затворы, так как потеря в процентах от общего напора сравнительно мала. Само собой очевидно, что если рынок предъявляет спрос на максимальную мощность в течение очень непродолжительных периодов, то можно допустить более высокие скорости при полной нагрузке, нежели в тех случаях, когда максимальная мощность требуется в течение длительного периода. Скорости от 0,6 до 1,2 м/сек обычны для очень низконапорных установок; скорости от 1,2 до 2,1 м/сек — для средненапорных установок и скорости от 2,1 до 3,1 м/сек для очень высоконапорных установок.

153. Гидравлический к. п. д. При проектировании и конструировании водоприемных устройств необходимо стремиться придавать проходам для воды

возможно плавную форму, чтобы устранить всякие ненужные потери энергии. Изменение поперечных сечений должно происходить плавно, а не резко. Инженеру не следует жалеть времени на искание форм с плавными переходами и кривыми, дающими минимум потерь. Это часто требует искривленных поверхностей и соответственно удорожает опалубку, но в большинстве случаев достигнутое уменьшение потерь энергии с излишком окупает дополнительные затраты. Наиболее желательным и экономичным сечением будет то, при котором скорость в функции пути изменяется по закону прямой линии. Другими словами, если мы нанесем скорости в различных сечениях между двумя заданными сечениями в виде ординат, а расстояние — в виде абсцисс, то минимум потерь будет наблюдаться тогда, когда вершины ординат расположатся по прямой линии.

154. Затворы водоприемных устройств. Прежде чем перейти к ознакомлению с разнообразными типами водоприемных устройств, необходимо описать требования, которым должны удовлетворять их затворы и клапаны и рассмотреть пригодность разных существующих типов. Затворы и клапаны водоприемных устройств удобнее всего подразделить на следующие классы:

а) Скользящие затворы, т. е. такие, которые скользят непосредственно в своих гнездах без посредства роликов. Их изготовляют из различных материалов, но все они похожи между собой.

б) Катучие затворы, снабженные роликами для ослабления трения при открытии и закрытии. Они обычно принадлежат к двум видам: 1) с колесами (фиг. 206), 2) с отдельными роликами (фиг. 203).

в) Вращающиеся затворы, поворачивающиеся вокруг оси в середине или у одной из оконечностей затвора.

Затворы этого типа подразделяются на три класса:

- 1) дроссельные клапаны (фиг. 211),
- 2) сегментные затворы (фиг. 215),
- 3) клапанные затворы (фиг. 218).

д) Игольные клапаны (фиг. 264).

е) Цилиндрические затворы (фиг. 219).

Тип избираемого затвора зависит, главным образом, от величины перекрываемого отверстия, напора на затвор и условий работы, которые отвечают тому или другому из нижеприведенных требований:

1. Затвор должен закрываться и открываться при полном рабочем напоре и свободном истечении через водоприемное устройство.

2. Затвор заставляют работать только после того, как водовод будет заполнен через небольшой вспомогательный затвор, служащий для наполнения водовода, и напор на затвор будет доведен этим до незначительной доли полного напора.

Затворы, регулирующие течение в длинных трубопроводах, обычно рассчитываются соответственно первому требованию, так чтобы ими можно было удобно закрыть водовод в случае поломки трубы или камеры турбины. Нередко их оборудуют моторами, приводимыми в движение с силовой станции. Затворы для низконапорных установок и коротких трубопроводов чаще принадлежат ко второму классу с обводными затворами. В следующем параграфе мы даем более подробное описание типов и работы обводных затворов.

Устраивать ли для регулирования течения в отдельном закрытом или открытом водоводе один или несколько затворов — исключительно вопрос

относительной дешевизны. Нередко приходится исследовать целый ряд различных расположений, прежде чем остановиться на наиболее экономическом устройстве. Никаких стандартных правил для определения типа затвора, наиболее пригодного при известных данных условиях, не существует. Вообще же останавливаются на том типе, который при существующих требованиях эксплуатации и оборудования аппаратурой сопряжен с наименьшими издержками.

Вследствие чрезмерной вибрации скользящие и катучие затворы не могут работать успешно при свободном истечении воды в закрытый водовод, если затвор открыт на значительную часть отверстия и если напор превышает примерно 15 м. Поэтому при высоких напорах такие затворы применяются редко, если не имеется особого обводного затвора, служащего для наполнения водовода и для уменьшения скорости течения через главный затвор во время открытия. Применение обводного затвора для высоконапорных водоприемных сооружений и для длинных трубопроводов осложняет детали конструкции и влечет за собой крайне медленное наполнение трубопровода. Поэтому в таких случаях обычно пользуются другими типами затворов и клапанов.

Сегментными затворами пользуются только при очень незначительном погружении, так как весьма трудно придать им водонепроницаемость. Клапанные затворы применяют только при низких напорах, причем их дополняют обязательно обводными затворами. Этот тип затворов за последние годы применялся редко.

Дроссельными клапанами и игольными затворами часто пользуются при высоких напорах; при исключительной высоте напора предпочтительны игольные клапаны.

155. Скользящие затворы. Этот термин охватывает, вообще говоря, все затворы, поднимающиеся вертикально и скользящие на своих опорах в пазах без промежуточного действия роликов какого бы то ни было вида. Обычно их делают из дерева или прокатной стали; небольшие затворы бывают литые — чугунные или стальные. Такие небольшие затворы часто снабжаются бронзовыми опорными частями, хотя особой нужды в этом нет, если их не держать закрытыми в течение долгого времени. Более крупные стальные затворы обычно не имеют бронзовых опор, в то время как некоторые деревянные щиты снабжаются бронзовыми полосами для ослабления трения. Скользящие затворы, так же как и все затворы, имеющие опору по периферии всего отверстия и прижимаемые к его краям, дают минимум течи. Скользящие затворы применяются в очень широком масштабе для самых разнообразных напоров вплоть до подъемного усилия механизма в 35 т.

Обводные затворы. При низких давлениях и небольших размерах наиболее экономичным типом обычно признаются скользящие затворы, которые, однако, по сравнению с другими типами требуют при работе затраты большего подъемного усилия. Поэтому при высоких давлениях и крупных размерах затвора мощность и стоимость подъемного механизма становятся непомерными, и в интересах экономии нередко является целесообразным прибегать хотя бы к более дорогому, по легко поднимаемому типу затвора или же пользоваться небольшим вспомогательным обводным затвором, с помощью которого уравнивают давление во время движения главного затвора. Этот обводный затвор обычно представляет собой небольшой скользящий щиток, иногда вделанный в самый главный затвор, но чаще устраиваемый

у водоприемного сооружения в виде регулятора доступа воды в трубу, соединяющуюся с трубопроводом. Часто исходят из того положения, что обводный затвор должен быть запроектирован так, чтобы можно было закрыть главный затвор при утечке, эквивалентной фильтрации через два турбинных направляющих аппарата. В основу условий открытия главного затвора принимают меньшие размеры утечки, так как турбинные направляющие аппараты бывают доступны для периодического или капитального ремонта до открытия затворов водоприемного сооружения. Поэтому, как показано на фиг. 236, иногда главный затвор снабжают тяжелыми бетонными частями, исходя из предположения, что тяжесть облегчает закрытие затвора и что при меньшей утечке напор, под которым потребуются его открытие, будет меньше, чем при закрытии.

Пусть A —площадь брутто главного затвора в кв. метрах

a — площадь брутто обводного затвора в кв. метрах¹;

a_1 — площадь нетто обводного затвора в кв. метрах;

W — погруженный вес главного затвора в килограммах;

w — погруженный вес обводного затвора в килограммах;

K — коэффициент трения покоя главного затвора;

k — коэффициент трения обводного затвора;

F — необходимое усилие подъемного механизма для главного затвора в килограммах;

f — необходимое усилие подъемного механизма для обводного затвора в килограммах;

q — утечка, при которой должен закрываться главный затвор, $\text{м}^3/\text{сек}$

H — напор в метрах на обводный затвор, потребный для пропуска расхода;

h — средний напор на обводный затвор при высокой воде и при порожнем водоводе в метрах;

C — коэффициент расхода обводного затвора;

g — ускорение силы тяжести, равное $9,81 \text{ м/сек}^2$.

Потребное усилие подъемного механизма обводного затвора равно:

$$f = 1\,000\,hak + w. \quad (116)$$

Как уже объяснено выше, потребное усилие подъемного механизма главного затвора определяется по условиям закрытия. Допустим, что направляющие аппараты турбин закрыты возможно плотно, но расход водовода продолжает равняться допущенной нами утечке q . Главный затвор опускают, после чего обводный затвор закрывают. По мере постепенного закрытия главного затвора разница давления по обе его стороны возрастает благодаря последовательному уменьшению отверстия для протока, а расход через обводный затвор усиливается. Максимум разницы давлений или напора на главный затвор наблюдается, когда он почти закрыт и расход целиком происходит через обводный затвор. Очевидно, что этот напор в точности соответствует тому, который необходим, чтобы прогнать расход через обводный затвор. Определить его можно следующими выкладками:

Из уравнения (21) следует, что:

$$q = C a_1 \sqrt{2g H},$$

¹ Обычно принимается равной отверстию нетто плюс половина опорной площади

или

$$H = \frac{q^2}{2g C^2 a_1^3}. \quad (117)$$

Потребное усилие подъемного механизма главного затвора будет:

$$F = 1\,000 HAK - W, \quad (118) \quad ^1$$

или, подставляя величины из уравнения (117):

$$F = \frac{1\,000 AK^2 q^2}{2g C^2 a_1^3} - W. \quad (119) \quad ^1$$

Уравнения (116) и (119) соответственно дают потребное усилие подъемных механизмов обводного затвора и главного затвора и показывают, что чем больше размеры обводного затвора, а следовательно, и усилие его подъемного механизма, тем меньше потребное усилие подъемного механизма главного затвора.

Обычно считается, что максимум экономии получается тогда, когда оба подъемных механизма имеют одинаковое усилие.

Когда размеры обводного затвора и мощность подъемных механизмов определены, необходимо подсчитать, при какой утечке возможно открыть главный затвор при данном усилии подъемного механизма главного затвора.

Ход расчета таков.

Допустим, что главный затвор и обводный затвор закрыты, а водовод пуст. Если открыть обводный затвор и дать водоводу наполниться, то гидравлический градиент в нем поднимется до такого уровня, что напор на обводном затворе уменьшится до величины H_1 , в точности равной той, которая необходима, чтобы имела место утечка q , величина, которая нам неизвестна. Очевидно, что теперь приходится открывать главный затвор именно при этом напоре и что величина утечки, при которой ранее допущенное нами усилие подъемного механизма достаточно для поднятия затвора, равна:

$$q = \sqrt{\frac{(F - W) 2g C^2 a_1^3}{1\,000 AK}}. \quad (120)$$

Против пользования обводными затворами имеются два возражения:

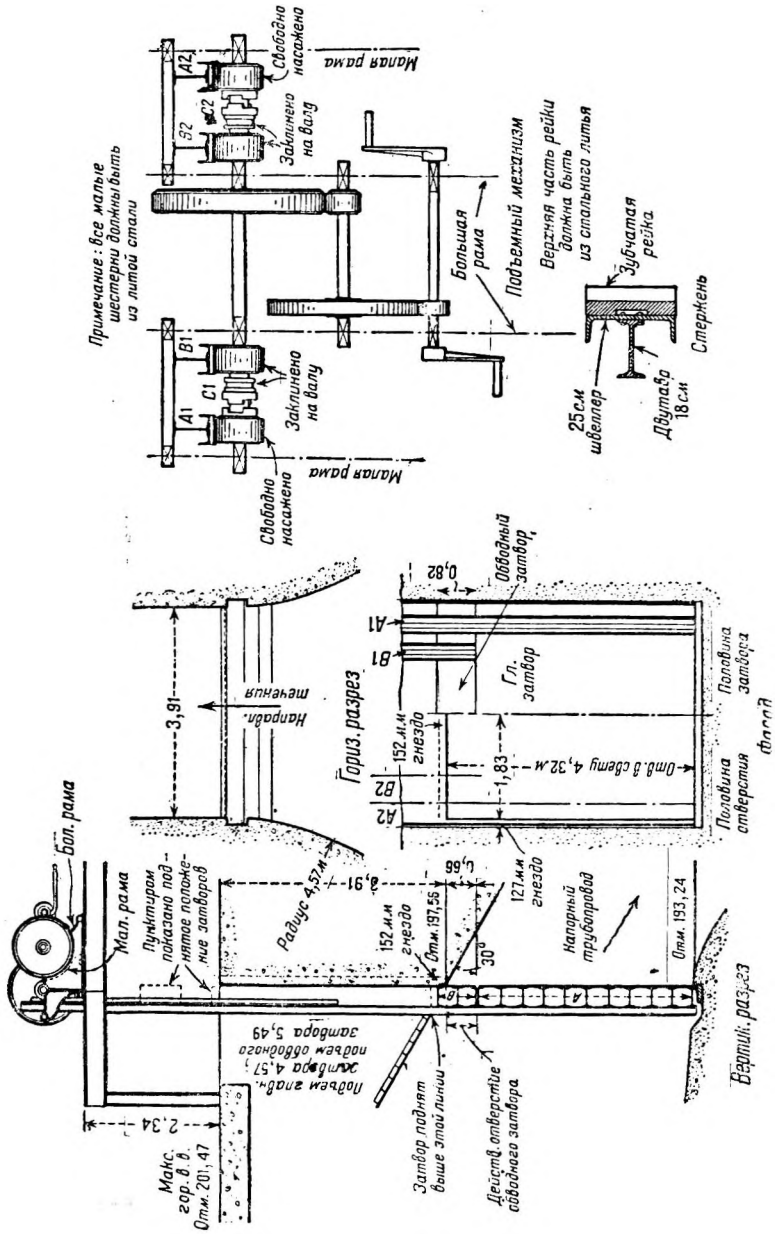
а) нельзя закрыть главный затвор, если утечка больше предполагаемой, и в этом случае нужно ставить шандоры или принимать другие экстренные меры для ослабления протока, что связано с большими издержками и потерей времени;

в) обводной затвор мал по размерам, и поэтому водовод не может быстро наполниться, кроме того, им трудно управлять на расстоянии.

Поэтому в современных установках с длинными водоводами обводные затворы применяются редко, хотя ими очень широко пользуются для низконапорных установок с короткими водоводами, особенно, если эти затворы регулируют приток в бетонную спиральную турбинную камеру, где риск чрезмерной утечки, исключая утечку через самую турбину, практически равен нулю.

¹ Уравнения (118) и (119) относятся к моменту закрытия затворов. В момент открытия надо заменить ($-W$) на ($+W$).

На фиг. 193—194 изображено расположение затвора Кригер-дуплекс, где один и тот же подъемный механизм обслуживает главный и обводной затворы.

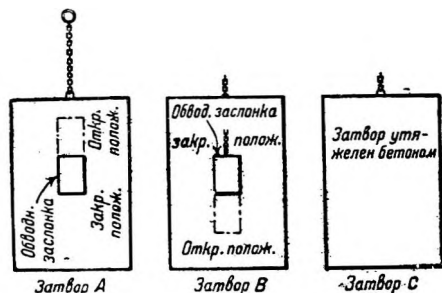


Фиг. 193 и 194. Подъемный механизм Кригер-Дуплекс для установки Деферлет, принадл. Нью-Йоркской Power Corporation.

Этот затвор состоит из двух частей, главного затвора A и обводного B . Эти затворные устройства взаимно не скреплены, и у каждого имеется отдельная пара реек. Рейки главного затвора обозначены через A_1 и A_2 , рейки обводного затвора — через B_1 и B_2 . Главный и обводной затворы

управляются независимо друг от друга, одним и тем же подъемным механизмом. Шестерни B_1 и B_2 , обслуживающие движение обводного затвора, неподвижно посажены на валу, и этот затвор должен подниматься или опускаться, как только подъемный механизм приводится в действие. Шестерни A_1 и A_2 , обслуживающие главный затвор, сидят на валу свободно, и подъемный механизм не поднимает и не опускает главного затвора, если шестерни A_1 и A_2 не включены муфтами C_1 и C_2 . Впускное отверстие, которое мы предполагаем закрытым, открывают следующим способом. Включают муфту C от шестерен A и работают подъемным механизмом, чтобы открыть обводной затвор B . Когда галерея наполнится водой, муфту C отключают, чтобы включить шестерни A , и снова пускают в ход подъемный механизм, чтобы поднять обводной и главный затворы в положение, показанное пунктиром на чертеже. Муфты после этого занимают правильное положение для опускания затвора. Когда затвор опущен, подъемным механизмом работают, пока главный затвор не достигнет самого низкого положения. Затем включают муфту C и освобождают шестерни A , а обводной затвор опускают до закрытого положения.

В случае утечки через два поломанных турбинных затвора усилие, необходимое для работы главным и обводным затворами, составляет 10 т для того и другого затворного устройства. На фиг. 195 схематически изображено расположение обводных затворов для одного турбинного агрегата установки Геррингс (Herrings).



Фиг. 195. Затвор для одного турбинного агрегата гидроустановки Геррингс.

Единый передвижной подъемник обслуживает все затворы силового здания, в котором имеется три турбинных агрегата с тремя затворами каждый. Этот же подъемник обслуживает и обводные затворы. Все затворы сконструированы из стали. В затворе A устроен обводной затвор, открывающийся при поднятии, в затворе B обводной затвор закрывается при поднятии, а в затворе C обводного затвора не имеется вовсе.

Когда все главные затворы находятся в нормальном, открытом положении, обводной затвор A закрыт, а обводной затвор B открыт. Чтобы спустить воду из камеры колеса, сначала опускают главный затвор B с открытым обводным затвором, затем опускают затвор A и, наконец, последним опускают затвор C , утяжеленный бетоном. Затем поднятием закрывают обводной затвор B , который удерживается в закрытом положении давлением воды, после того как из турбинной камеры будет спущена вода. Если бы вследствие значительной поломки обнаружилась чрезвычайная утечка, можно отцепить затвор C и дать ему падать под действием собственного веса.

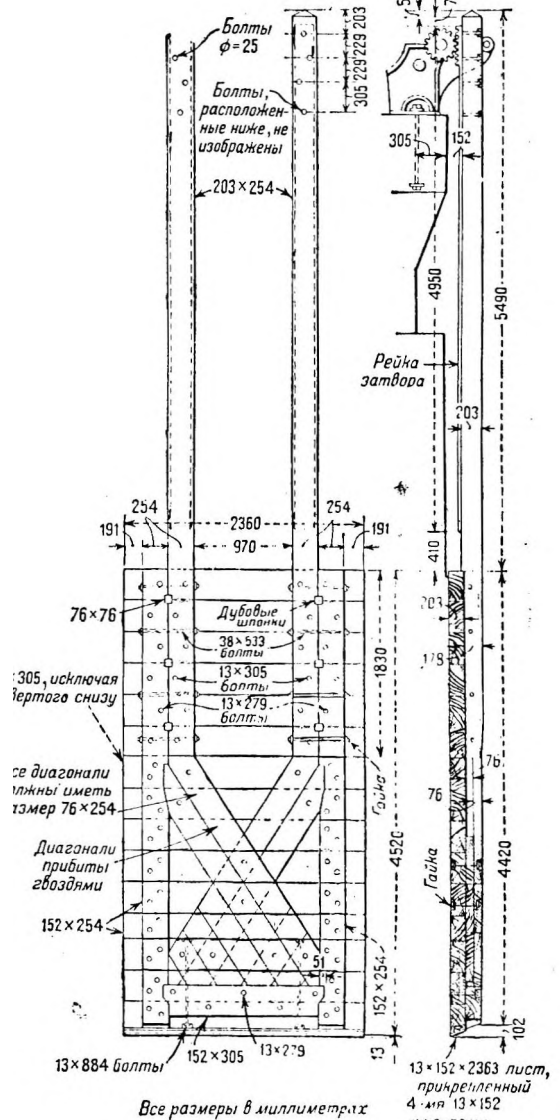
Чтобы открыть затворы, открывают обводной затвор A , приподняв его, и держат в открытом положении, прикрепив его цепь к неподвижной опоре. Когда турбинная камера наполнится водой, поднимают затвор A и по мере его поднятия действием тяжести закрывается его обводной затвор. Затвор A удерживают в поднятом положении посредством щеколды. Обводной затвор B удерживается в закрытом положении давлением воды и открывается действием силы тяжести, после того как давление воды вы-

Верхний затвор гидроустановки Цедар (Cedars Development) (фиг. 243) служит обводным затвором и оборудован мощным подъемным механизмом рассчитанным на тяговое усилие и на давление. Нижний затвор обслуживается только канатом, так как его опускают и поднимают уже после того, как верхний затвор открыт и давление выравнилось. Аналогичное устройство показано на фиг.

196. Обводной затвор здесь гусеничного типа с небольшим трением на роликовых опорах; главный затвор утяжелен бетонными частями. Утечка, возможная при закрытии затвора, здесь принята равной полному расходу турбин.

Деревянные скользящие затворы. Деревянные скользящие затворы считаются не столь долговечными, как стальные, особенно, если они в открытом положении только частично погружены в воду; так как, однако, их легко заменять и расход на первоначальное обзаведение при малых напорах значительно ниже, то ими пользуются очень часто. На востоке САСШ наиболее популярный сорт дерева для затворов — длиннохвойная желтая сосна. В западных штатах применяют дугласову ель и калифорнийское красное дерево; широко применяется также короткохвойная желтая сосна, белая сосна и белый дуб. Толщина деревянных затворов рассчитывается по обычным нормам для деревянных конструкций.

Опорное давление должно быть таким, чтобы трение не вызвало размочаливания. В табл. 36, заимствованной из „American Civil Engineer's Handbook“ (Справочник американских гражданских инженеров), приведено давление в $кг/см^2$, вызывающее вдавливание поперек волокон на глубину 0,25 мм.



Фиг. 197. Деревянный щит для гидроустановки Вест Бакстон, Мэн.

Таблица 36

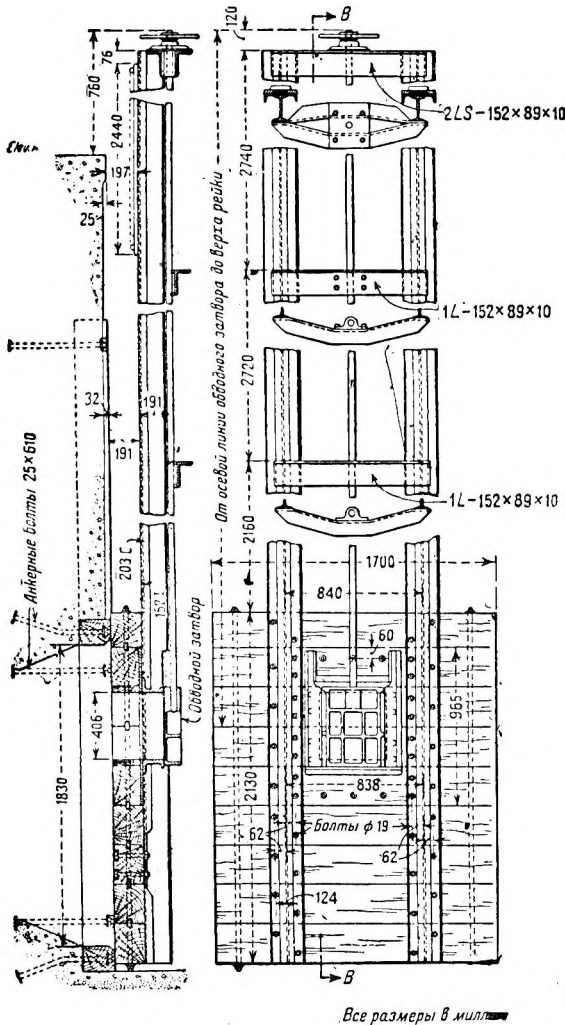
Опорное давление в кг/см^2 , вызывающее вдавливание поперек волокон дерева на глубину 0,25 мм

Белый дуб	22,6	Канадская сосна и восточная ель	84
Белая сосна	83,0	Болеголов	88
Длиннохвойная желтая сосна	165,0	Кипарис	74
Дугласова ель	122	Кедр	92
Короткохвойная желтая сосна	122	Каштан	124
Красная сосна (норвежская)	82	Калифорнийское красное дерево	68

Для опор затворов рекомендуется не допускать напряжения, превышающего 25% указанных величин. На фиг. 197 изображен типичный деревянный щит с деревянными рейками, на фиг. 198 и 199—деревянные щиты со стальными рейками.

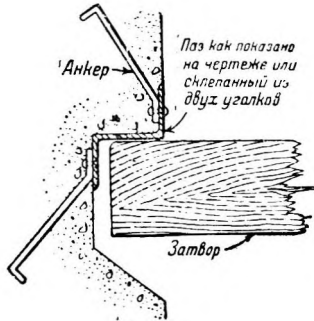
Деревянные щиты часто устраиваются на шпонках для плотности и снабжаются набитыми или приболченными планками для жесткости. Рейки всегда приболчены к щиту. Чтобы верхние и нижние брусья (в особенности нижние) не разбалтывались, обычно, принято соединять несколько первых брусьев вертикальным сквозным болтом (фиг. 199), а иногда такие болты проходят насквозь от верха до низа щита (фиг. 198).

На фиг. 200 показано несколько типов уплотнения нижней части скользящих щитов. На фиг. 200, А показано простое опирание щита о порог, где хорошего уплотнения не требуется; на фиг. 200, В уплотнение достигается посредством металлической полосы, которая действует как режущее лезвие, и сама вдавливается в деревянный порог под давлением подъемного механизма. Последний тип не применим там, где подъемный механизм приводится в движение мотором, ход которого ограничен выключателем



Фиг. 198. Деревянный щит для гидроустановки Ордез Электрокомпании Квайто.

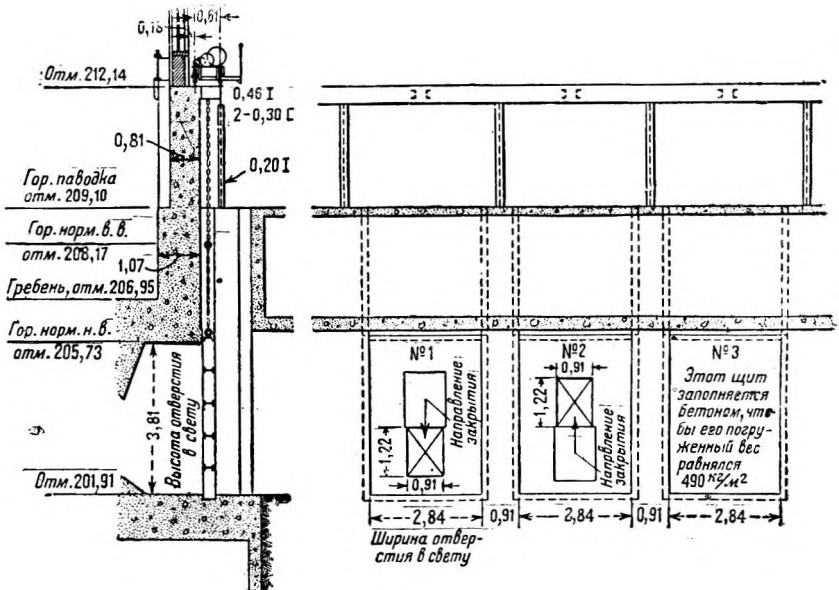
На фиг. 201 изображен типичный стальной паз для щита. Показанная на фигуре обделка из сортовой стали обходит кругом всего отверстия и закреплена в углах соответственными анкерами. Боковые опоры несколько выступают над верхом отверстия. Дыры для болтов, скрепляющих рейки с брусками щита, должны сверлиться в расчете на тугую пригонку.



Фиг. 201. Типичный стальной паз для щита.

Стальные скользящие щиты. Стальные скользящие щиты обычно состоят из двутавровых балок и швеллеров, обшитых перекрывающим отверстие стальным листом с напорной или низовой стороны, смотря по тому, что лучше соответствует деталям конструкции. На фиг. 202 изображены детали щита этого рода: работа этого щита описана в разделе «Обводные затворы» настоящего параграфа. Этот щит поднимают с помощью цепи подъемного механизма, расположенного выше затвора, но нередко пользуются для работы щитом стальными рейками по типу, изображенному на фиг. 199.

На фиг. 236 изображена комбинация стального и бетонного щита. Этот щит не имеет листовой обшивки, так как бетон сам по себе гарантирует



Фиг. 202.

водонепроницаемость. Двутавровые балки скользят непосредственно по гнездам из стального литья.

Скользящие щиты из чугуна и стального литья. Для очень малых отверстий, какие часто устраивают для небольших обводных затворов, прежде пользовались щитами из чугуна и стального литья, современ-

ная же практика в случаях, когда для водоприемных сооружений необходима металлические щиты, требует устройства таковых из сортовой стали.

Рейки для скользящих щитов. Для деревянных щитов пользуются деревянными же рейками, если усилие, необходимое для оперирования щитом, не требует стальных реек. На фиг. 197 изображены типичные деревянные рейки. Стальные рейки для деревянных щитов обычно изготовляют из двутавровых балок и швеллеров, скрепленных, как показано на фиг. 199. Стальные рейки для стальных щитов нередко изготовляют таким же образом. Деревянные и стальные рейки вышеуказанных типов нужны для работы с помощью подъемных механизмов (фиг. 229); статически они представляют собою колонны, закрепленные у нижнего конца, эксцентрически нагруженные и шарнирно соединенные у верхнего конца.

Формула действительного максимального удельного напряжения в такого рода колоннах согласно Кетчэму «Справочник конструктора» (Ketchum, «Structural Engineerh Handbook», стр. 534, 1918) такова:

Для изгиба и сжатия:

$$P = \frac{W}{A} + \frac{Md}{I - \left(\frac{WL^2}{KE}\right)}; \quad (121)$$

для изгиба и растяжения:

$$P = \frac{W}{A} + \frac{Md}{I + \left(\frac{WL^2}{KE}\right)}, \quad (122)$$

где P — напряжение в $кг/см^2$,

W — полная нагрузка в килограммах;

A — сечение рейки в кв. сантиметрах;

M — изгибающий момент в $кг/см$ относительно нейтральной оси;

d — расстояние в сантиметрах от нейтральной оси до стороны, ближайшей к нагрузке;

I — момент инерции в $см^4$;

L — длина рейки в сантиметрах от шестерни подъемника до верха затвора;

K — постоянная, равна 24, когда один конец свободно подвешен, а другой закреплен, как это имеет место для рейки щита;

E — модуль упругости материала рейки.

Максимальное действительное напряжение в каждом случае наблюдается в крайнем волокне, ближайшем к нагрузке. Действительное максимальное напряжение при растяжении всегда меньше, чем при сжатии, и поэтому не является решающим фактором, так как для реек щитов допустимое напряжение при растяжении всегда значительно выше, чем при сжатии.

Формула (121) дает действительное максимальное удельное напряжение сжатия. Оно не должно превышать допустимого максимального удельного напряжения, приводимого ниже.

Это допустимое максимальное удельное сжимающее напряжение в деревянных рейках не должно превосходить выражаемого формулой (см. «American Civil Engineers, Handbook», стр. 762):

$$P = F \left(1 - \frac{L}{60D}\right), \quad (123)$$

где в добавление к приведенным выше обозначениям:

F — безопасное напряжение в коротких столбах в $кг/см^2$;

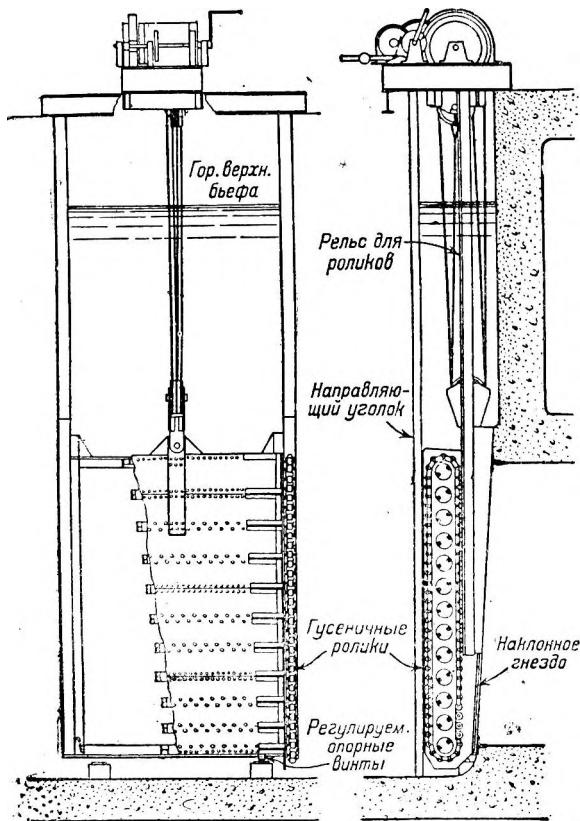
D — наименьшая сторона сечения деревянной рейки в сантиметрах.

Допускаемое максимальное удельное сжимающее напряжение в стальных рейках не должно превышать следующего (см. Pocket Companion, Carnegie Steel Co, 22 Ed. 1921, p. 137):

$$P = 1330 - 7 \cdot \frac{L}{r} \text{ кг/см}^2, \quad (124)$$

где r — наименьший радиус инерции в сантиметрах. Максимальное значение P по формуле 124 не должно выходить за пределы 910 кг/см^2 , а отношение $\frac{L}{r}$ не должно превышать 120.

При напряженной работе рекомендуется включать в спецификацию условие, чтобы верхняя часть зубчатой рейки и шестерни подъемного механизма, захватывающие их, изготовлялись из стального литья.



Фиг. 203. Гусеничный щит промывного шлюза, Филипс и Девпс, Кентон, Огайо.

ются для работы под полным напором без обводного затвора. В § 161 приведены коэффициенты трения для роликовых щитов. Типов роликовых щитов имеется весьма много; ниже мы приводим наиболее обычные.

Гусеничные щиты. Гусеничный щит типа Брум (Broome) изображен на фиг. 203. Этот тип применяется как для высоконапорных, так и для

Если подъемник принадлежит к винтовому типу (фиг. 232), следует пользоваться круглой рейкой; однако, для деревянных щитов этот род подъемника применяется очень редко.

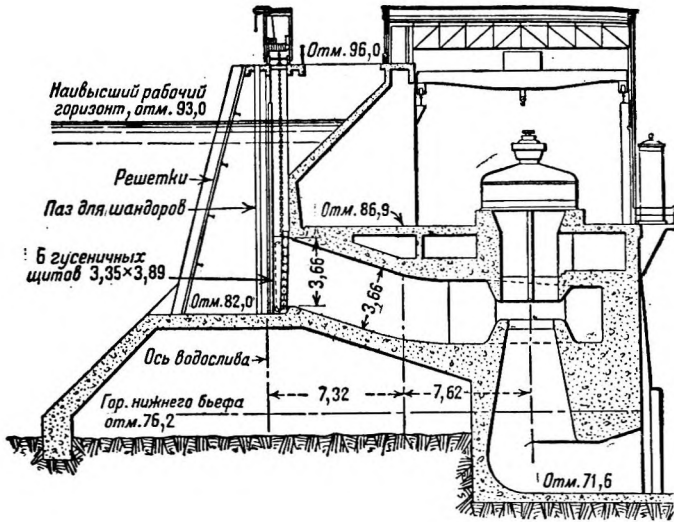
Рейка должна быть стальной, так как у бронзы слишком малый модуль упругости. Рейки щитов должны рассчитываться на полный пусковой момент мотора подъемника. В § 161 приведены величины коэффициентов трения, которыми следует пользоваться при определении усилия, необходимого для оперирования щитом.

Обычно применяют одну рейку круглого типа, если же пользуются рейкой из сортовой стали, то применяют две рейки, за исключением очень малых щитов. Относительно усилия, потребного для оперирования скользящими щитами, см. § 161.

156. Щиты с роликовыми опорами. Щиты с роликовыми опорами всегда изготовляют из сортовой стали; они обычно проектируются для работы под полным напором без обводного затвора. В § 161 приведены коэффициенты трения для роликовых щитов. Типов роликовых щитов имеется весьма много; ниже мы приводим наиболее обычные.

низконапорных водоприемных сооружений; им пользовались при напорах до 60 м.

На каждой стороне щита имеется бесконечная цепь «гусеничных роликов», которая движется по вертикальным опорам в нишах быков водоприемного сооружения и обегает вокруг щита при его поднятии и опускании. Цепь в значительной мере устраняет трение и позволяет опускать щит под действием одной только силы тяжести при свободном истечении воды через отверстие. Поэтому для оперирования щитом пользуются подъемником барабанного типа, описанным в § 167. Цепь состоит из ряда сталь-



Фиг. 204. Гидроустановка Реммель, Arkansas Light and Power Co.

ных роликов диаметром около 10 см, отстоящих примерно на 12,5 см центр от центра. Звенья цепи стальные и изолированы одно от другого и от стальных роликов бронзовыми шайбами. Шарнирные оси цепи бронзовые. Таким образом отсутствует трение стали по стали, что могло бы вызвать ржавление и препятствовать правильной работе затвора. Цепь ходит по рельсу из литой стали, прикрепленному к щиту.

Другой особенностью гусеничного затвора кроме указанного рода движения является наклонное положение опоры. Движение щита вертикальное. Опорная поверхность щита по бокам имеет наклон около $1/24$.

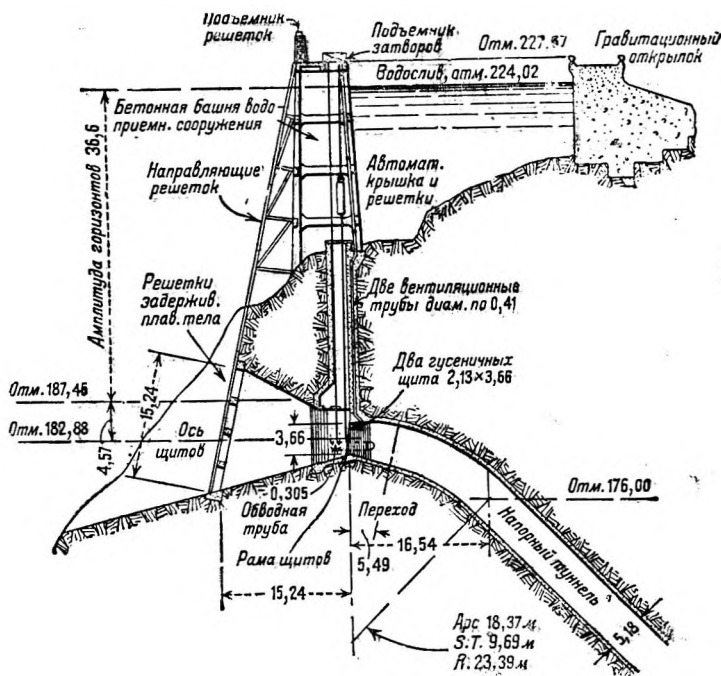
Когда наклонная поверхность щита приходит в соприкосновение с соответственной наклонной опорной поверхностью в пазу, то щит закрывается и дальнейшее движение прекращается, так как скольжения по гнезду рамы у хорошо пригнанного щита не должно быть. Чтобы этого скольжения или заедания не было, необходима очень точная пригонка соприкасающихся опорных поверхностей, и это достигается посредством двух больших регулируемых винтов, помещающихся у нижней двутавровой балки. Если достигнута точная установка, то никаких препятствий вследствие заедания опорных поверхностей ожидать нельзя.

Этот тип затвора дает очень малую утечку.

На фиг. 204 и 205 изображены типичные образцы гусеничных затворов.

Относительно усилия, потребного для работы гусеничными щитами, см. § 161.

Щиты Сирнит. Щиты Сирнит (Simit), представляют собою щиты со стальной рамой и большими роликами или колесами по бокам щита, движущимися в направляющих. Эти щиты могут работать при напорах до 18 м. Когда щит близок к закрытому положению, ролики или колеса входят в небольшие углубления в поддерживающих направляющих, и опорная поверхность щита приходит в контакт с опорной поверхностью направляющих, расстояние между колесами щита таково, что пока щит не пришел в окончательно



Фиг. 205. Водоприемное сооружение и плотина Кушмая, Вашингтон.

закрытое положение, над углублениями гнезда никогда не находится больше одного колеса, и последние опускаются в углубления только тогда, когда щит достигает окончательного закрытого положения. При начале поднятия щита начальный крутящий момент увеличивается на величину усилия, необходимого, чтобы колеса или ролики вышли из углублений, в которые они вкатились при, опускании щита. Так как, однако, эти углубления малы и не глубже 20—25 мм, а угол, образуемый ими с вертикалью, очень невелик, то от подъемного механизма требуется незначительный, добавочный начальный крутящий момент. Типичные детали щита Сирнит показаны на фиг. 206, а типичное его расположение — на фиг. 207,

Трение роликов щита Сирнит настолько сильно, что, он не может полностью опуститься под влиянием собственного веса, и необходимо положительное нажатие, чтобы закрыть его. Поэтому пользуются, подъемником с винтовой рейкой, описанным в § 166. Относительно усилия, потребного для работы щитами Сирнит, см. § 161.

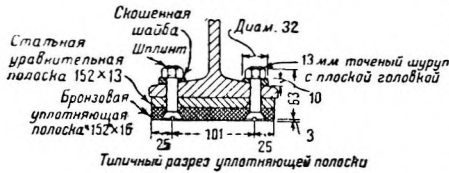
Щиты Стонная. Щиты Стоная часто и с успехом применяются в низконапорных водоприемных устройствах и для пропуска паводков на плотинах. Они представляют собою подъемные щиты из сортовой стали, опирающиеся на роликовые ходы, движущиеся по направляющим. Ролико-

Уравнительные полосы 152×13, прикле-
паемые к двутавровым балкам и плани-
руемые на рабочую поверхность после
сварки всех конструктивных частей

Примечание.

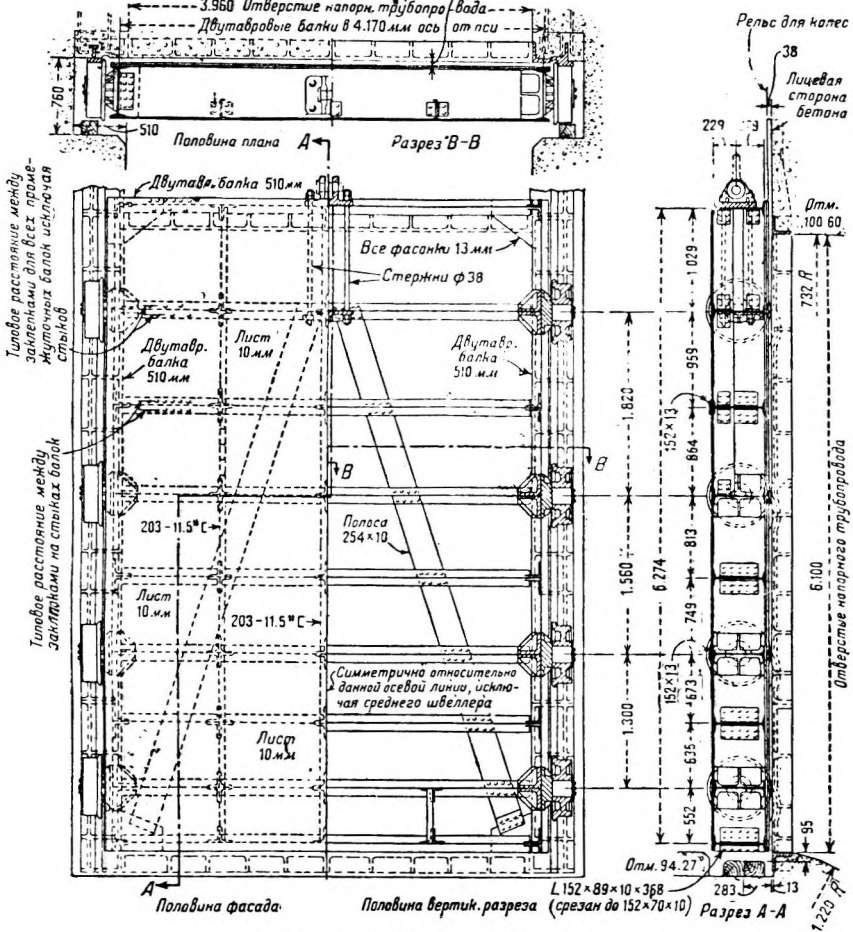
Диаметр всех заклепок 19 мм, а отверстий 21 мм,
если не указано иначе. Расстояние от поверх-
ности уплотняющей полосы до центра колеса
всегда равно 283. Размер соединительных
уголков для 508 мм двутавровых балок 152×152×10×368,
если не указано иначе

Прибл. вес собранного щита = 13,2 т.,
не считая подъемного механизма



Типичный разрез уплотняющей полосы

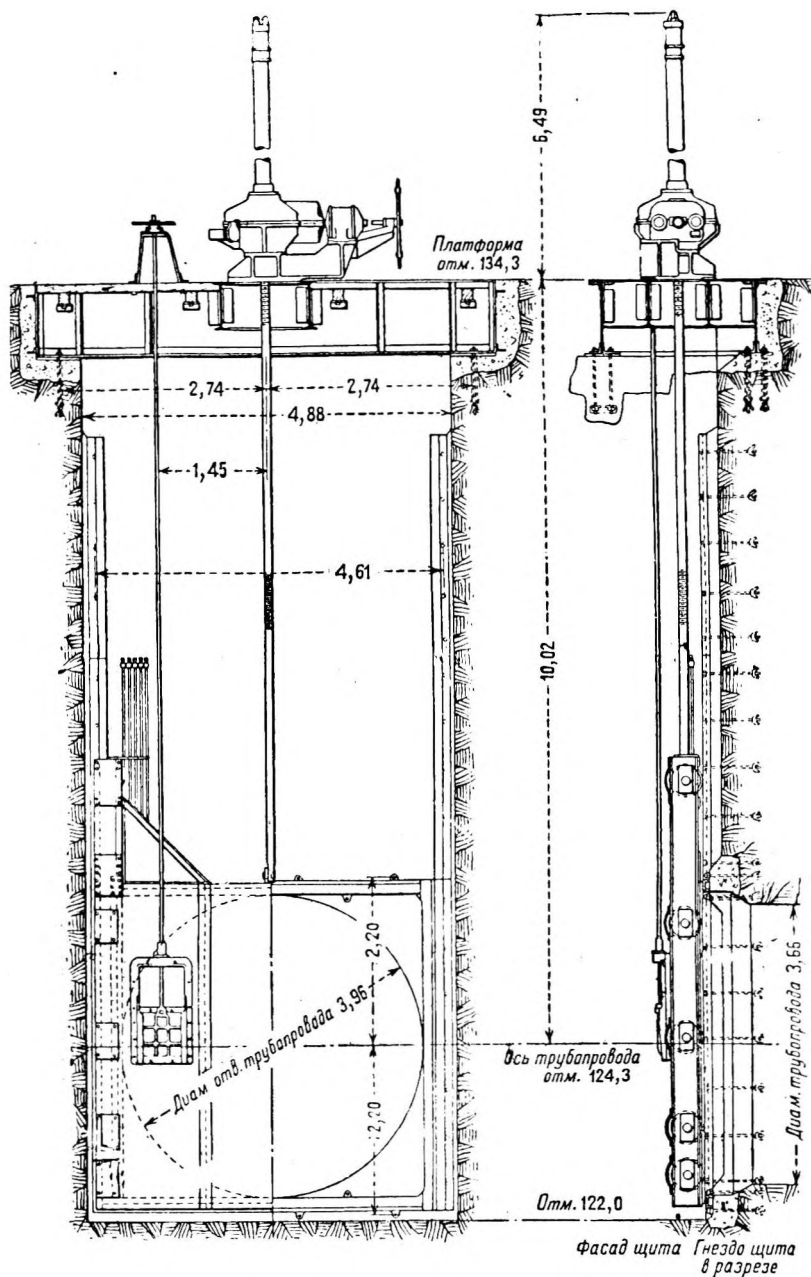
25 мм прозор при движении



Примечание: Все размеры в миллиметрах

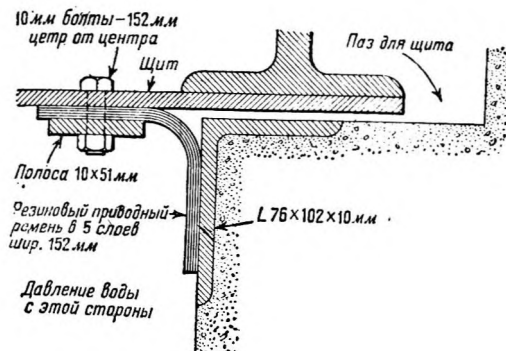
Фиг. 206. Щит Сирнит для головных затворов плотины Митчель, Элебемская
Силовая компания.

вые хода не связаны со щитом и являются просто рядом роликов из твердой стали, соединенных между собой легкой стальной обоймой. При поднятии щита он катится по роликам (если давление направлено в сторону ролика),



Фиг. 207. Щит Сирнит на установке Спайре Фольс, р. Гудзон, шт. Нью-Йорк.

На гидроустановке Ядкин Фоллс предполагалось первоначально уплотнить щиты с помощью свободной трубки, передвигающейся вместе со щитом и прилегающей к щиту и к пазу. Однако впоследствии щиты по бокам уплотнили с помощью резинового приводного ремня (фиг. 209), прикрепленного к бокам щита и загнутого под углом 90° так, чтобы он прилегал к поверхности быка водоприемного сооружения на напорной стороне непосредственно впереди направляющих щели или, еще лучше, вдоль швеллера или уголка, заложеного в бетон.



Фиг. 209. Боковое уплотнение щита Стоннея.

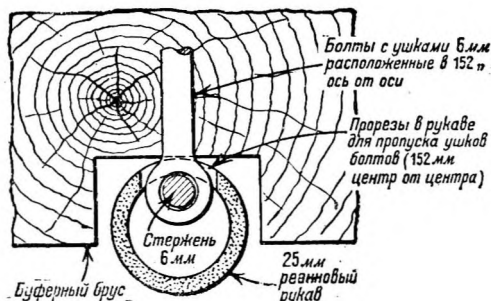
При этом следует применять пятислойный резиновый ремень лучшего качества. Я щиту ленту прикрепляют с помощью стальной полоски толщиной 10 мм и шириною 5—8 см, приболченной к щиту поверх ленты посредством 10-мм болтов, расположенных примерно в 15 см центр от центра.

Нижний край щита делают водонепроницаемым с помощью бруса, приделанного к низу щита и пригнанного к порогу. Более эффективным средством придания нижней части щита водонепроницаемости является резиновый рукав, заложенный в выемку глубиной примерно в $\frac{1}{2}$ наружного диаметра рукава (фиг. 210). Для этого пользуются обыкновенным садовым рукавом диаметром около 25 мм. Болты в 7 мм с ушком на одном конце пропускаются через буферный брус внизу щита. Верхний конец каждого болта имеет нарезку и снабжен гайкой, а нижний конец с ушком входит в вышеупомянутую выемку в брус. Болты эти расположены в 15 см центр от центра. В верхней части рукава делают десять прорезов и рукав вставляют в выемку в брус таким образом, что ушки болтов входят в прорезы рукава. Затем внутрь рукава вкладывают стержень в 6—9 мм и пропускают его через ушки болтов, после чего натягивают гайки на другом конце болтов, закрепляя таким образом рукав в надлежащем положении. Порог щита должен состоять из швеллера или деревянного бруса, уложенного в бетон в тщательно выверенном и выравненном положении. Если работа выполняется тщательно, то такое устройство гарантирует почти полную водонепроницаемость низа щита. Способ этот применим как для сегментных затворов, так и для скользящих щитов.

При этом следует применять пятислойный резиновый ремень лучшего качества. Я щиту ленту прикрепляют с помощью стальной полоски толщиной 10 мм и шириною 5—8 см, приболченной к щиту поверх ленты посредством 10-мм болтов, расположенных примерно в 15 см центр от центра.

Нижний край щита делают водонепроницаемым с помощью бруса, приделанного к низу щита и пригнанного к порогу. Более эффективным средством придания нижней части щита водонепроницаемости является резиновый рукав, заложенный в выемку глубиной примерно в $\frac{1}{2}$ наружного диаметра рукава (фиг. 210). Для этого пользуются обыкновенным садовым рукавом диаметром около 25 мм. Болты в 7 мм с ушком на одном конце пропускаются через буферный брус внизу щита. Верхний конец каждого болта имеет нарезку и снабжен гайкой, а нижний конец с ушком входит в вышеупомянутую выемку в брус. Болты эти расположены в 15 см центр от центра. В верхней части рукава делают десять прорезов и рукав вставляют в выемку в брус таким образом, что ушки болтов входят в прорезы рукава. Затем внутрь рукава вкладывают стержень в 6—9 мм и пропускают его через ушки болтов, после чего натягивают гайки на другом конце болтов, закрепляя таким образом рукав в надлежащем положении. Порог щита должен состоять из швеллера или деревянного бруса, уложенного в бетон в тщательно выверенном и выравненном положении. Если работа выполняется тщательно, то такое устройство гарантирует почти полную водонепроницаемость низа щита. Способ этот применим как для сегментных затворов, так и для скользящих щитов.

Для этого пользуются обыкновенным садовым рукавом диаметром около 25 мм. Болты в 7 мм с ушком на одном конце пропускаются через буферный брус внизу щита. Верхний конец каждого болта имеет нарезку и снабжен гайкой, а нижний конец с ушком входит в вышеупомянутую выемку в брус. Болты эти расположены в 15 см центр от центра. В верхней части рукава делают десять прорезов и рукав вставляют в выемку в брус таким образом, что ушки болтов входят в прорезы рукава. Затем внутрь рукава вкладывают стержень в 6—9 мм и пропускают его через ушки болтов, после чего натягивают гайки на другом конце болтов, закрепляя таким образом рукав в надлежащем положении. Порог щита должен состоять из швеллера или деревянного бруса, уложенного в бетон в тщательно выверенном и выравненном положении. Если работа выполняется тщательно, то такое устройство гарантирует почти полную водонепроницаемость низа щита. Способ этот применим как для сегментных затворов, так и для скользящих щитов.



Фиг. 210. Уплотнение внизу щита Стоннея с помощью резинового рукава.

На фиг. 210а приведены веса щитов Стоннея согласно статье Е. В. Лэна (E. W. Lane) в «Engineering News Record» от 31 декабря 1925 г. с

добавлениями П. Л. Хеслопа (P. L. Heslop), обозначенными крестиками. Приводим выдержку из статьи Лэна: «При проектировании регулирования реки св. Лаврентия для целей судоходства и энергетики возник вопрос о стоимости щитов Стоunea. Изучение технической литературы дало много данных о весе щитов различного размера, и мы сгруппировали их в приведенной диаграмме. Эта диаграмма дает вес щита в тоннах на единицу давления на щит (1 000 кг) при различных пролетах.

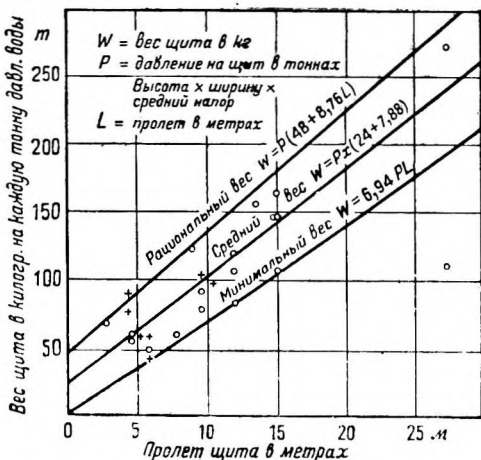
Чтобы найти вес щита, берут произведение из его ширины, высоты, среднего напора или напора в центре щита и величины, которую дает кривая для щита данного пролета. Мы приводим три кривые с соответствующими формулами веса щита, выбор кривой зависит от степени осторожности при определении веса. Иногда в технической литературе нет указаний, включает ли приведенный вес также и направляющие и катки; по-видимому, цифры, близкие к кривой, обеспечивающей наиболее осторожное определение веса, включают и вес направляющих и катков. Зато они не включают веса башен, подъемников и противовесов. Этими кривыми можно пользоваться для определения веса скользящих щитов, сконструированных из сортовой стали.

Относительно усилия для работы щитами Стоunea см. §161. Вопрос о весах различных затворов¹ был подробно освещен в статье инж. Ефимовича в ежегоднике института водного хозяйства и мелиорации „Гидротехник“ № 1 за 1929—1930 г. Подробный анализ имеющихся данных по 48 плоским затворам привел к необходимости признать формулу Лэна неудовлетворительной. Гораздо лучше оказались очень схожие по виду формулы Мелентьева и Бирреля. Из этих данных по весам щитов инж. Ефимович вывел следующую формулу, весьма удовлетворительно отражающую изменение веса плоских щитов в зависимости от изменений геометрических размеров отверстия, прикрываемого щитом. В последнем отношении предложенная инж. Ефимовичем формула имеет значительное преимущество перед формулами Мелентьева и Бирреля, для применения которых надо знать строительные размеры щита, а не размеры отверстия; между тем для тех случаев, где применение подобного рода формул вообще оправдано, мы никогда не имеем столь подробных данных о щитах, чтобы иметь возможность подставить в формулу строительные размеры щитов, размеры же отверстия в свету нам всегда известны по гидравлическому его расчету и с точки зрения подсчета веса щита являются основными заданиями к последнему.

Формула инж. Ефимовича имеет вид:

$$G = 0,157 F_0^{1,25} = (0,157 F_0^{3/4}) \cdot F_0,$$

¹ Отсюда и до § 157— дополнение наше. *Ред.*



Фиг. 210а. Диаграмма для определения веса щитов Стоunea.

где G — вес плоского щита в тоннах,

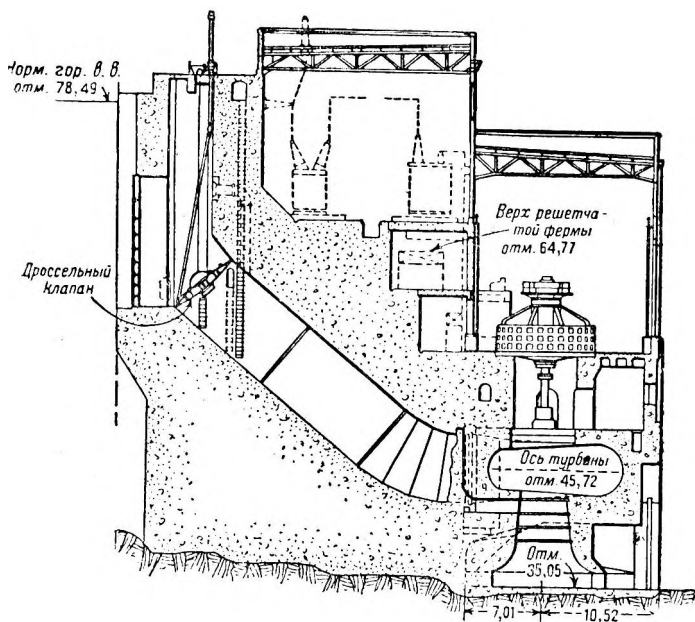
F_0 — площадь отверстия, перекрываемая щитом.

Среднее квадратическое отклонение истинных весов от подсчитанных по вышеприведенной формуле равно 17—18%.

Определение веса затопленного затвора, а также нижних частей двойных и тройных щитов, производится по этой формуле, полагая, что вес такого щита равняется разности весов двух затворов одинаковой ширины, равной ширине отверстия, но с разной высотой — у первого она равна глубине заложения порога отверстия, у второго — глубине заложения верха отверстия (или низа выше расположенного щита под уровнем верхнего бьефа).

157. Вращающиеся затворы. Вращающиеся затворы для водоприемных сооружений удобно делятся на три группы:

- а) дроссельные клапаны,
- б) сегментные затворы,
- в) клапанные затворы.



Фиг. 211. Дроссельный клапан 4,88 X 6,71 м на гидро-электростановке р. Сэгвенэй, Квебекская компания Гидроэлектрических установок.

Дроссельные клапаны. Дроссельные клапаны и поворотные задвижки, применяемые в закрытых водоводах, описаны в § 190. Такие затворы применимы также для водоприемных сооружений. Малыми дроссельными клапанами пользуются только при очень высоких напорах, но крупные дроссельные клапаны из сортовой стали достигают 6 м в диаметре, и ими можно пользоваться при любом напоре вплоть до 30 м. На фиг. 211 и 107 изображены типичные примеры применения крупных дроссельных клапанов для низконапорных водоприемных устройств. На фиг. 241 показан пример пользования дроссельным клапаном для высоконапорного водоприемного устройства.

нижнем конце, благодаря чему имеется тенденция закрываться в любом положении. Затвор устанавливается в чугунном кожухе, стенки которого обработаны в местах соприкосновения с затвором. Нижняя половина затвора снизу и с боков входит в опорный паз, верхняя половина имеет скошенный край, и водонепроницаемость достигается с помощью бронзовых уплотняющих полос. Затвор обслуживается особым подъемным механизмом (фиг. 212), закрытым со всех сторон и установленным выше наивысшего горизонта воды.

Винтовая рейка, являющаяся частью подъемного механизма, соединяется с крейцкопфом, движущимся вертикально в направляющих, жестко приболченных к бетонной стенке. Соединение с затвором образует особо мощная стальная трубка, работающая на растяжение при всяких условиях. Во избежание изгиба соединительной тяги, когда затвор достигает самого низкого положения, верхнее шарнирное соединение тяги снабжено расточкой для получения свободного хода вниз на 10 см. Кроме того, имеется система мощных специальных пружин, заключенных в кожух зубчатой передачи подъемника, которые действуют как буфер и лишь постепенно создают необходимую избыточную нагрузку, вызывая выключение максимального рубильника. При ходе вверх имеется свободный ход в 60 см на добавочный разбег, что достигается соответствующей пропорцией длины винтовой рейки и направляющей крейцкопфа. Наверху подъемника имеется индикатор, указывающий положение затвора, а также максимальный рубильник, защищенный от влаги и брызг.

Таблица 37

Данные о крупных дроссельных клапанах типа Ли, поставленных Southern Power Co

Станция	Размер затвора, м (ширина × высота)	Нормальный напор на осевую линию затвора, м	Время, потребное на открытие или закрытие затвора, мин.	Максимальное ус- лие соединитель- ной тяги ¹ , кг	Крутящий момент мотора ² кз.м	
					при пуске в ход	находу
1	2	3	4	5	6	7
Дирборн (Dearborn) . . .	4,9 × 6,7	7,9	8	35 390	27,65	11,06
Маунтейн Айленд (Mount- tain Island)	4,9 × 6,7	10,5	8	54 430	48,39	19,36
Родисс (Rhodiss)	4,9 × 6,7	9,4	5	54 430	41,48	27,65
Нью Катауба (New Ca- tawba)	5,5 × 7,6	15,5	8	68 040	69,13	52,54—17,28
Айль Малинь (Ysle Ma- ligne)	4,9 × 6,7	16,2	5	54 430	38,02	19,38

¹ В случае открытия затвора, подверженного максимальному давлению воды, и не учитывая противодействия на затвор. Подъемник и клапан рассчитываются на этот предельный случай.

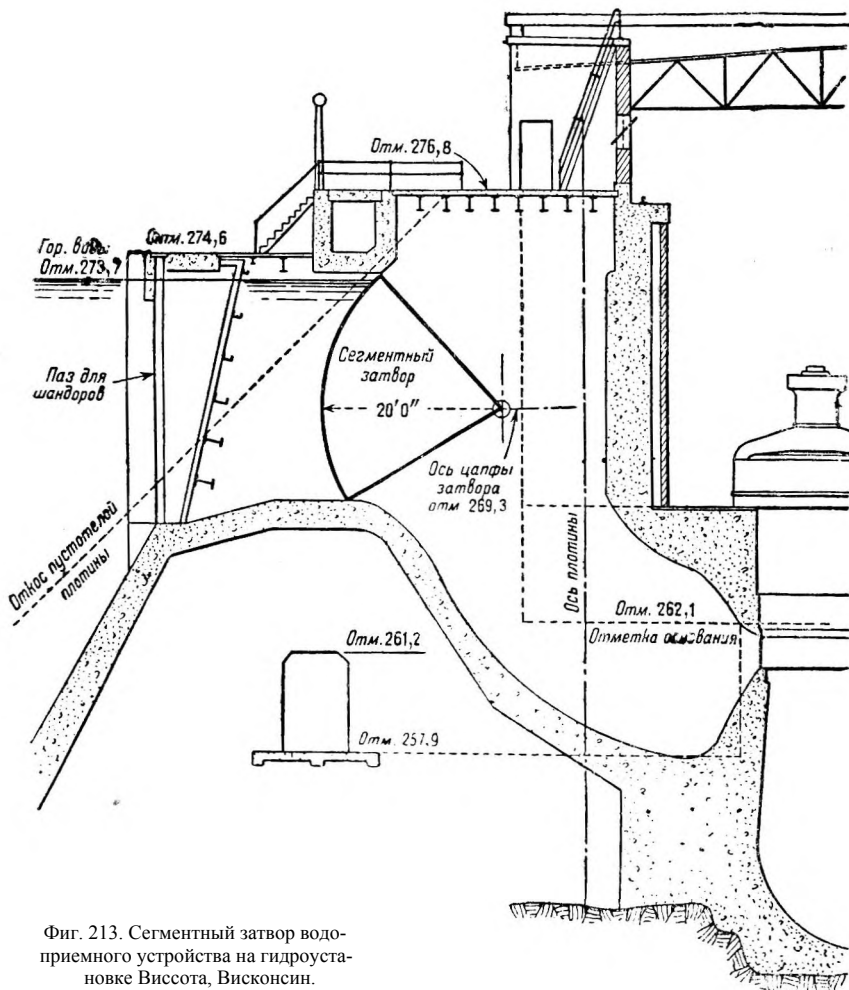
² В условиях, показанных в гр. 5.

Примечание. В условиях нормальной работы для наполнения водоводов пользуются обводными затворами.

Сведения сообщены Ли (W. S. Lee), гл. инж. Southern Power Co. Charlotte, N. C.

На станции Маунтейн Айленд (Mountain Island), каждый турбинный выпуск оборудован двумя затворами Ли. Испытание их показало следующие результаты.

а) *Закрытие затворов.* При полной нагрузке агрегата в 17 500 квт и при закрытых обводных задвижках затвор № 1 был закрыт в течение 8 мин. с максимальной затратой мощности в 1,66 квт. Когда первый



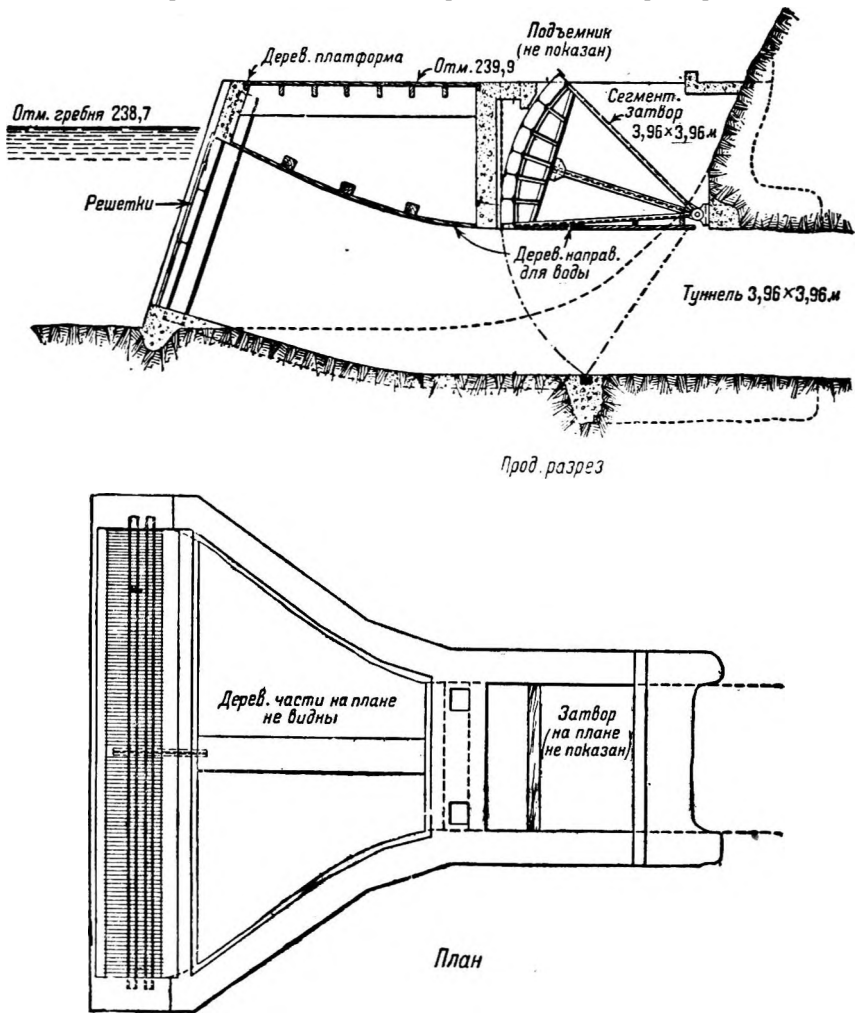
Фиг. 213. Сегментный затвор водо-приемного устройства на гидроустановке Виссота, Висконсин.

затвор был закрыт и нагрузка агрегата составила 17 000 квт, закрыли второй затвор при максимуме затраты мощности в 5,5 квт. Напор воды над осью затвора составлял 9,8 м.

б) *Открытие затворов.* При спущенной воде из спиральной камеры турбины и при двух закрытых затворах и закрытых обводных клапанах пустили в ход мотор и первый затвор открыли на 22,5 см, что потребовало максимальной мощности в 15,5 квт. Затем спиральная камера наполнилась, и затвор открыли полностью с максимальной затратой мощности в 2,48 квт.

Таблица 37 содержит данные о некоторых затворах Ли, установленных Southern Power Co и другими связанными с ней компаниями.

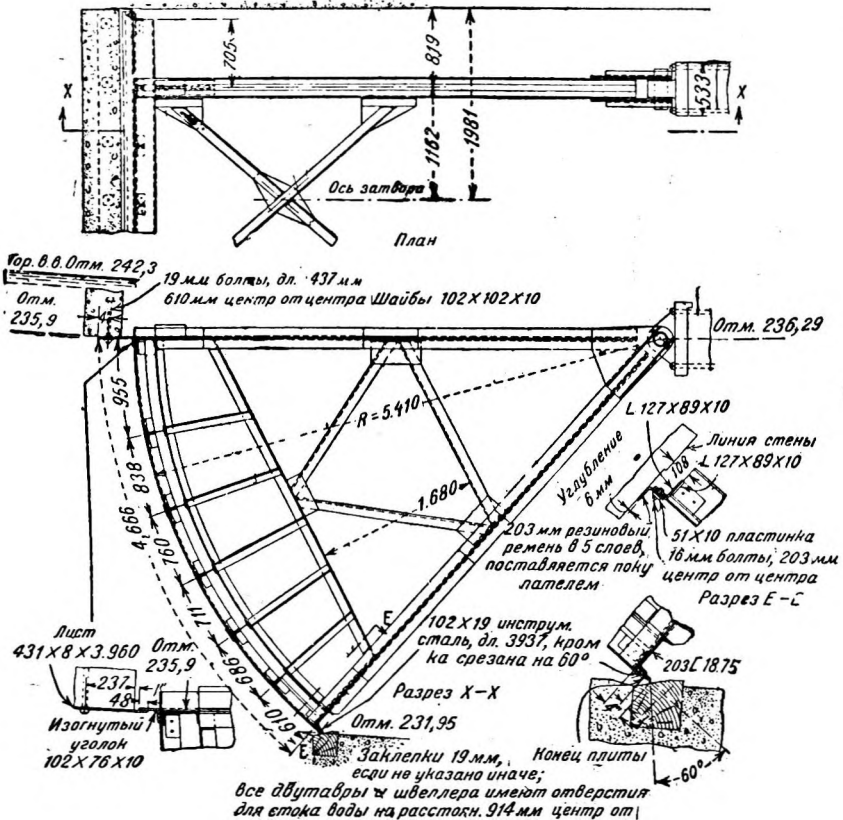
Сегментные затворы. Эти затворы обычно отвечают типу, изображенному на фиг. 213—216. Они изготовляются или целиком из стали или из стали с деревянной обшивкой. При небольших размерах их иногда



Фиг. 214. Водоприемное устройство туннеля на Грэйг Фоллс, Силовая компания Теннесси.

изготавливают целиком из дерева. Этот тип особенно пригоден там, где колебания горизонта воды настолько малы, что верх затвора всегда находится у поверхности воды или выше ее. Ими пользуются впрочем и тогда, когда поверхность воды немного выше верха затвора. Сегментные затворы не очень водонепроницаемы, особенно в верхней части затопленного затвора и в нижних углах. Единственное возражение против них — недостаток плотности, если их плохо содержат, и горизонтальное пространство, занимаемое

ими. Эти затворы имеют цилиндрическую поверхность, почему давление воды проходит через цапфы. Поэтому они могут закрываться при свободном проток воды под действием собственного веса, и для работы ими применяют барабанный тип подъемника, описанный в § 167. В табл. 38 приведены размеры и вес ряда стальных сегментных затворов; сконструированных разными инженерами.



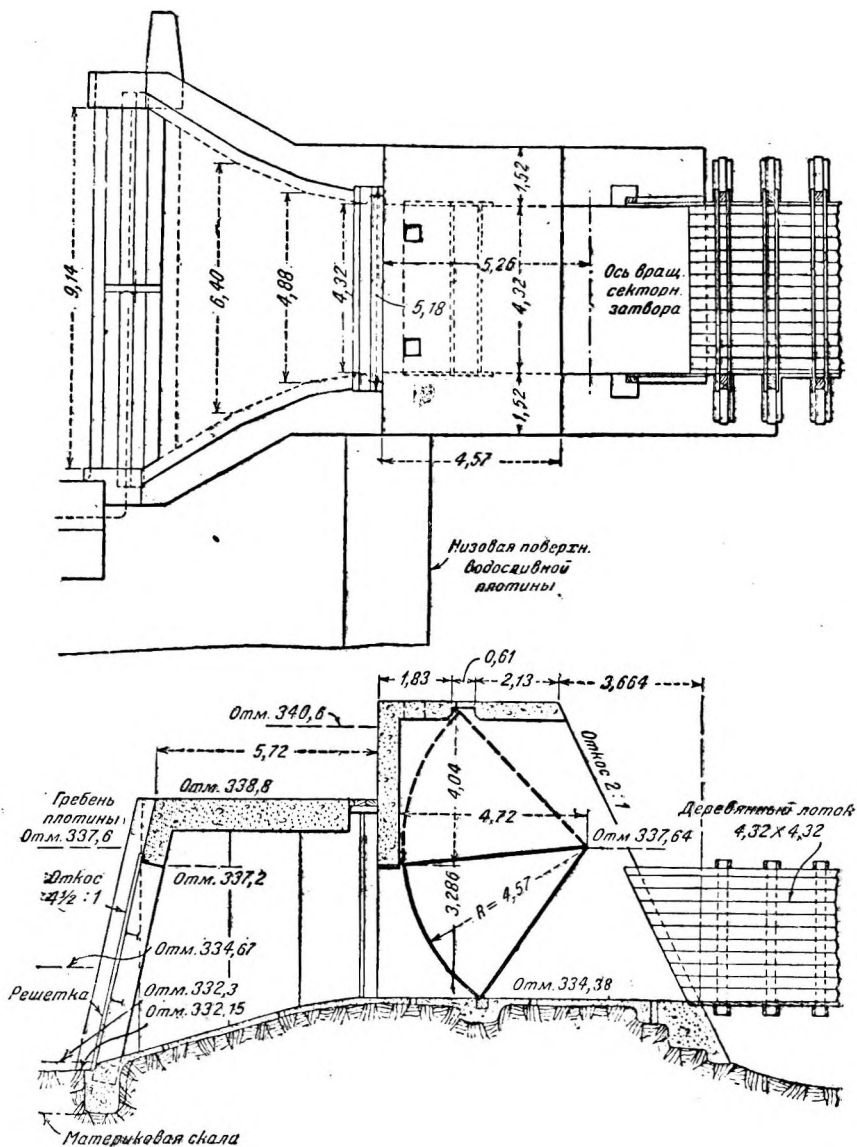
Фиг. 215. Затвор водоприемного устройства в туннеле Грэйт Фоллс, Силовая компания Теннесси.

Указанный вес не включает цепей и канатов подъемника и самого подъемника, но включает цапфы и закладные части в бетоне. Так как некоторые из щитов, для которых проведен вес, имеют деревянную обшивку, то сделан пересчет веса с добавлением 10 мм облицовочного листа. Ширина затвора W есть ширина в свету между устоями, а высота H — длина дуги сектора¹. Другими словами, WHh есть полное (горизонтальное) давление воды на затвор. Для получения приближенного веса секторного затвора без проектирования его мы нанесли цифры табл. 38 на диаграмму фиг. 217.

Учитывая тот факт, что детали этого рода затворов весьма различны и отвечают очень разнообразным условиям, мы полагаем, что диаграмма

¹ Последнее утверждение неверно, H представляет собой полезную высоту щита по вертикали, что видно по сличению H с h . Ред.

фиг. 217 достаточно универсальна и что вычерченная огибающая кривая пригодна для приблизительных вычислений в тех случаях, когда не имеется проекта для более точного подсчета веса.



Фиг. 216. Водоприемное устройство трубопровода № 2, установка Окоийи Силовая компания Теннесси.

В вышеуказанной статье¹ инж. Ефимовича были анализированы данные по весам 24 сегментных затворов. Анализ привел к установлению сле-

¹ Отсюда и до ссылки на § 139 дополнение наше. *Ред.*;

Таблица 38¹

Веса стальных сегментных затворов

№ по ряду	Наименование плотины	Пролет в свету, (W) м	Высота щита, (H) м	Напор над серединой щита, (h) м	W ² Hh	Вес затвора, т
1	Фрейберг	7,236	4,0	2,0	419	12,50
2	Ландверканал	5,56	1,6	0,8	39,5	2,00
3	Канал Дортмунд-Эмс	18,0	3,0	1,5	1 460	34,0
4	Вердер	12,0	1,87	0,94	253	6,35
5	Эльба	18,0	2,25	1,13	822	34,05
6	Куув-Рапидс	10,04	2,288	1,14	263	5,9
7	Стирлинг	6,38	3,05	1,53	192	9,76
8	Синека	15,25	4,88	2,44	2 770	36,28
9	Чумыш (проект)	4,0	2,56	1,28	52	1,96
10	Данные веса щитов, приведенные Кригером без указания названия плотины	7,62	4,268	2,134	530	12,29
11		10,67	2,439	1,219	337	9,75
12		66,096	3,994	1,997	296	8,71
13		4,573	3,720	1,860	145	4,40
14		7,620	3,048	1,524	270	8,07
15		5,487	3,658	1,829	201	5,58
16		1,83	3,658	1,829	22,4	1,95
17		15,245	4,481	2,240	2 340	41,26
18		6,096	6,096	6,096	1 380	21,13
19		7,620	4,268	3,445	852	17,05
20		3,963	3,963	8,384	522	8,53
21		4,877	2,896	5,091	351	9,66
22		Ратенов-Гавель	22,0	2,42	1,21	1 415
23	Ладенбург-Неккар	36,0	5,50	2,75	19 600	140,0
24	Боберрерсдорф-Бобер	22,5	4,10	2,05	4 250	43,0

дующей формулы, верной для первых 21 затворов, относящихся к старой многоригельной конструкции:

$$G = 0,09 (Whh)^{0,8} = 0,09 (Whh)^{4/5},$$

где G — вес щита в тоннах,

W — пролет отверстия в метрах,

H — высота щита над порогом, измеренная по вертикали,

h — напор над серединой отверстия.

Для новейших больших сегментов двухригельной конструкции, построенных в Германии, получена следующая формула.

$$G = 0,052 (Whh)^{4/5}$$

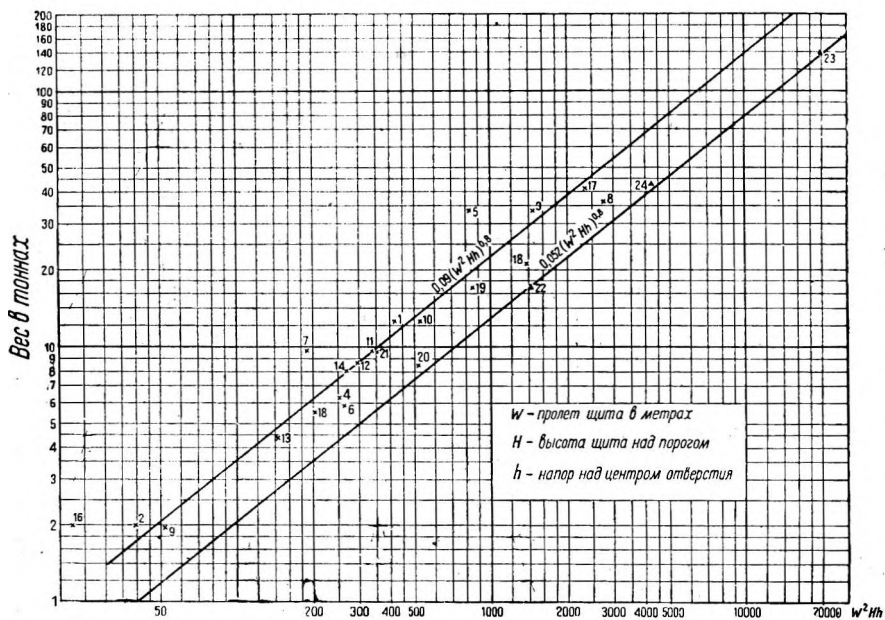
с теми же обозначениями, что и выше. Эта формула получена лишь по последним трем затворам табл. 38.

Относительно сегментных затворов см. также § 139,

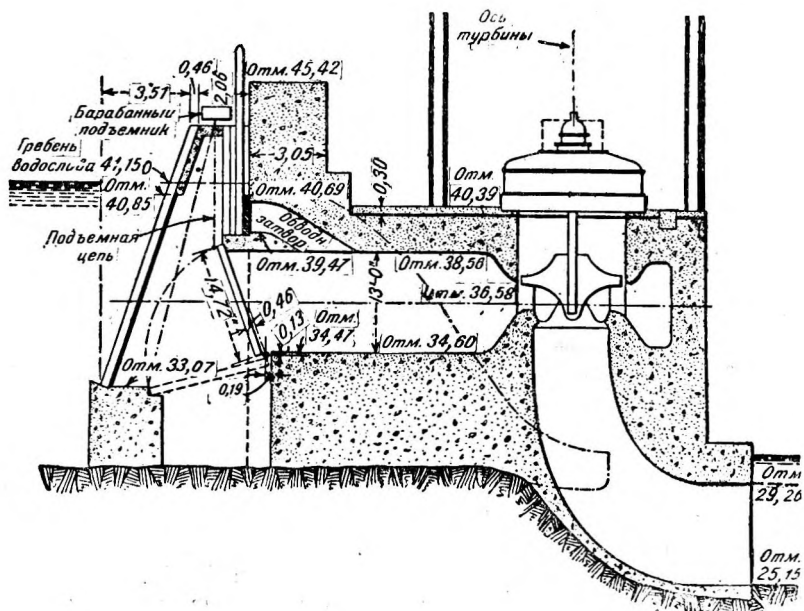
Усилие, потребное для их подъема, приведено в § 161.

Клапанные плоские затворы. На фиг. 218 изображен типичный плоский клапанный затвор. Такие затворы бывают деревянные или сталь-

¹ Таблица дополнена нами. *Ред.*



Фиг. 217. Вес секторных затворов без цепей подъемников и самих подъемников.

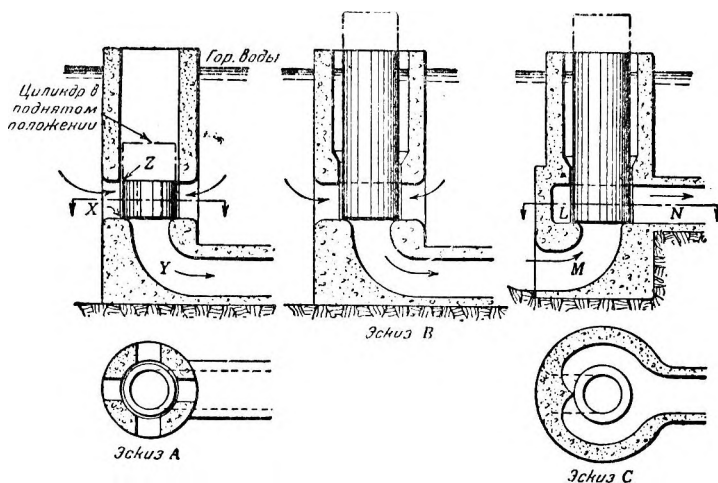


Фиг. 218 — Клапанный затвор водоприемного устройства на гидро-электростанции Парр Шолс, Силовая компания Парр Шолс.

ные. Так как их нормальное положение открытое, то деревянная конструкция достаточно долговечна. Они вращаются на ряде точно пригнанных чугунных петель, их поднимают с помощью цепей или канатов барабанным подъемником одного из типов, описанных в § 167. Они требуют больших обводных затворов, так как давление должно быть приблизительно уравновешено раньше, чем они могут открыться под действием собственного веса. Закрывать их во время протока воды нельзя, так как они могут сломаться. Этим типом затворов в последнее время пользуются редко.

158. Игольные затворы. Игольные затворы для закрытых трубопроводов описаны в § 190¹. Типы затворов приспособляются для водоприемных устройств совершенно таким же способом, как и для трубопроводов.

159. Цилиндрические затворы. Цилиндрический затвор состоит из стального цилиндра, открытого сверху и снизу с уравновешенным давлe-



Фиг. 219. Схематические эскизы цилиндрических затворов для водоприемных устройств.

нием воды на внутреннюю или на внешнюю поверхность. Эти затворы изготовляются самых разнообразных форм (фиг. 219).

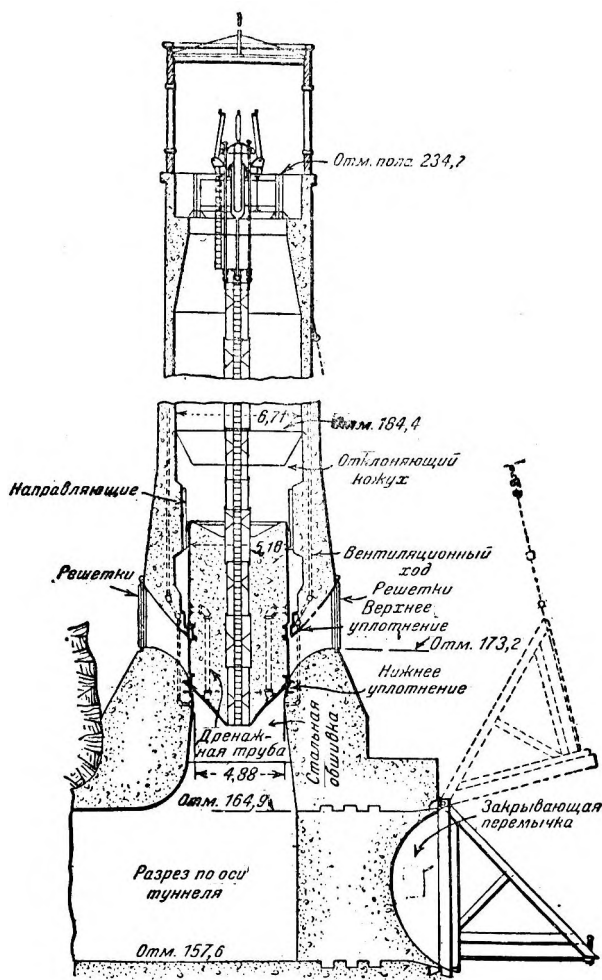
На фиг. 219, А изображен цилиндрический затвор с давлением воды на наружную поверхность. Затвор поднимают канатом или легким подъемником с винтовой рейкой, так как давление воды полностью уравновешивается и приходится преодолевать только вес самого затвора. Низ цилиндра покоится на седле X, а, когда затвор поднят, вода проходит через водовод Y. Порог у X обычно состоит из тяжелой чугунной отливки с бронзовым кольцом, на которое опирается бронзовое же регулируемое кольцо на затворе. На фиг. 220 показан затвор этого типа. Обычно этому типу цилиндрического затвора бывает трудно придать водонепроницаемость у Z и поэтому цилиндр иногда доводят до поверхности воды (фиг. 219, В).

На фиг. 219, С давление воды действует на внутреннюю поверхность цилиндра, благодаря чему можно обходиться без внутренних ребер жесткости. Вода протекает по ходам M и N, проходя через камеру L.

¹) В главе о трубопроводах, которая должна быть помещена во 2-й части справочника. Ред.

Нижеследующее описание двух интересных образцов цилиндрических затворов с приведением конструктивных деталей заимствовано из отчета Гидроэнергетической комиссии Национальной ассоциации электрического освещения за 1924 г. (National Electric Light Association).

В 1920 г. Южнокалифорнийская компания Эдисона (Southern California Edison Company) поставила свой первый цилиндрический затвор на водосливе аванкамеры, устроенной на р. Керн (Kern River), № 3. Затвор этот отвечает фиг. 219, В. Он состоит из прочного стального цилиндра диаметром 2,44 м и высотой 6,7 м. Нижний конец цилиндра снабжен бронзовым опорным кольцом, которое при закрытии затвора ложится на такое же бронзовое кольцо, окружающее 2,44-м выпускное отверстие в дне аванкамеры. Когда затвор опущен, вода окружает цилиндр на полную его высоту. Гидростатические давления, таким образом, уравновешиваются, и при поднятии приходится преодолевать только вес самого цилиндра. Затвор поднимается на 0,97 м, а максимальный расход составляет 17 м³/сек. Цилиндр направляется двумя парами направляющих; одна расположена вблизи верха, другая вблизи низа цилиндра. Направляющие установлены на противоположных концах диаметра и имеют



Фиг. 220. 4,88 м цилиндрический затвор для плотины Дикс-Ривер.

выступы, препятствующие цилиндру вращаться. Прозор между направляющей и ползуном на цилиндре равен 6 мм. Рабочим механизмом служит подъемная винтовая рейка, приделанная к верху цилиндра и приводимая в движение электромотором, управляемым на расстоянии из силового здания.

Затвор пропускает воду при любой величине отверстия, начиная от долей сантиметра и кончая полной высотой подъема, причем чрезмерной вибрации не наблюдалось. Благодаря своему весу затвор совершенно плотно прилегает к опоре.

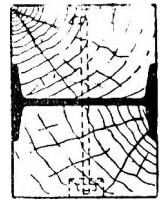
Летом текущего года¹ поставлен второй цилиндрический затвор у водоприемного устройства тоннеля диаметром 6,4 м, подающего воду в станцию Биг Крик (Big Creek), № 3; этот затвор соответствует фиг. 219, С. Диаметр его 6,7 м; высота 23,5 м. Он рассчитан на максимальный расход 85 м³/сек. Он движется внутри бетонной башни диаметром 8,6 м.

На этом типе затвора остановились, основываясь на сравнительных расчетах и калькуляциях игольных и скользящих затворов и низких цилиндрических затворов с верхними и нижними опорными частями. Выбор этого типа объясняется более низкими первоначальными затратами, большей простотой обслуживания и меньшим количеством частей, подверженных повреждению ниже поверхности воды. Обшивка затвора подвергается растяжению, а не сжатию, благодаря чему напряжения в ней более определены, и нет необходимости в мощной внутренней обрешетке. Этого достигли, спроектировав башню затвора так, что вода направляется кверху через отверстие затвора, а когда цилиндр поднят, вытекает наружу радиально в некоторое подобие спиральной камеры, окружающей затвор: отсюда вода течет в тоннель. Затвор не рассчитан на частичное открытие, и проток воды регулируется затворами на другом конце 9,5-ки тоннеля. Во избежание стирания бетонных проходов для воды, когда затвор частично открыт при порожнем тоннеле, предусмотрено наполнение последнего с помощью двух обводных затворов диаметром по 0,92 м; главный затвор поднимают на полную высоту отверстия, после того как тоннель наполнится водой при закрытых затворах у нижнего конца.

160. Шандоры. Для осмотра и ремонта затворов водоприемных устройств необходимо иногда осушать их. Иногда с большой предусмотрительностью устраивают запасные затворы, которыми можно быстро работать. Однако это слишком специальный вопрос, чтобы останавливаться на нем в деталях. Вообще же считают, что хорошо сконструированные затворы не требуют частого осушения. Поэтому обычно для этой цели довольствуются одним устройством шандоров. Шандоры обыкновенно состоят из деревянных балок, которые закладываются на место в вертикальные пазы (по сторонам отверстия) вверх по течению от затвора. Если подлежащее закрытию отверстие широко и глубоко, то пользуются двуглавными стальными балками с приболченными к ним деревянными балками (фиг. 221). Стальные балки обеспечивают необходимое сопротивление и достаточный вес, облегчающий установку шандоров и ослабляющий плавучесть дерева.

Пазы для шандоров устраивают иногда вверх по течению от решеток (фиг. 213), но чаще они расположены непосредственно перед затвором, как, например, на фиг. 204, где размер отверстия значительно меньше. В последнем случае, если нельзя отвести воду из аванкамеры, устои между решетками снабжают выступами, выступающими вверх по течению (фиг. 204), так что в тех, очень редких, случаях, когда нужно отвести воду от решетки, можно устраивать перемычку.

Если не принято особых мер, чтобы бетон в пазах имел исключительно гладкую поверхность, то укладка шандоров и уплотнение их сопря-



Фиг. 221—Типичные шандоры из стали и дерева.

¹ 1927 год, судя по дате американского издания. *Ред.*

жены с известными затруднениями. Поэтому часто пользуются деревянными или стальными пазами по образцу применяемых для скользящих затворов (фиг. 201). Когда пользуются деревянными шандорами, то требуются особые меры для преодоления плавучести дерева.

На фиг. 222 изображен анкерный болт, впущенный в бетон около каждого из пазов; к нему прикрепляют временную деревянную поперечную балку, которая служит опорой при опускании шандоров домкратами.

На фиг. 223 указано приспособление, которым пользуются в тех особых случаях, когда плавучесть дерева недостаточна, чтобы шандоры могли всплывать, и когда их приходится вытаскивать, преодолевая давление воды. Оно состоит из болта, пропущенного через зарубку на одном конце каждого шандора; за этот болт захватывают багром при вытаскивании шандора.

161. Усилие, потребное для работы затворами и клапанами. Скользящие затворы. Усилие, потребное для поднятия скользящего затвора, равно сопротивлению трения затвора,

нагруженного давлением воды, плюс вес затвора. Усилие, потребное для опускания скользящего затвора, равно силе трения минус вес затвора.

Пусть F — усилие, потребное для движения затвора, в килограммах;

A — площадь брутто затвора в кв. метрах¹;

H — напор в метрах от поверхности воды до центра A ;

K — коэффициент статического трения;

W — вес затвора в килограммах с поправкой на закон Архимеда.

В таком случае для открытия затвора требуется усилие:

$$F = 1000 HAK + W, \quad (125)$$

а для закрытия:

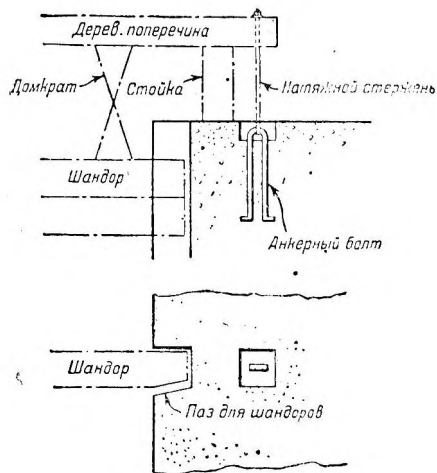
$$F = 1000 HAK - W. \quad (126)$$

Приведенные уравнения относятся к скользящим затворам, работающим без обводных затворов. Относительно усилия, необходимого для работы при наличии обводных затворов,

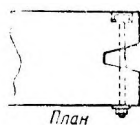
§ 1555.

Рекомендуется для дерева, прокатной стали и обработанного литья, когда они соприкасаются с поверхностями из того же материала, или для любых комбинаций поверхностей из этих материалов, пользоваться величиной коэффициента $K = 0,6$. Для бронзовых частей, скользящих по одной

Обычно при определении величины A включают половину площади опоры, исходя из теоретической предпосылки, что давление между затвором и седлом убывает от полного давления у наружной кромки до нуля у внутренней кромки опоры.



Фиг. 222. Устройство для опускания шандоров.



Фиг. 223. Особое приспособление для вытаскивания шандоров.

из вышеперечисленных поверхностей, рекомендуется коэффициент $K = 0,6$; для бронзы, скользящей по бронзе, следует пользоваться коэффициентом $K = 0,45$. Приведенные величины K применимы только притом обычно наблюдающемся условии, чтобы нормальное положение затвора водоприемного устройства было открытое. Если можно предполагать, что затворы будут долгое время закрыты, предыдущими цифрами можно пользоваться, если одной из поверхностей касания служит дерево; если же бронза скользит по прокатной стали или по обработанному литью или по бронзе же, то приведенные цифры следует увеличивать на 50%. Для затворов, нормально закрытых, не следует применять прокатной стали, чугунного и стального литья иначе как в комбинации с деревом или бронзой, так как имеется риск, что ржавление будет препятствовать скольжению.

Обычно не задаются коэффициентом запаса на материальные препятствия, могущие образоваться под затвором при его закрытии, так как такие препятствия наблюдаются редко и так как гораздо рациональней просто удалять их, нежели стараться прорезать их добавочным усилием затворного механизма. Кроме того, всякий хорошо рассчитанный подъемник всегда обладает известным запасом мощности.

Гусеничные затворы. Согласно данным Э. Б. Филипса (E. B. Philips) подъемники, для работы гусеничными затворами, рассчитаны на: сопротивление качения роликов бесконечной цепи по роликовой колее, равное 5% гидростатического давления на поверхность затвора, плюс вес затвора, плюс вертикальная составляющая давления воды на наклонную поверхность затвора, минус плавучесть, или взвешивающее давление на закрытый затвор.

Филипс сообщает также, что хотя на сопротивление качения, как сказано выше, и принимается цифра 5%, но заводские испытания показали, что это сопротивление при идеальных условиях меньше 1%. Этот коэффициент запаса плюс 50% или более запасной мощности подъемника гарантируют успех работы при возможных неточностях сборки затвора, как указано в § 156¹.

Роликовые затворы. Усилие, потребное для работы затворами с роликовыми опорами типа Сирнит (фиг. 206 и 207), в которых давление на затвор передается через буксы на колеса, движущиеся по направляющим затвора, выражается формулами (127) и (128). Эти уравнения непосредственно приложимы, однако, только к случаю, когда ролики ходят по вертикальным направляющим и прилагаемое усилие также вертикально. В том же случае, когда направляющая образует угол с направлением усилия, как, например, в начале поднятия щита Сирнит, усилие, потребное для поднятия щита, равно $F + P \cdot \operatorname{tg} \alpha$, где α — угол между направлением усилия и направлением движения.

$$F = \frac{P}{R} (f_r + f_a r) + W, \quad (127)$$

где F — усилие, потребное для поднятия щита, в килограммах;

P — давление воды на щит в килограммах;

R — радиус роликов в метрах;

¹ Отметим, что 5% на сопротивление качения с коэффициентом запаса 1,5 являются более осторожной цифрой, чем 3% на сопротивление трения с коэффициентом запаса 2, которые мы приводим ниже для роликовых затворов. Эта цифра гарантирует добавочную мощность подъемника, достаточную для преодоления сопротивления от возможных неточностей сборки затворов гусеничного типа.

r — радиус осей в метрах;
 f_r — коэффициент трения качения;
 f_a — коэффициент трения оси в буксах;
 W — вес щита в погруженном состоянии;

$$F_1 = \frac{P}{R} (f_r + f_a r) - W, \quad (128)$$

где F_1 — усилие, потребное для опускания щита, в килограммах.

Начальный коэффициент трения оси f_a при обыкновенных буксах с достаточной надежностью можно приравнять 0,3. Если букса имеет шариковые подшипники, то f_a не больше 0,01. Начальный коэффициент катящего трения следует принимать равным 0,003 [Тёрстон (Thurston) указывает цифры между 0,001—0,003 («Mech. Eng. Handbook», 1-е изд., стр. 236, 242, 244)].

При определении размеров подъемника следует умножить величины F , полученные из приведенных выше уравнений, на коэффициент запаса 2.

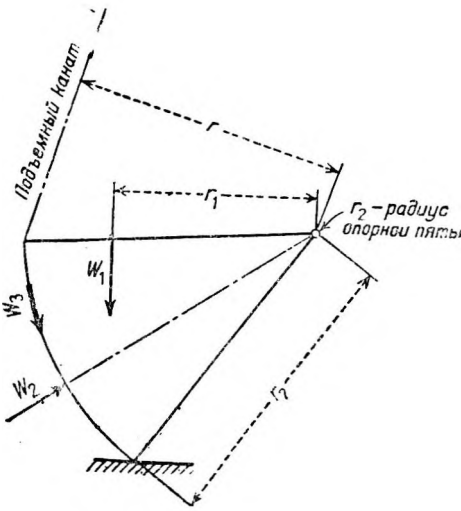
При этом типе затворов следует позаботиться о том, чтобы нагрузка не воспринималась направляющими, когда затвор закрыт, а ролики находятся в соответствующих углублениях. Когда это случается, то усилие в начале поднятия щита становится равным усилию, необходимому для поднятия скользящего щита.

Щиты Стоunea. При щитах типа Стоunea давление передается на катковую раму, и трение оси поэтому отпадает. Усилие, потребное для работы с такими щитами, определяется по уравнениям (127) и (128), причем коэффициент трения оси f_a приравняется нулю.

Сегментные затворы. Усилие, потребное для поднятия сегментного затвора, определяется по формуле:

$$F' = \frac{W_1 r_1 + W_2 r_2 K_2 + W_3 r_3 K_3}{r}, \quad (129)$$

где F — подъемное усилие;
 W_1 — вес затвора;
 r_1 — горизонтальное расстояние между центром вращения и центром тяжести;
 W_2 — полное давление воды на затвор;
 r_2 — радиус оси вращения;
 K_2 — коэффициент трения подшипника;
 W_3 — давление воды на уплотняющие боковые полосы;
 r_3 — расстояние от центра вращения до уплотняющих полос;
 K_3 — коэффициент трения уплотняющих полос;
 r — плечо рычага подъемного каната (фиг 224)



Фиг. 224.

Все веса и усилия определяются в килограммах, размеры — в метрах.

Коэффициент трения K_2 зависит от рода материала, из которого изготовлены ось и подшипник; для каждого материала в справочниках по механике приводятся соответствующие цифры. При несмазанном бронзовом подшипнике можно принять для затворов, нормально открытых, величину 0,45, для затворов, нормально закрытых, величину 0,65.

Начальный коэффициент трения уплотняющей полосы K_3 при влажных поверхностях согласно отчету Гидравлической комиссии Национальной ассоциации электрического освещения за 1924 г. таков:

	Новая прокатная сталь	Ржавая прокатная сталь	Бетон
Газовая и электрическая компания Пасифик (Pacific Gas and Elec. Co).....		0,82 – 0,88	0,56—0,70
Железодельательные заводы Джошуа Генди (Joshua Hendy Iron Works).....	0,64 – 0,73		

За давление W_3 на уплотняющие полосы следует принимать полное давление на площадь полос, находящуюся в скользящем контакте. В действительности вес W_1 имеет преобладающее значение для потребной мощности подъемника, а в холодном климате он включает и те скопления льда, которые приходится поднимать вместе со щитом.

Дроссельные клапаны. Дроссельные клапаны имеют тенденцию закрываться при всех положениях диска, исключая совершенно открытое или закрытое. Доу рекомендует следующую формулу, выведенную на основании опытов, для определения момента, потребного для маневрирования дроссельными клапанами при истечении воды непосредственно в атмосферу:

$$M = 124 hD^3, \quad (130)$$

где M — момент в $кзм$,

h — напор на клапан в метрах,

D — диаметр клапана в метрах.

При тех напорах, при которых обычно пользуются дроссельными клапанами, можно пренебрегать трением, но при очень малых напорах можно учитывать его аналогично тому, как это указано в разделе «Усилие, потребное для работы секторными затворами». Нормальная работа дроссельных клапанов в закрытых водоводах требует меньшего момента, чем при свободном истечении в воздух, но так как бывает необходимо закрывать такие клапаны при поломке водовода, которая практически влечет за собой свободное истечение, то рабочий механизм для таких заслонок в закрытых водоводах должен быть рассчитан на сопротивление закрыванию и открыванию; сопротивление это определяется по вышеприведенной формуле (130).

Момент, потребный для нормального открытия дроссельных клапанов, в закрытых водоводах определить более трудно; он связан с учетом факторов слишком сложных, чтобы рассматривать их здесь. Фактически стандартные рабочие механизмы клапанов в закрытых водоводах обычно рассчитываются на сопротивление момента открывания и закрывания, находимое по формуле (130) для случая свободного истечения.

Величиной, напора h , вставляемого в формулу (130), следует считать статический напор на заслонку минус все потери трения выше клапана плюс всасывающий напор ниже заслонки, если он налицо. Такой всасывающий напор может возникнуть, если водовод имеет ниже заслонки уширение, восстанавливающее часть скоростного напора, как в турбинных всасывающих трубах.

162. Мощность и к. п. д. подъемников.

- Пусть F — усилие, которое нужно приложить к затвору;
 f — рабочее усилие, прилагаемое к подъемнику;
 G — передаточное число подъемника, выраженное десятичной дробью;
 E — к. п. д. подъемника, выраженный десятичной дробью;
 e — к. п. д. пары передаточных частей, включая подшипники;
 T — крутящий момент, потребный для работы подъемником, в кгм;
 S — число оборотов в минуту ручного привода или мотора;
 s — скорость движения затвора в м/сек;
 H — мощность в л. с., необходимая для работы подъемника;
 R и r — радиусы рукоятки и зубчаток;
 p — шаг червячной или винтовой передачи.

Все размеры даются в метрах, а усилия — в килограммах.

Передаточное число подъемника G есть теоретическое отношение усилия, приложенного к подъемнику, к усилию действия подъемника на затвор, без учета трения. Он также равен произведению передаточных чисел его составных частей. Передаточное число легче уясняется при рассмотрении каждого вала в отдельности. Так, на фиг. 225 передаточные числа:

$$\text{вал } A = \frac{R_1}{r_1},$$

$$\text{вал } B = \frac{R_2}{r_2},$$

$$\text{вал } C = \frac{R_3}{r_3},$$

а передаточное число

$$G = \frac{R_1 R_2 R_3}{r_1 r_2 r_3}.$$

Равным образом на фиг. 226 передаточные числа равны:

$$\text{вал } A = \frac{2\pi}{p_1},$$

$$\text{вал } B = \frac{R_2}{r_1},$$

передаточное число подъемника

$$G = \frac{2\pi R_1 R_2}{p_1 r_2}.$$

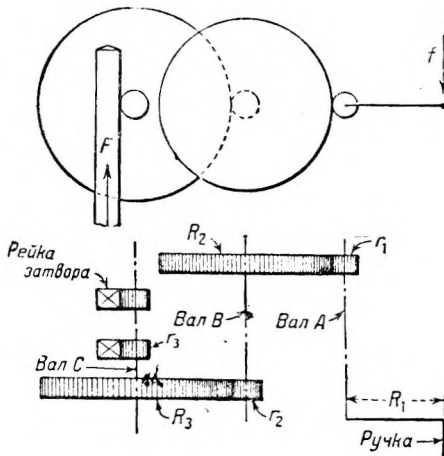
Также на фиг. 227 передаточные числа равняются:

$$\text{вал } A = \frac{2\pi R_1}{p_1},$$

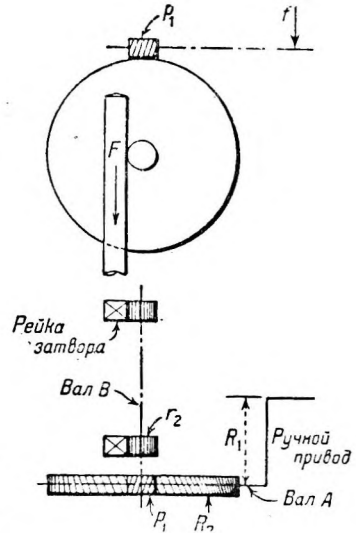
$$\text{вал } B = \frac{2\pi R_2}{p_2},$$

а передаточное число подъемника

$$G = \frac{4\pi^2 R_1 R_2}{p_1 p_2}$$



Фиг. 225. Подъемник с зубчатой рейкой и колесной передачей.



Фиг. 226. Подъемник с зубчатой рейкой и червячной передачей.

Наконец, на фиг. 228 передаточные числа равны:

$$\text{вал } A = \frac{R}{r}; \text{ полиспаст } = n,$$

где n — кратность подвески (4 для фиг. 228.), а передаточное число подъемника $G = \frac{nR}{r}$.

Коэффициент полезного действия подъемника есть отношение теоретического усилия, потребного для работы затвором при отсутствии трения в подшипниках и передачах, к действительному необходимому усилию. Коэффициент полезного действия подъемника равен произведению к. п. д. его составных частей. Пусть к. п. д., выраженный десятичной дробью, включая подшипники и подпятники, равен:

e_R = к. п. д. пары зубчатых колес,

e_S = к. п. д. винтовой передачи,

e_W = к. п. д. червячной передачи,

Отсюда, так как подъемник на фиг. имеет три пары передаточных колес, его к. п. д. равен:

$$E = e_R^3.$$

Для подъемника по фиг. 226, имеющего одну червячную и одну лесную передачу, к. п. д. равен:

$$E = e_W e_R$$

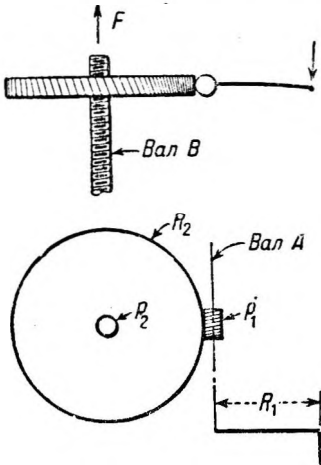
и для подъемника по фиг. 227 с одной червячной и одной винтовой передачей к. п. д. равен:

$$E = e_W e_S$$

Точное определение к. п. д. составных частей подъемника может быть сделано только после тщательного изучения этих частей, предполагаемого способа смазки и качества ухода за подъемником после его установки.

Филипс дает следующие приближенные цифры к. п. д. отдельных передач с подшипниками (эти цифры можно считать надежными при хорошем содержании подъемников).

	Простые чугунные подшипники	Бронзовые или баббитовые подшипники	Шариковые подшипники	Обыкновенные роликовые подшипники
Зубчатая передача с нарезными зубьями	0,91	0,94	0,95	0,94
Зубчатая передача с необработанными зубьями	0,88	0,90	0,91	0,90
Коническая зубчатая передача с нарезными зубьями	0,90	0,92	0,94	0,93
Коническая зубчатая передача с необработанными зубьями	0,86	0,88	0,89	0,88



Коэффициент полезного действия каждого шкива для стального троса и его подшипников (в полиспадах и таях) равен примерно 97%.

Коэффициенты полезного действия винтовых и червячных передач изменяются в зависимости от угла нарезки и обычно много ниже, чем у зубчатых и конических передач.

Действительный к. п. д. можно определить только с учетом ряда очень сложных факторов; по этому вопросу мы отсылаем читателя к справочникам по машиностроению.

Сила f , потребная для работы подъемников, равна:

$$f = \frac{F}{E}$$

Фиг. 227. Подъемник с винтовой рейкой и червячной передачей.

Крутящий момент, необходимый для работы подъемника:

$$T = \frac{F R_1}{G E},$$

где R_1 — плечо рычага приложенной к подъемнику силы.

Число оборотов в минуту ручного колеса или мотора, необходимое для работы подъемником при заданной скорости подъема, равно:

$$S = \frac{G s}{2\pi R_1},$$

а мощность в л. с., необходимая для работы с затвором заданной скоростью, равна:

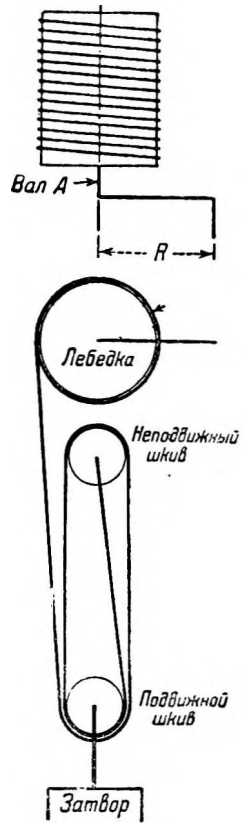
$$H = \frac{F s}{75 E}.$$

163. Замечания о различных видах передач.

Опыт показал превосходство зубчатой передачи над всеми прочими видами передач, как в смысле долговечности, так и в смысле высоты к. п. д. Ее главный недостаток заключается в том, что она не дает такого большого передаточного числа, какое дают винтовая и червячная передачи, и что поэтому она требует большего количества передаточных частей и большего пространства и веса подъемника.

Малый к. п. д. винтовых и червячных передач, требующий большей затраты труда на работу затвором, не имеет значения при очень небольших затворах и при подъемниках без ручного привода, особенно, если они работают редко, как это обычно и бывает. Для уменьшения размеров передвижных подъемников часто устраивают комбинацию червячной передачи с зубчатой (фиг. 235). Иногда червячную передачу применяют в подъемниках с зубчатой рейкой (фиг. 230), но предпочтительнее устраивать зубчатую передачу (фиг. 231), так как обыкновенно располагают достаточным пространством для подъемника с зубчатой передачей. Коэффициент полезного действия зубчатых и червячных передач существенно повышается, если они снабжены роликовыми подшипниками и подпятниками, но это экономично только при крупных передаточных механизмах. Как червячные, так и винтовые передачи усовершенствованного типа часто устраивают погруженными в масляную ванну (фиг. 232 и 235).

Подъемники с необработанными литыми зубчатыми колесами обычно не защищают от непогоды. Другие виды передаточных механизмов следует предохранять от атмосферных влияний, если за ними нет особо тщательного надзора. Так как под затвором могут скопиться препятствия, то передаточный механизм подъемника должен быть рассчитан на полную мощность двигателя. Червячная передача выгодна в том отношении, что она не позволяет затвору быстро закрываться и под действием собственного веса (самоторможение).

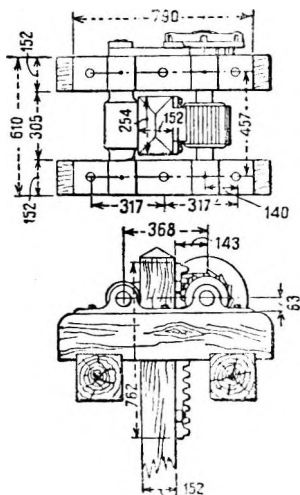


Фиг. 228. Канатный подъемник.

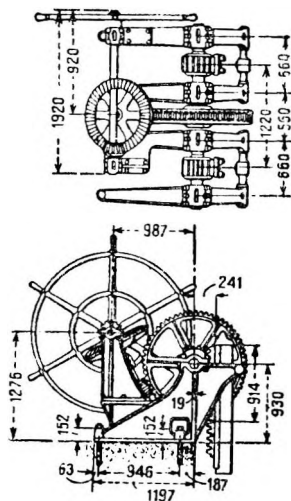
164. Выбор типа подъемника. Для работы затворами водоприемных устройств пользуются разнообразными механизмами; приводим наиболее употребительные, которые будут описаны в последующих параграфах:

подъемники с зубчатыми рейками (фиг. 231),
 подъемники с винтовыми штангами (фиг. 232),
 канатные (барабанные) подъемники (фиг. 234),
 гидравлические подъемники (фиг. 236).

Канатный подъемник применяется исключительно для таких затворов, которые могут закрываться под действием собственного веса, как, например, сегментные, гусеничные и щиты Стоуня. Для тех же затворов, которые



Фиг. 229. Размори подъемника марки А, компании Морган Смес. Максимальная подъемная сила 2 200 кг. Все размеры в миллиметрах.



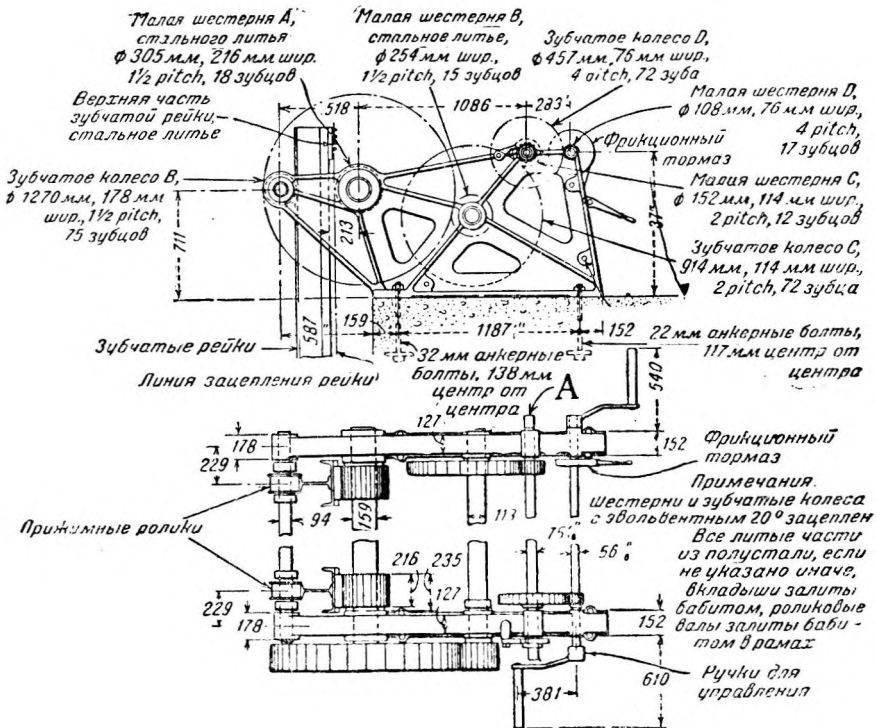
Фиг. 230. Размеры подъемника марки В, компании Морган Смес. Максимальная подъемная сила 9 500 кг на две рейки. Все размеры в миллиметрах.

требуют положительного усилия для своего закрытия, приходится выбирать один из других типов. Для очень малых затворов и всех задвижек предпочтительны подъемники с винтовой штангой. Для более крупных типов щитов подъемники этого рода обходятся слишком дорого, и, учитывая низкий к. п. д. передаточных механизмов, затрата труда на подъем, если он ручной, чрезмерно велика. Кроме того, необходимо, чтобы движение затвора совершалось с большей точностью, так как всякое отклонение штанги в сторону от намеченного пути во время работы тормозит передачу, уменьшает к. п. д. и влечет за собой значительный износ механизмов. Подъемники с зубчатой рейкой более выносливы и не требуют большого надзора и ухода. Ими можно пользоваться при рейках, собранных из сортовой стали. С другой стороны, они занимают в водоприемных устройствах больше места, и мощность их ограничена.

Оба типа хорошо работают с моторами. Для подъемников мощностью от 10 до 30 т, по-видимому, предпочтителен тип с зубчатой рейкой. Для

очень высоких мощностей применяется исключительно тип подъемника с винтовой штангой.

Гидравлические подъемники в прошлом применялись редко, но за последние годы многие инженеры рекомендуют пользоваться ими при известных специальных условиях. Их главное преимущество — простота конструкции. С другой стороны, они требуют ряда вспомогательных устройств:



Фиг. 231 — Ручной подъемник для затвора с зубчатой передачей и двумя рейками. Подъемная сила 27 200 кг.

насосов, резервуаров, клапанов, трубопроводов. Они особо пригодны для высоких мощностей, и в будущем, вероятно, этим типом подъемников будут пользоваться гораздо чаще.

165. Подъемники с зубчатой рейкой. Приведем некоторые из многочисленных встречающихся типов подъемников с зубчатой рейкой:

рычажный подъемник с одной рейкой (фиг. 229),

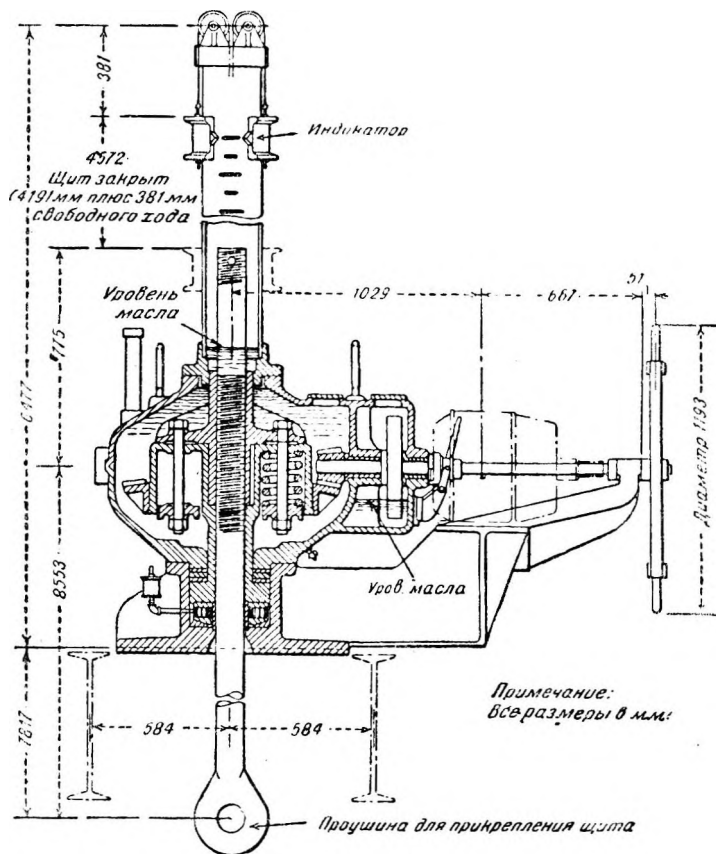
подъемник с колесной и зубчатой передачей и с двойной рейкой (фиг. 230),

подъемник с двойной рейкой и колесной передачей (фиг. 231).

Рычажный подъемник, у которого один конец рычага часто представляет собой торцовый ключ (насаживаемый на тот же вал, на который насажена шестерня, сцепляющаяся зубчатой рейкой) применяется только при малых мощностях.

Зубцы шестерен и зубчатых колес обычно не нарезные (необработанные), а литые. Это возможно, так как движения медленны, а также и потому,

что подъемники этого рода часто бывают не защищены от атмосферных влияний. Зубцы (реек) обыкновенно чугунные за исключением верхней части зубчатых реек подъемников большой мощности и сцепленных с ними шестерен, выполняющих самую тяжелую работу; они предпочтительно делаются из стального литья. Стараются избегать закрытых передач, особен-



Фиг. 232. Винтовой подъемник для затвора на Спайр Фолс, шт. Нью-Йорк для щита шир. 5,49 м, выс. 3,66 м под напором 9,14 м. Подъемная сила 68 000 кл, сила нажатия 22 680 кл. Фирма М. Г. Тривелль

но в холодном климате при незащищенных подъемниках, так как есть риск скопления льда и грязи, могущих повлечь за собой поломку зубцов. Для того чтобы незакрытые передачи обладали необходимым сопротивлением, приходится делать их из стального литья.

Если подъемник работает от мотора, то для быстроходной части подъемника применяют передаточные части с нарезанными зубьями, причем их помещают для защиты в коробки или кожуха (как передачи, так и моторы).

Ввиду низкого к. п. д. червячных передач и необходимости лучшей их защиты, а также лучшего ухода для подъемников с зубчатой рейкой чаще применяют обычную зубчатую передачу, особенно при больших раз-

мерах подъемника, если недостаток места или иные условия не вынуждают пользоваться червячной передачей. Часто устраивают приспособление для прикрепления рукоятей к более быстроходному валу, как, например, в А на фиг. 231 для ускорения операции при легкой нагрузке.

Моторный привод требует введения ступени с большим передаточным числом; кроме того, необходима муфта для выключения этой добавочной передачи при ручном подъеме в случае порчи мотора.

166. Винтовые подъемники. На фиг. 232 изображен типичный винтовой подъемник крупных размеров, на фиг. 233 — такой же подъемник небольшого размера.

Первая конструкция полностью защищена от атмосферных влияний, вплоть до колпака над поднимающейся штангой.

Крупные подъемники этого типа обычно имеют роликовую опору под кольцевым подпятником для ослабления трения при подъеме.

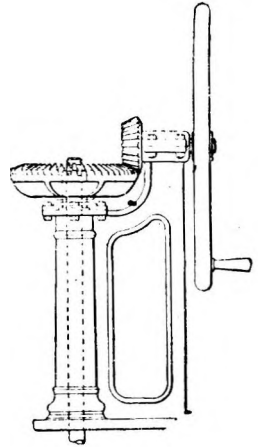
Если для закрытия (опускания щита) требуется большое усилие, то над кольцевым подпятником также устраивают роликовую опору. Для достижения максимума полезного действия винт должен быть спроектирован так, чтобы щит мог почти преодолевать сопротивление передачи и начинать опускаться под действием собственного веса.

167. Канатные подъемники. На фиг. 234 изображен подъемник канатного типа, предназначенный для работы гусеничным затвором, но очень схожие с ним конструкции применяются и для щитов Стоunea и других затворов, могущих закрываться под действием собственного веса.

На фиг. 235 изображен тип подъемника, особенно пригодный для работы сегментными затворами.

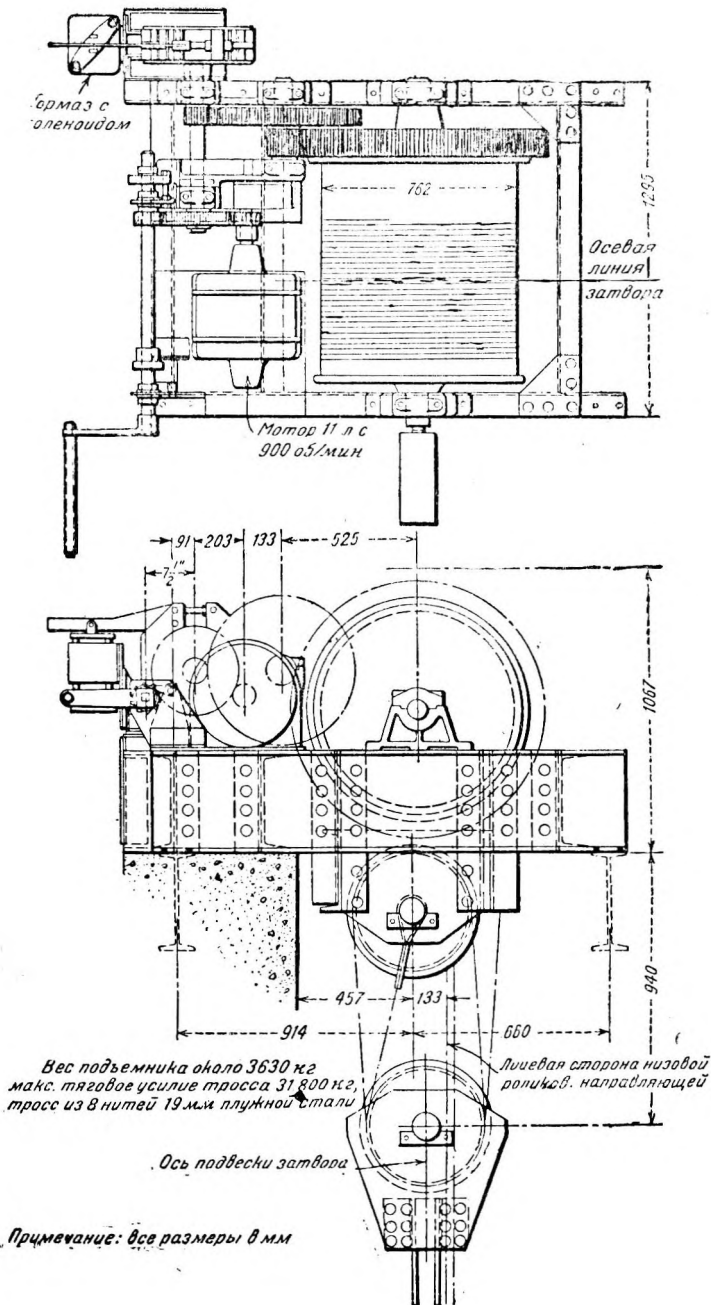
Сегментный затвор обычно поднимают с помощью двух тросов или цепей, привязанных к нижним углам лицевой стороны затвора. Когда затвор поднимается, цепь или канат укладывается в желобки на барабане. Некоторые подъемники сегментных затворов имеют барабан, состоящий из двух усеченных конусов, причем узкий конец каждого конуса расположен вблизи конца вала. Цепь начинает навиваться с узкого конца конуса, что дает в начале подъема большой момент кручения. Канатные подъемники оборудуются цепями или стальными тросами; цепи обычно применяются тогда, когда не требуется полиспаство или талей (фиг. 234).

168. Гидравлические подъемники. Гидравлический подъемник состоит из цилиндра, в котором ходит поршень, соединенный с затвором и поднимающий и опускающий этот последний с помощью давления какой-либо жидкости. Давление обеспечивается насосами, в которых жидкостью служит масло (описание таких подъемников у затворов турбин высоконапорных установок см. в § 190)¹. Применяют давления до 70 кг/см^2 , но опыт показал, что предпочтительны давления около 14 кг/см^2 . Набивка поршня, особенно при высоких давлениях, редко бывает настолько плотной чтобы держать затвор открытым, и для удержания последнего в открытом



Фиг. 233. Типичный подъемник для малого затвора плотины. Компания Лудло.

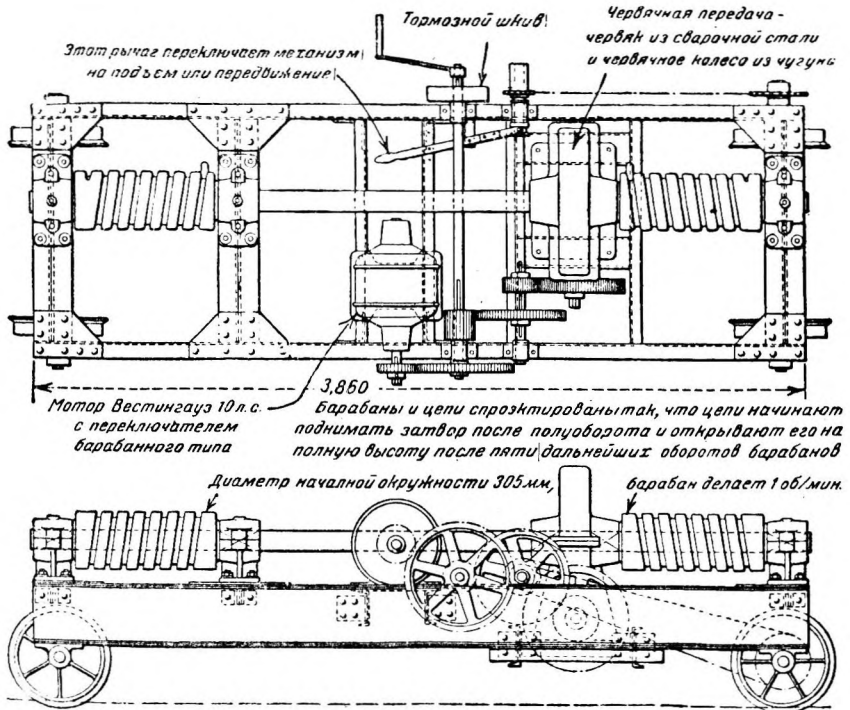
¹ Глава о трубопроводах, 2-я часть справочника. Ред.



Фиг. 234. Тип канатного подъемника для затвора, фирмы Филип и Дэвис, Кентон, Огайо.

состоянии требуется защелка или иное приспособление. По этой и ряду других причин гидравлические подъемники не особенно пригодны для управления на расстоянии.

Типичное устройство затворов, обслуживаемых гидравлическими подъемниками, имеется на станции Вернон (Vernon) (Энергетической компании Новой Англии). Приводим выдержку из описания их, составленную Доу для весеннего съезда Американского общества инженеров-механиков в 1925 г.



Фиг. 235. Передвижной подъемник для работы сегментными затворами, плотина Керкгофф, Сен-Джонкинская компания электроосвещения и энергетики.

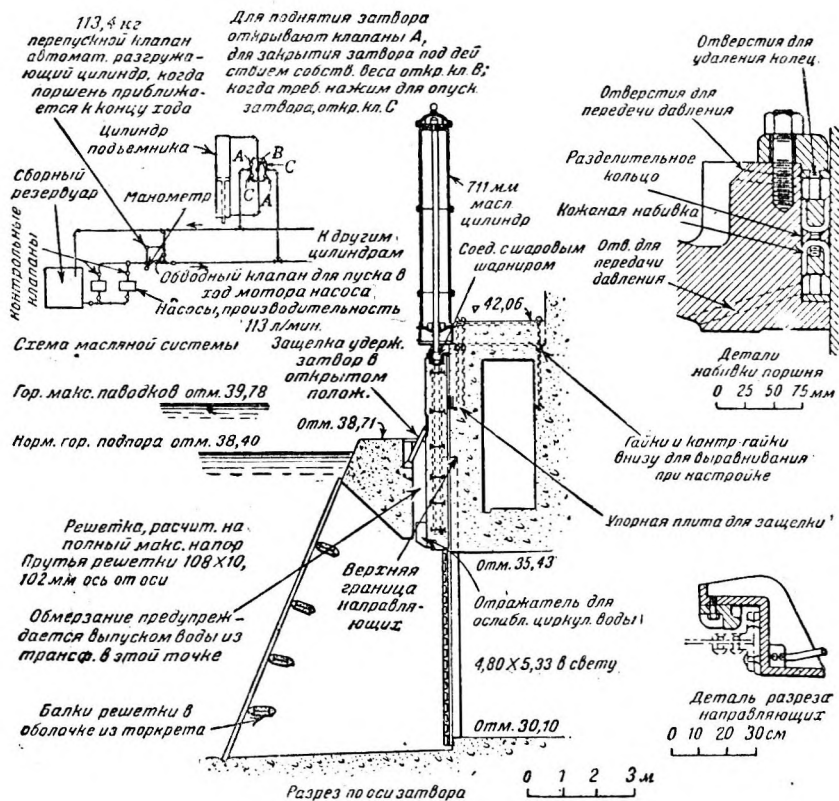
Фиг. 236 иллюстрирует типичную низконапорную установку, изображая затворы вернонских агрегатов, принятых в эксплуатацию в 1921 г.

Каждый из агрегатов имеет мощность 5 000 квт при напоре в 10,4 м и расходе в 51 м³/сек. Каждый агрегат снабжен двумя затворами высотой 5,33 м при 4,80 м ширины и обслуживается 711-мм масляными цилиндрами.

Соответственно энергетической практике Новой Англии эти затворы рассчитаны на закрытие в экстренных случаях под полным напором без противодействия, что позволяет прекратить проток при открытых направляющих аппаратах или при полной поломке турбин. Для облегчения экстренного закрытия затворы сделаны очень тяжелыми (54 500 кг каждый), они состоят из рамы из сортовой стали, заполненной бетоном. Листовой обшивки не имеется. Веса затворов плюс нажатие подъемника достаточны, чтобы обеспечить закрытие при коэффициенте трения затвора по направляющим, превышающем 0,75. Открытие затворов производят, уравновесив дав-

ение с помощью обводных затворов. Эти последние принадлежат к типу обыкновенных скользящих щитов и имеют опорные полозья из сортовой стали, опирающиеся на чугунную раму.

Гидравлическим подъемникам, применяемым для этих затворов, свойственны свои особые преимущества и недостатки. Они очень просты и несложны, вероятно, менее подвержены порче из-за невнимательного или



Фиг. 233. Гидравлические подъемники Вернонской установки, принадлежащие Энергетической компании Новой Англии.

неумелого обращения, чем другие типы. Предохранительный клапан предупреждает возникновение чрезмерного давления, и в случае какого-либо препятствия закрытию затвора не происходит никаких повреждений, так как давление просто постепенно возрастает, пока не начнет действовать клапан. При механическом подъемнике в аналогичных условиях происходит изгиб рейки, поломка зубцов или иное повреждение. При всех этих достоинствах гидравлические подъемники, обслуживающие тяжелые затворы, требуют защелки для удержания тяжести открытого затвора, что является осложнением, если, как это иногда бывает, в экстренных случаях хотя обеспечить закрытие затвора с помощью управления на расстоянии. Вернонские затворы в открытом состоянии поддерживаются защелками из тяжелого трубчатого железа, и приходится прежде чем закрывать затвор,

приподнять его и освободить защелку. Если гидравлические подъемники применяются в холодном климате и не защищены от атмосферного влияния то необходимо пользоваться жидкостью, которая не может замерзнуть и испортить аппарат или сделаться настолько вязкой, чтобы потерять текучесть. Вернонские цилиндры наполнены маслом для гидравлических домкратов, испытанным на низкую температуру; штоки должны быть гладкими, иначе будет сильно изнашиваться набивка, и произойдет чрезмерная потеря масла. Стенки цилиндра должны быть тоже гладкими, чтобы излишне не изнашивалась набивка поршня. Требуется большая производительность насосов, так как подъемники должны работать, несмотря на небольшие утечки жидкости мимо поршня. Энергетическая компания Новой Англии по этой причине остановилась для установок такого рода на насосах с минимальной производительностью в 114 л/мин, но желательна еще более высокая производительность, хотя теоретически необходимая скорость работы достижима и при значительно меньшей производительности.

Большинству из нас пришлось на горьком опыте ознакомиться с теми трудностями, с которыми сопряжено обслуживание тяжелых затворов гидравлическими подъемниками в противоположность легким. Опускание затворов этого рода обычно производят, отводя рабочую жидкость с низа цилиндра в его верхнюю часть, причем тяжесть затвора нажимает на поршень и вызывает то давление, которое гонит жидкость снизу вверх. Другими словами, движение происходит навстречу давлению, и если в набивке поршня нет разделяющего кольца точно необходимого размера, то проявляется тенденция к выталкиванию нижней манжеты (U-образной) вверх мимо верхней набивки. В результате образуются большие складки и заклинивание у стенок цилиндра, вследствие чего кожа быстро протирается насквозь. Автор живо помнит те часы, когда ему пришлось мучиться со спроектированным им затвором, который регулировал работу установки в 24 000 л. о и должен был начинать действовать в 7 ч. утра, но упорно не открывался, потому что кожаная набивка поршня протерлась насквозь. Затвор начал работать только тогда, когда в насос пустили достаточно отрубей, чтобы отчасти затянуть отверстие и ослабить утечку.

Другая особенность выявляется, когда давление производят на верх цилиндра во время опускания затвора или тогда, когда он удерживается давлением ниже поршня. При этих условиях давление насоса накладывается на давление, вызванное тяжестью затвора, и в результате создается давление, могущее почти вдвое превышать намеченное при составлении проекта. Этого обстоятельства можно избежать соответствующим устройством соединений или с помощью перепускных клапанов. Вышеприведенное как будто сильно говорит против работы гидравлических подъемников, но на самом деле вопрос обстоит более благоприятно. Большинство затруднений, испытываемых при работе с гидравлическими подъемниками скорее досадно, нежели угрожающе, и с ними быстро справляются, в то время как поломка механического подъемника — совсем другое дело. Даже удвоенное давление едва ли может испортить какую-либо часть, исключая манометр, так как большинство цилиндров и трубопроводов проектируется с достаточным коэффициентом запаса, чтобы противостоять такому давлению. Построить механический подъемник такой же выносливости было бы очень трудно и дорого. Вернонские затворы, вероятно, отвечают условиям обстановки более полно, чем большинство сходных установок. Люди могут работать под защитой затворов без помехи от утечек. Первоначальные издержки умеренные,

содержание и износ сопряжены с ничтожными затратами. Совершенно отпадают затруднения при закрытии затворов благодаря обмерзанию, так как теплую воду из трансформаторов с водяным охлаждением проводят по трубкам в колодцы затворов, которые перекрывают досками для лучшего сохранения тепла. Площадь достаточно велика, и потеря напора практически исключена.

169. Движущая сила. Подъемники затвором могут обслуживаться вручную, электромотором или гидравлическим давлением.

Траутвейн (Trautwine) установил, что средний рабочий может прилагать к рукоятке механизма (штурвалу) усилие, равное 7,3 кг при скорости 4,6 м/мин в течение 8 час. с 25% времени на отдых. Усилие, прилагаемое к рукоятки в начале движения затвора, обычно быстро убывает по мере поднятия последнего, и для затворов, нормально закрытых, вначале не превышает 18 кг, а для затворов, нормально открытых, 13,6 кг. Этим цифрам соответствуют примерно 9 кг, после того как затвор тронулся с места. Наиболее удобный радиус штурвала примерно 38 см при высоте вала над полом 0,9 м. Радиус штурвала у различных фирм весьма разнообразен. Преимущество штурвала заключается в том, что при легкой нагрузке им можно работать очень быстро; в настоящее время, однако, штурвалы применяются редко, и чаще всего рукоятку приспосабливают к передаче на вал большой скорости для случаев легкой нагрузки.

Если подъемник настолько мощный, что ручной подъем становится утомительным, или если необходимо управлять им на расстоянии, то ставят электромотор. Необходимо, однако, обеспечить и запасный ручной привод на случай отказа мотора.

Для подъемников затворов применяют моторы постоянного или переменного тока. Выбор зависит от рода тока, применяемого для других вспомогательных установок станции. Обычно требуются моторы с переменной скоростью и с высоким начальным моментом кручения, так как очень редки случаи, когда типы подъемника и мотора таковы, что последний может развить полную скорость, раньше чем будет нагружен. Моторы с постоянной скоростью с успехом применяются для канатных подъемников, когда ослабления цепи или троса при закрытом затворе достаточно, чтобы мотор мог развить скорость раньше, чем затвор начнет подниматься. Такое устройство ограничивает, однако, круг применимости мотора. Если, например, затвор нужно приподнять только слегка, чтобы постепенно заполнить водовод, то его нельзя уже поднять выше, а нужно сначала закрыть его, чтобы произошло ослабление троса, позволяющее пустить мотор в ход.

В прошлом для вспомогательных стационарных установок чаще всего применяли моторы постоянного тока, в настоящее же время все более популярными становятся устройства, работающие на переменном токе. Этот род тока не так пригоден для моторов с переменной скоростью, как постоянный, но он очень пригоден для обслуживания подъемников затворов.

Моторы постоянного тока и переменной скорости имеют последовательную обмотку магнитов, моторы переменного тока и переменной скорости могут быть либо асинхронные с короткозамкнутым ротором большого сопротивления, либо с регулируемым сопротивлением ротора.

Для того чтобы мотор успешно обслуживал подъемник затвора, необходимо чтобы его можно было точно регулировать в конце хода затвора, особенно в случаях когда разбег дальше намеченной точки может повредить зубчатые колеса и вызвать повреждение. Почти все типы затворов допу-

скают при открывании в конце хода довольно щедрый излишний разбег мотора, но, исключая канатные подъемники, неспособные оказывать нажатие книзу, допускаемый добавочный разбег мотора в конце закрытия затвора весьма невелик.

Тип порога затвора, изображенный на фиг. 200 С, лучше всего подходит для работы мотором, так как затвор закрывается на несколько дюймов выше конечной точки максимально возможного хода затвора; пороги, показанные на фиг. 200 А и В, этому условию не удовлетворяют.

Вследствие инерции движущихся частей затвор проявляет известную тенденцию к небольшому дальнейшему движению после выключения тока мотора. Поэтому, если допущенный излишний разбег невелик, нужно уменьшить скорость работы к концу хода затвора, чтобы можно было остановить мотор в нужный момент; это достигается с помощью ручных контроллеров. Управлять такими контроллерами на расстоянии трудно, и поэтому необходимо обеспечивать для подъемников, управляемых на расстоянии, достаточный излишний разбег; для уменьшения скорости контроллер применять не следует. Контроллеры обычно изготавливаются на известное число скоростей при движении вперед и назад, хотя во многих случаях излишний разбег угрожает опасностью только в одном направлении. При закрытии затворов с помощью моторов переменного тока с короткозамкнутым ротором и моторов постоянного тока с последовательной обмоткой контроллеров не требуется, в том случае, если при скользящих затворах нагрузка сильнее всего к концу хода, так как скорость моторов этого типа тем меньше, чем больше нагрузка.

Зато скорость моторов переменного тока с переменным сопротивлением ротора изменяется только при пуске в ход, и поэтому для остановки их требуются контроллеры.

Для всех установок следует предусматривать выключатели — ограничители хода. Такие выключатели безусловно необходимы для подъемников, управляемых на расстоянии, чтобы в надлежащий момент выключить ток и остановить мотор. При ручном обслуживании они очень полезны, так как предупреждают излишний разбег по невнимательности обслуживающего. Необходимо согласовывать их работу с инерцией движущихся частей, чтобы после выключения тока затвор, продолжая свое движение, не достиг предела допустимого разбега и не помял частей передаточного механизма. Для затворов, которые способны преодолеть сопротивление передачи и закрываться под действием собственного веса, необходимы тормоза с соленоидом; такие тормоза начинают действовать автоматически, как только ток мотора выключен. Они полезны еще и в том отношении, что уменьшают длину пути, проходимого по инерции, как было разъяснено выше.

Национальная ассоциация электрического освещения (The National Electric Light Association) рекомендует (см. Отчет гидроэнергетической комиссии за 1924 г.) (Report of Hydraulic Power Comitee) применять кроме ограничивающего выключателя фрикционную передачу, состоящую из матерчатого диска, удерживаемого пружинами между двумя металлическими дисками. Этот вид передачи очень полезен, когда имеется риск, что какое-либо тело попадет под затвор и вызовет смятие частей передаточного механизма, раньше чем выключатель остановит работу подъемника. Опасность от таких материальных препятствий, однако, невелика, если водоприемное устройство защищено решетками, и фрикционная передача в этом случае является только лишней частью, требующей ухода за собой,

Для передвижных подъемников, обслуживаемых моторами, надземные роликоты токособиратели признаются наилучшими; применяют также системы штепселей и патронов; но они нередко являются источником хлопот, в особенности если есть риск переехать при движении подъемника через съемный соединительный кабель.

Каждый подъемник может иметь свой отдельный мотор, или же с помощью промежуточного вала с муфтами один мотор может быть использован для последовательного привода двух и более подъемников. Чаще всего, однако, пользуются для каждого подъемника индивидуальным мотором.

170. Передвижные подъемники. Согласно установившейся практике канатные подъемники ставят на колеса и передвигают их по верху водоприемного сооружения, чтобы поочередно обслуживать каждый затвор (фиг. 235).

Против применения передвижных подъемников в установках, не принадлежащих к низконапорным, выдвигают ряд возражений. Действительно могут встретиться чрезвычайные обстоятельства, при которых затвор, регулирующий работу того или иного отдельного агрегата или водоподводящего устройства, должен быть опущен по возможности быстро, если же подъемник находится далеко от данного затвора, то требуется время, чтобы разъединить его с затвором, который он в этот момент обслуживает, передвинуть к затвору, который требуется обслужить, и опустить последний. За этот промежуток времени могут произойти очень серьезные повреждения, которых можно было бы избежать, если бы затвор был соединен с подъемником, готовым работать немедленно. Для устранения этого дефекта на некоторых установках устроены защелки, позволяющие опускать затворы в случае экстренной необходимости. Во всяком случае необходимо, чтобы инженер, ответственный за проект, при разработке последнего сопоставил экономию на первоначальных издержках, которую дает пользование одним подъемником для целого ряда затворов, с той надежностью работы, какая получается при наличии индивидуального подъемника для каждого затвора. В средненапорных и высоконапорных установках высшего класса мы полагаем в большинстве случаев рациональным придавать каждому затвору индивидуальный подъемник. Передвижные подъемники обычно устанавливают на обыкновенную платформу или тележку, движущуюся по рельсовой колее. Если, однако, как это иногда встречается, водоприемное устройство имеет надстройку, то устраивают мостовой кран по типу, обычному для силовых зданий, который обслуживает не только затворы, но и решетки, приборы для очистки и шандоры. При отсутствии надстройки для этих целей пользуются порталным краном.

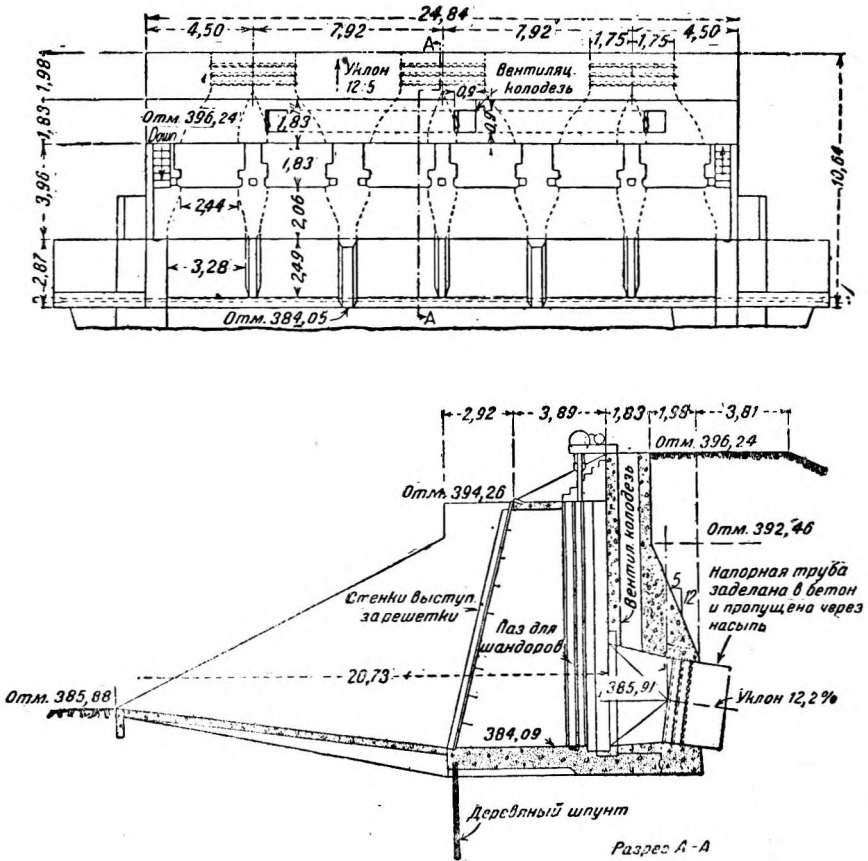
171. Водоприемные устройства. Как было разъяснено выше, водоприемные устройства делятся на два главных типа, но строгой демаркационной линии между ними нет:

а) Низконапорные водоприемные устройства, соответствующие небольшому колебанию горизонта воды в водохранилище (всего на несколько метров) (фиг. 237).

в) Высоконапорные водохранилищные устройства, соответствующие очень значительному колебанию горизонта (фиг. 241).

Основные требования к обоим типам одни и те же, но детали и тип оборудования могут быть в корне различными благодаря разнице в глубине воды, в которой приходится работать. Если высоконапорное водоприемное устройство строится при земляной плотине или плотине из каменной на-

броски, то ему обычно придают форму отдельно стоящей башни и детали конструкции совершенно иные, чем у низконапорных водоприемных устройств. Последние обычно рассчитываются во всех своих частях на возможность полной приостановки протока через решетки, если имеется значительный риск совершенного и неожиданного забития решеток льдом или плавающими телами. В этих случаях соответствующее гидростатическое давление на ре-



Фиг. 237. Водоприемное устройство установки Софт Мэпл.

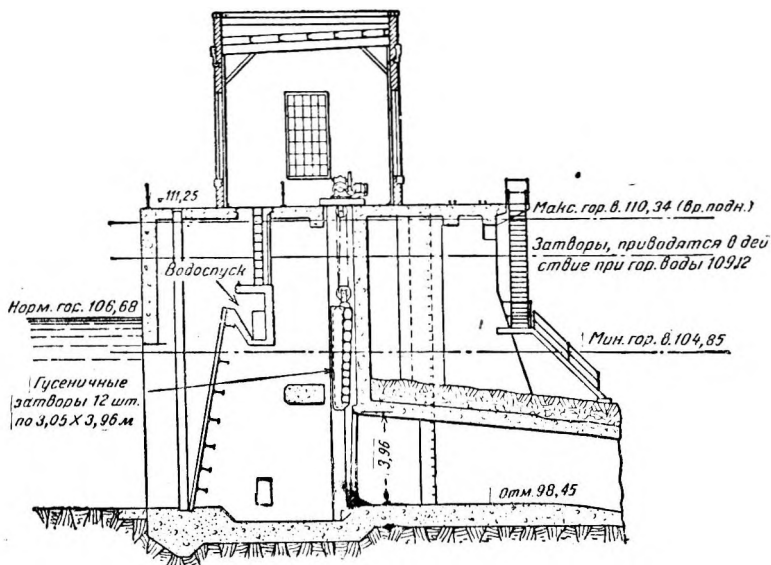
шетки, стены и другие части конструкции совершенно точно известно и наблюдается так редко, что при проектировании можно задаваться довольно высокими напряжениями. Для сортовой стали рационально принимать рабочее напряжение равным 1750 кг/см^2 , а для железобетона следует увеличивать нормальные рабочие напряжения на 33%.

В низконапорных установках в теплом климате, где плавающих тел очень немного, максимальный перепад на решетках можно с достаточной уверенностью принимать равным $1,6 - 2 \text{ м}$, при условии, чтобы водоприемное устройство было не слишком изолировано и чтобы обслуживающий персонал состоял из первоклассных опытных служащих. При таких условиях более значительное понижение горизонта воды у решеток может произойти

только в результате целых недель небрежного обслуживания и всегда будет обнаружено и компенсировано во избежание соответствующей потери энергии.

По мере увеличения глубины решеток риск полного прекращения потока убывает. Так, например, в высоконапорных водоприемных устройствах у выхода из крупного водохранилища количество плавающих тел всегда бывает весьма ничтожным, и вода вытекает из водохранилища так медленно, что лед может забить только ту часть решеток, которая расположена у поверхности воды.

Поэтому при низкой поверхности воды, малом наполнении водохранилища и соответственном возрастании риска забития льдом и наносами приходится рассчитывать на полное забитие только нижней части конструкции.



Фиг. 238. Водоприемное устройство установки Шерман Айленд.

При расчете сопротивления стен, контрфорсов и прочих частей водоприемного устройства следует учитывать все возможные условия работы и спуска воды для ремонта. Если водоприемное устройство должно разделяться на ряд пролетов, причем каждый соответствует отдельному агрегату, как показано на фиг. 237, то может случиться, что при работе одного единственного агрегата решетки именно этого агрегата будут забиты и стенки между ними и смежными агрегатами будут выдерживать полное давление воды.

Для каждого агрегата необходимо исследовать те напряжения, обусловленные напором воды, которые вызываются полным или частичным удалением воды при закрытии затворов или шандоров.

В следующих параграфах мы продолжаем описание деталей обоих типов водоприемных устройств.

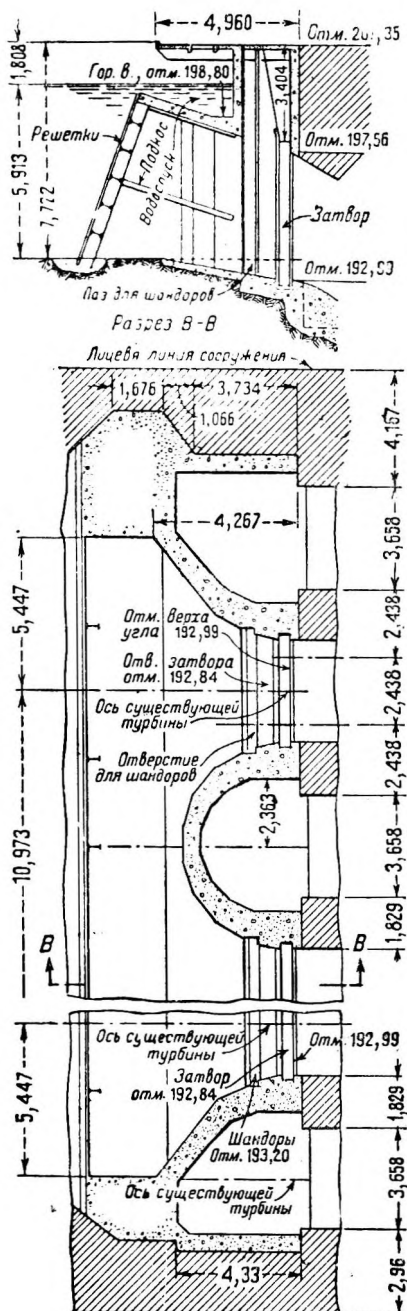
172. Низконапорные водоприемные устройства. Детали низконапорных водоприемных устройств зависят от местных условий и усмотрения проектировщика и поэтому бывают весьма различны. На фиг. 203, 213, 214, 216, 237, 238 и 239, изображены типичные примеры.

Платформа для очистки решеток должна находиться возможно ближе к поверхности воды, и поэтому ее часто располагают немного выше нормального горизонта высокой воды, тогда как главная стенка намного превышает горизонт максимальных паводков.

Низконапорные водоприемные устройства часто выполняют функции плотины и должны проектироваться согласно принципам теории устойчивости плотин. Верх водовода за затворами должен рассчитываться на полное взвешивающее давление, если верх и низ водовода не связаны стальной арматурой, как это часто бывает. Паз для шандоров обычно устраивается на верховой стороне близко к затворам, чтобы можно было отвести от них воду для осмотра и ремонта. Обычно считают, что необходимость отвода воды от опор решеток встречается очень редко, и поэтому пазы для шандоров на верховой стороне от решеток устраиваются только в редких случаях (фиг. 238). Бычки между пролетами, однако часто выступают за решетки (фиг. 237), чтобы создать опору для наклонной перемычки на случай необходимости отвода воды. Если опорные гнезда для щитов устраиваются в главной толще бетона, то очень трудно установить их аккуратно. Если же необходимо, чтобы они были расположены совершенно аккуратно, то в бетоне оставляют выемки и заливают закладные части бетоном уже после установки затвора, приведя опоры и затвор в надлежащий контакт.

Вентиляционные отверстия необходимы во всех водоприемных устройствах закрытых водоводов, как разъяснено в § 182. Для этого в бетоне устраивают ниже затворов вертикальный колодец. Такие колодцы следует оборудовать лестницами для доступа к водоводу. В § 182 разъяснены особые требования, предъявляемые к воздушным колодцам водоприемных устройств, в частности в смысле защиты от мороза.

Полезность надстройки или перекрытия над водоприемным устройством зависит от климатических и иных условий и от типа подъемника затвора,



Фиг. 239. Водоприемное устройство у Деферриэт.

В очень холодном климате рекомендуется делать надстройку для защиты рабочих, если требуется часто очищать решетки. Надстройка часто выступает за линию решеток; в таком случае устраивают защитную стенку, опускающуюся до горизонта воды (фиг. 238); при этом устройстве внутренняя часть сооружения защищена от доступа наружного воздуха. Если решетки выступают над поверхностью воды и воздух внутри надстройки подогревается, то тепло, передающееся вниз по прутьям решетки, уменьшает количество донного льда, примерзающего к решеткам. Теплая надстройка не дает также поверхностному льду образоваться у решеток.

Иногда этого льда скопится столько, что замедляется закрытие затворов. Там, где шуга и донный лед вызывают много затруднений, в воде же мало или вовсе нет плавающих тел, обычно устраивают съемной верхней часть решеток на время прохода донного льда. Этот последний проходит обыкновенно в периоды межени, когда плавающих тел бывает меньше всего. Решетки забиваются донным льдом очень скоро, и необходимо быстро убирать их. Так как вес их нормально составляет 75 — 100 кг на 1 м², то трудно быстро удалить вручную даже небольшую часть решеток. Там, где имеются надстройки, иногда пользуются обыкновенным передвижным краном мостового типа для обслуживания как затворов, так и решеток. Если надстройки нет, применяют порталный кран. Нередко, однако, при небольшом и мелком водохранилище и малых турбинах нельзя убирать решетки ввиду присутствия плавающих тел.

Если плавающих тел и льда очень много, то в помощь рабочим, очищающим решетки, полезно устраивать над решеткой, задерживающей наносы, водослив для спуска последних. На фиг. 238 и 239 показано такое устройство в виде лотка, одна сторона которого образует водослив над верхом решеток. Вода переливается через нее и уносит плавучий лед и вместе с ним и тела, собравшиеся у решеток, после чего вытекает в нижний бьеф. Высота гребня этого водослива на установке Деферьет (Deferiet) может изменяться с помощью шандоров, регулирующих глубину переливающейся воды.

В периоды значительного расхода в реке вода переливается через гребень без перерыва, но так как пропускная способность водоспуска ограничена, то высоту гребня водослива приходится приравливать к горизонту подпора, чтобы вода могла проходить через водоспуск.

Для большей эффективности у водослива должен наблюдаться сосредоточенный перепад, и расход следует держать в таких пределах, которые не позволяют образоваться в водоспуске подпору, могущему затопить водослив.

В периоды малого расхода в реке, когда льда и наносов наплывает мало, шандоры над водосливом поднимают выше горизонта подпорной воды, приостанавливая, таким образом, переливание через порог. После этого плавающие тела перебрасывают через водослив граблями внутрь водоспуска и от времени до времени открывают затвор у верхнего конца последнего, чтобы смыть их водой.

Водоспуск следует делать настолько глубоким и широким, насколько позволяет тип водоприемного сооружения. Большая ширина особенно желательна, если приходится пропускать крупные льдины. Платформу для очистки следует подпирать консолями (фиг. 236), чтобы не делать других подпор, мешающих проходу льдин в водоспуск. Шандоры на станции Деферьет укладываются между съемными двутавровыми балками, опирающимися

о неподвижный гребень водослива и упирающимся верхним концом в платформу для очистки решеток.

На фиг. 237 показано очень целесообразное устройство наружного края платформы для очистки, особенно в холодном климате при отсутствии защиты от мороза.

Эта деталь создает подъем края платформы перпендикулярно направлению усилия, прилагаемого к граблям, и уменьшает риск скольжения.

В высоконапорных установках стоимость водоприемного устройства нередко составляет только незначительную часть общей проектной стоимости установки. В таких случаях предварительную смету часто составляют, не имея еще детального проекта водоприемного устройства.

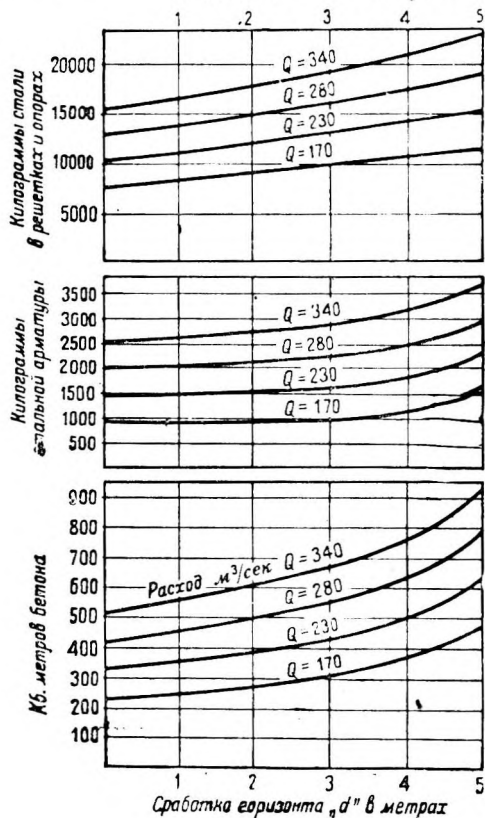
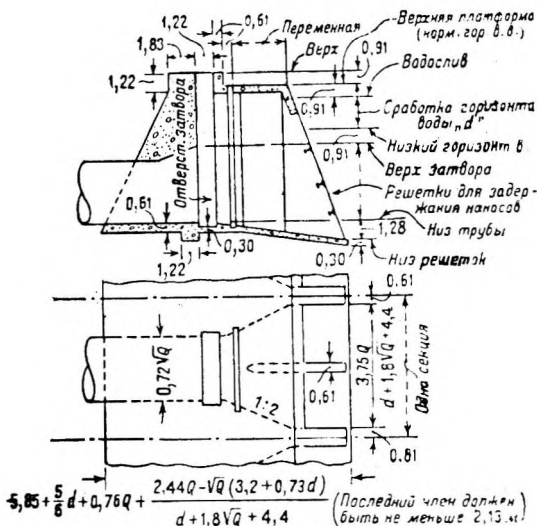
Ф. Г. Барнетт (F. H. Burnette) разработал для настоящей книги диаграмму (фиг. 240) специально для облегчения составления таких смет.

Здесь дается приближенное количество материала для одного типа водоприемного устройства при различных расходах и понижении горизонта воды в водохранилище.

Проектные данные, на которых построены цифры диаграммы фиг. 240, таковы:

Отметка верха водоприемного устройства 1,83 м выше гребня плотины.

Расход воды на секцию $Q \text{ м}^3/\text{сек.}$, скорость в трубе $2,44 \text{ м/сек.}$, скорость у решеток при среднем понижении горизонта



Фиг. 240. Количество материалов, содержащееся в одной секции водоприемного устройства

0,534 м/сек.¹ Скорость у решеток при максимальном понижении горизонта 0,61 м/сек.¹

Количества материалов, показанные на фиг. 240, относятся к одной секции водоприемного устройства. Если всех единиц N , то определенную по чертежу цифру умножают на N и добавляют:

для бетона 0,6 м на каждом конце, чтобы концевые стенки имели толщины 1,22 м;

для арматуры $\frac{1}{4}$ количества, потребного для одной секции;

для решеток и опор — ничего.

Следует также добавлять все количество бетона, идущее на открылки и на фундамент ниже указанного на схеме. В цифры следует вносить поправку на разницу между предположительными и фактическими условиями, уделяя особое внимание возвышению верха водоприемного устройства над гребнем плотины, которое может и не соответствовать действительному повышению горизонта в паводок.

Количество стали в решетках и опорах вычислено в предположении полной приостановки протока благодаря забитию решеток и допуская напряжение, возникающее при этих условиях в 1 410 кг. Размер прутьев решеток 75 x 10 мм, расстояние между осями 75 мм.

172. Высоконапорные водоприемные устройства. Высоконапорные водоприемные устройства можно строить очень разнообразных форм. Если плотина бетонная, то детали водоприемного устройства очень мало отличаются от деталей низконапорного устройства, описанного в § 172, если не считать типа затворов. Если плотина земляная или из каменной наброски, то водоприемное устройство обычно имеет форму башни, расположенной недалеко от пяты напорного откоса, хотя иногда применяют и специальные формы водоприемных устройств, расположенных в шахтах водоподводящих тоннелей. На фиг. 241 изображено типичное современное высоконапорное захватное устройство башенного типа.

Захватные устройства башенного типа должны быть достаточно устойчивыми, чтобы выдерживать давление льда, давление ветра при порожнем водохранилище и в некоторых местностях — также и толчки при землетрясениях.

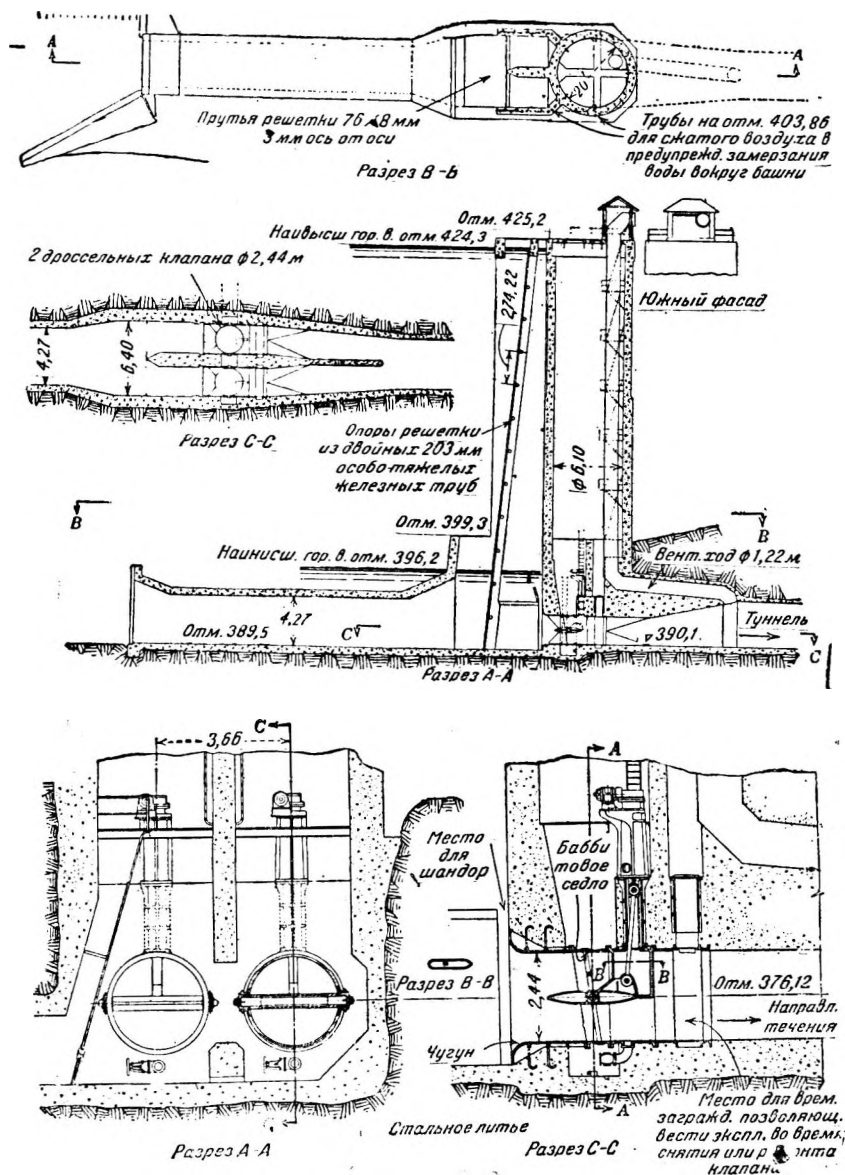
Очень жаль, что точных данных о вероятной величине давления льда не имеется. Вопрос о напоре льда на плотины в общих чертах разобран в труде Кригера „Каменные плотины“ (W. P. C r i g e r «Engineering for Masonry Dams»²), но мало вероятно, чтобы многие из существующих водоприемных устройств башенного типа могли успешно сопротивляться давлению льда такой силы, какая принимается в расчет при проектировании некоторых плотин. Поэтому необходимо сравнивать разрабатываемый проект с размерами существующих устройств примерно такой же высоты и работающих в схожих условиях.

Приводимые ниже данные о силе, развивающейся при землетрясениях, заимствованы из Отчета Гидроэнергетической комиссии национальной ассоциации по электрическому освещению за 1924 г.

В местностях, подверженных землетрясениям, рекомендуется рассчитывать башню на горизонтальную нагрузку, вызванную ускорением толчка,

¹ Смотря по тому, какая величина требует большей площади решеток.

- См. также: А. Н. К о м а р о в с к и й, Действие ледяного покрова на сооружения и борьба с ним, ч. I и II, М. 1932.



Фиг. 241. Водопримное устройство туннеля на установке Дэвис Бридж. Энергетической компании Новой Англии.

а не обычную силу ветра, равную 85 кг на 1 м² проекции башни. Горизонтальная сила, вызванная подземным толчком, такова:

$$\text{сила подземного толчка} = (\text{масса}) \times (\text{ускорение}) = \left(\frac{\text{вес}}{g}\right) \times (\text{ускорение})^1.$$

¹ g есть ускорение силы тяжести и равно 9,81 в системе мер кг/м сек.

Проф. Лаусон (А. С. Lawson), изучавший землетрясение в Сан-Франциско в 1906 г., оценивает ускорение, наблюдавшееся в различных грунтовых условиях, следующим образом:

Грунт основания:	Ускорение, m/sec^2
Змеевик.....	0,25
Насыпной грунт.....	1,10
Болото	2,95
Песчаник.....	0,25—0,61
Насыпной грунт.....	2,9
Песок.....	0,61
Песчаник.....	0,40
Песок Миссион Веллей (Mission Valley)	1,10
Болото.....	3,00
Скала разной твердости.....	0,25

На побережье Тихого океана установилась практика принимать в расчет ускорение, вызванное подземными толчками, равным $1,83 m/sec^2$, если башня стоит на твердом основании. Эта сила прилагается в центре тяжести части башни, находящейся над рассматриваемым сечением. Если башня стоит не на твердом основании, то рационально увеличивать приведенную выше цифру ускорения, так как исследование доказало, что ускорение в мягком грунте значительно выше, чем в твердой скале. Величину ускорения можно, разумеется, уменьшать прямо пропорционально возрастающему расстоянию башни от линии сброса. Наиболее вероятная точка излома монолитной балки располагается у центра качания или близко от него, хотя это и не есть безусловный закон. Если башню высотой выше 34 м рассчитывают на толчки от землетрясений согласно приведенным выше указаниям, то можно игнорировать напряжения, вызванные ветром, так как влияние его значительно слабее (обычно не свыше 50%), нежели влияние землетрясения.

Если учитываются напряжения, вызванные землетрясениями, то согласно установившейся практике повышают допустимые напряжения в бетоне и в стали на 25—50%.

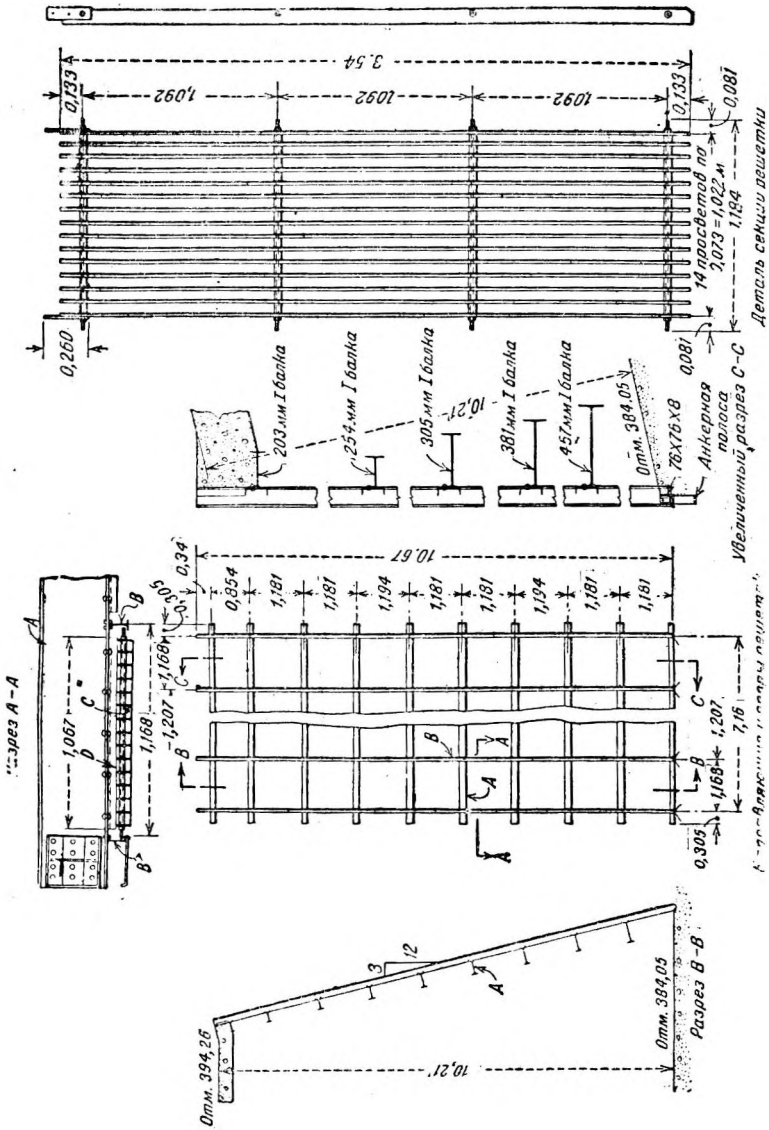
Водоприемное устройство установки Дэвис Бридж (фиг. 241) имеет два затвора, расположенных у подошвы башни и заключенных в чугунный водовод, не допускающий воду внутрь башни. В башнях этого типа просачивающуюся воду следует отводить дренами в нижний бьеф. Всегда необходимо иметь два затвора, и следует обеспечивать возможность изолирования одного из них с помощью батапорта для осмотра или ремонта, пропуская воду в турбины через другой затвор. Это правило соблюдено в водоприемном устройстве установки Дэвис Бридж.

Между плотиной и башней часто перекидывают мостик для удобного доступа и замены арматуры. В холодном климате наверху башни обычно устраивают отепляемый навес. Если арматура водоприемного устройства тяжелая, то рекомендуется устраивать подвески для талей или иного приспособления для поднятия арматуры изнутри башни.

Многое из сказанного выше о деталях низконапорных водоприемных устройств одинаково применимо и при расчете высоконапорных устройств.

174. Решетки для удержания плавающих тел. Решетки изготовляют из стальных стержней прямоугольного сечения, расположенных параллельно в ряд; их обычно строят в виде отдельных секций шириной 1,2—1,5 м и

такой длины, чтобы ими было удобно манипулировать. На фиг. 242 показаны детали решеток установки Софт-Мэпл, водоприемное устройство которой изображено на фиг. 237.

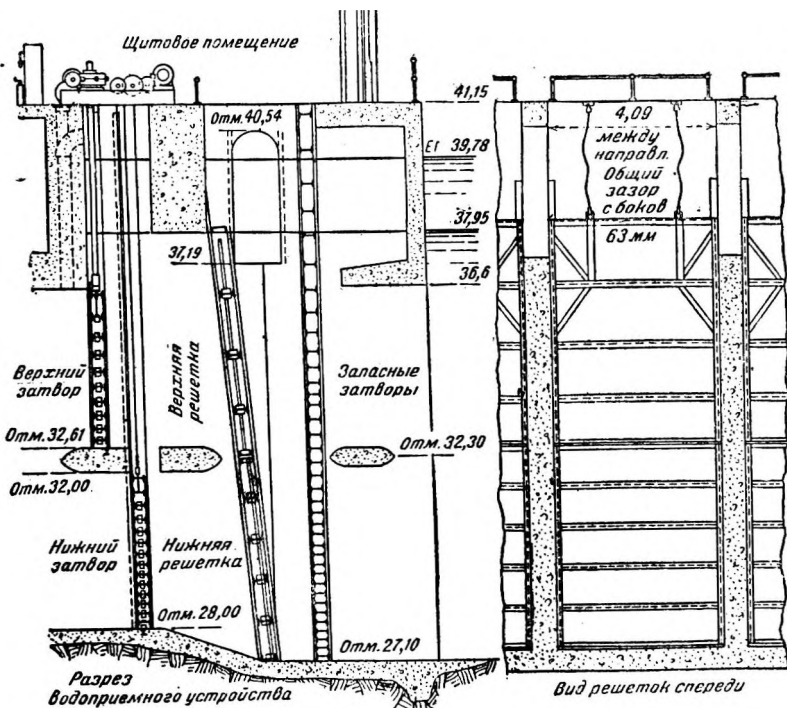


Увеличенный разрез С-С

Решетки на установке Софт-Мэпл.

Главные опоры решеток образованы из горизонтальных двутавровых балок А, перекрывающих каждый из пролетов водоприемного устройства. К этим опорам приделаны наклонные направляющие из двутавровых балок и швеллеров В. Болты решеток выступают настолько, что могут скользить в наклонных направляющих. Решетки опираются о небольшие швеллеры D, приделанные к главным опорам и являющиеся просто заполнением, заставляющим решетки выступать за наружный край наклонных направляющих.

Толщина стержней решетки обыкновенно 6—10 мм; последний размер применяется чаще ради большей жесткости при необходимых манипуляциях. Ширина стержней обычно 63—75 мм. При очень широких прозорах между решетками агрегатов высокой быстроходности стержни могут иметь и большую ширину для достижения большей прочности конструкции в случае полного забивания решетки. В стержнях через известные промежутки высверлены отверстия возможно ближе к одному из краев их; через них пропущены прутья диаметром 16 или 19 мм. На эти прутья надеты короткие



Фиг. 243. Общее расположение затворов и решеток на установке Сидарс Рапиде, Сидарс Квебек.

куски газовых труб, удерживающие стержни решетки на должном расстоянии. Прутья имеют на концах нарезку, и секции решетки соединены ими. Отверстия высверливаются ближе к нижней стороне решетки, чтобы зубцы грабеля могли проходить между стержнями беспрепятственно, удаляя застрявшие между ними посторонние тела. Максимальное расстояние в свету между стержнями обычно предписывается поставщиками турбин и определяется наименьшими прозорами в самих турбинах. В средненапорных установках это расстояние обычно колеблется при обыкновенных агрегатах от 5 до 10 см. При мелких агрегатах требуются еще меньшие прозоры, особенно при активных турбинах, тогда как при наиболее крупных размерах рабочих колес величина прозоров доходит до 15 см. Если отсутствует кран для обслуживания решеток, их строят обычно в виде секций, достаточно легких, чтобы их можно было ставить и снимать вручную и опускать на место в собранном виде. Если, однако, верхние секции приходится убирать

при проходе донного льда и имеется кран для их поднятия, то иногда их изготавливают в виде очень крупных секций (фиг. 243).

Необходимо чтобы секции были достаточно жестки, чтобы не пружинить при манипулировании ими. Это особенно важно, когда приходится удалять верхние секции при проходе донного льда, как говорилось выше.

Никаких выступающих частей, за которые могли бы зацепляться зубья грабелей и которые мешали бы прочистке, не должно иметься ни на решетках, ни на опорах. Если решетки состоят из отдельных секций, то последние должны безупречно соединяться в стыках и стержни верхней секции должны явиться продолжением нижних.

Крутые решетки прочищать трудно, так как для эффективности прочистки необходимо, чтобы была налицо составляющая веса грабелей, прижимающая их к решеткам. Взгляды проектировщиков на надлежащий наклон решеток расходятся весьма существенно, и можно назвать ряд водоприемных устройств, где наклон изменяется от 45° до вертикального. В современных установках эти колебания меньше, и можно установить следующую градацию. В низконапорных установках, где плавающих тел много, наклон $18\text{—}20^\circ$ к вертикали; если плавающих тел мало, как, например, у выхода из больших водохранилищ, наклон равен $14\text{—}16^\circ$. В высоконапорных установках прочистка граблями обычно требуется редко, и решетки, сильно отклоняющиеся от вертикали при высоком водоприемном устройстве, обошлись бы очень дорого.

Поэтому в высоконапорных водоприемных устройствах решетки вертикальны или почти вертикальны.

Опоры решетки часто рассчитываются не только как балки, поддерживающие решетки, но и как распорки, помогающие боковым стенкам выдерживать давление воды. В § 177 приведена возможная нагрузка решеток и подпор, вызванная скоплениями льда и плавающих тел, и допустимые напряжения при данных условиях нагрузки.

На фиг. 240 показан приближенный вес решеток и опор для низконапорных водоприемных устройств обычного типа. В § 151 указаны обычные скорости течения через решетки.

175. Прочистка решеток. На большинстве установок решетки прочищают вручную. В течение большей части года на большинстве рек прочищать решетки требуется очень редко, но осенью, когда река несет много опавших листьев, иногда необходима очень интенсивная прочистка; если же реки несут большие количества плавающих тел, то прочистка становится серьезной проблемой. Режим рек в этом отношении весьма различен, и местами необходимо для основательной очистки решеток от листьев и прочих плавающих тел и для эффективной работы агрегатов в известное время года вести непрерывную работу с большой затратой рабсилы. Грабли для ручной прочистки имеют деревянные или железные зубья, размещенные так, что они входят в промежутки между стержнями решетки. Ручка грабелей иногда состоит из стальной трубки, но такие грабли тяжелы для глубокой прочистки.

Удобный тип грабелей имеет железную насадку с зубьями, покрывающую ряд прутьев шириной примерно 45 см, и ручку из отборного ясеня диаметром около 4 см. Большинство инженеров считает 6,1 м пределом глубины ручной прочистки, но можно — с большими затруднениями — прочищать и на большей глубине, если развинчивать звенья ручки по мере поднятия грабель. В большинстве случаев главная масса плавающих тел

Держится у поверхности воды, но совершенно иное наблюдается в реках, где вблизи водоприемного устройства вода имеет вихревое движение.

Если необходима частая прочистка, машина для прочистки решеток нередко окупает себя. Такие машины применяются теперь на целом ряде установок и в холодном климате в общем успешно справляются с задачей очистки решеток от плавучих тел. Эти машины очень разнообразны, изменяясь от простых граблей большого размера, опускаемых канатом с передвижной лебедки и направляемых вручную, до очень сложных приборов, работа которых полностью механизирована. Если вообще пользоваться такими приборами, то предпочтителен тип, полностью механизированный.

На фиг. 244 изображена такая машина, изготовляемая на заводах Ньюпорт Ньюс (Newport News).

Когда грабли спускаются барабанным подъемником, то натяжение приложено к тросу *P* и зубцы грабель висят свободно, причем задние концы зубцов ниже передних. При поднятии натяжение (сила) приложено к тросам *C* зубцы принимают

горизонтальное положение, и передние концы их входят в прозоры между стержнями решетки и прочищают их.

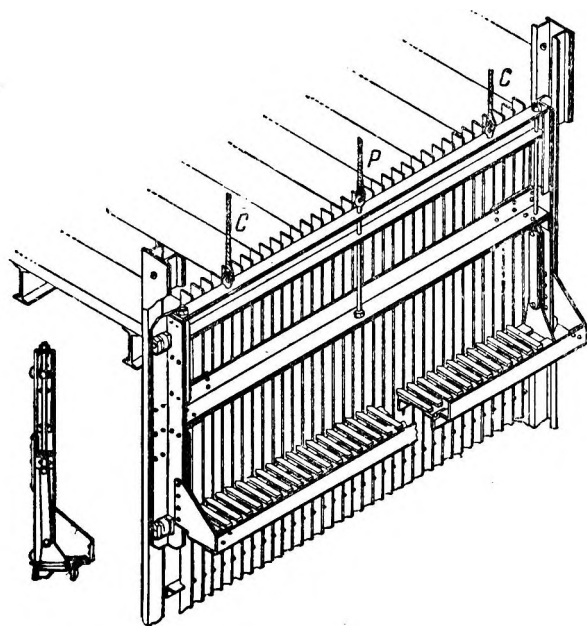
Другой прибор для прочистки изображен на фиг. 245. Здесь машина движется вдоль водоприемного устройства и в один прием прочищает одну секцию решетки. Особое механическое приспособление у подъемника направляет грабли при опускании параллельно решетке и перпендикулярно ей в положении прочистки при поднятии. В журнале «Power» за 24 января 1922 г. И. В. Джонс дает полное описание своих граблей.

На фиг. 240, доставленной нам О. Г. Серлау [(O. G. Thurlow), гл. инж. Элебемской энергетической компании (Alabama-Power Co)], изображены детали пневматического прибора, с успехом применяемого для очистки решеток плотины Митчелл от плавающих тел.

Здесь воздух нагнетается к основанию стержней решеток и, поднимаясь по ним кверху, выносит плавающие тела на поверхность воды. На фиг. 246 изображен только один из трех пролетов, оборудованных таким образом. Трубы железные 32-мм. Предполагается для большей долговечности воспользоваться на установке Чироки Блефс (Cherokee Bluffs) латунными трубами; эта установка имеет оборудование, сходное с изображенным. На фиг. 246 показаны детали наконечника *P*, помещающегося у низа решеток.

Здесь воздух нагнетается к основанию стержней решеток и, поднимаясь по ним кверху, выносит плавающие тела на поверхность воды. На фиг. 246 изображен только один из трех пролетов, оборудованных таким образом. Трубы железные 32-мм. Предполагается для большей долговечности воспользоваться на установке Чироки Блефс (Cherokee Bluffs) латунными трубами; эта установка имеет оборудование, сходное с изображенным. На фиг. 246 показаны детали наконечника *P*, помещающегося у низа решеток.

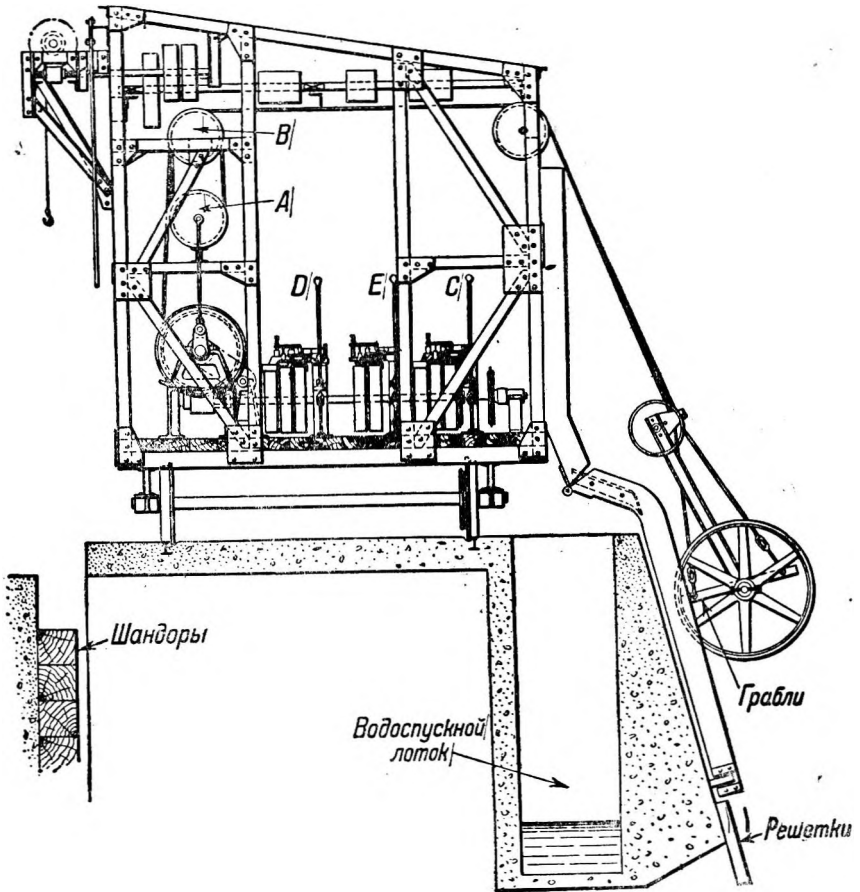
Здесь воздух нагнетается к основанию стержней решеток и, поднимаясь по ним кверху, выносит плавающие тела на поверхность воды. На фиг. 246 изображен только один из трех пролетов, оборудованных таким образом. Трубы железные 32-мм. Предполагается для большей долговечности воспользоваться на установке Чироки Блефс (Cherokee Bluffs) латунными трубами; эта установка имеет оборудование, сходное с изображенным. На фиг. 246 показаны детали наконечника *P*, помещающегося у низа решеток.



Фиг. 244. Механические грабли.

В этом наконечнике на расстоянии около 111 мм друг от друга высверлены отверстия диаметром 5 мм, выпускающие воздух (расположены ступенчато).

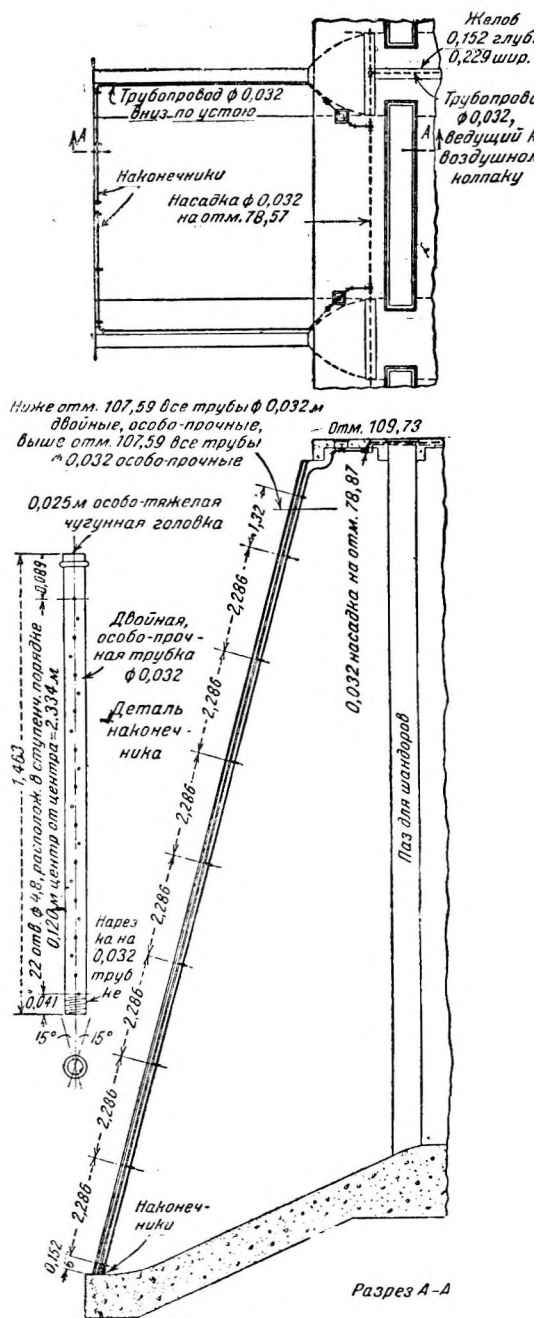
Согласно сообщения Серлау обычный способ работы заключается в том, что нагрузку турбины снижают до $\frac{1}{3}$ ее мощности, что соответствует скорости протекания через площадь брутто решеток примерно 0,15 м/сек,



Фиг. 245. Механические грабли конструкции И. В. Джонса (Power, 24 Янв. 1922).

после чего в продолжение примерно 5 мин. пускают воздух под давлением 7 ат. Этого достаточно, чтобы привести воду в движение и заставить сор всплыть на поверхность. Работают компрессоры производительностью в 7 м³ при давлении в 8,4 ат. В трубопровод включен воздушный колпак диаметром 1,22 м при 3,65 м высоты. Впрочем компрессор установлен и для других надобностей гидроустановки. Но, вероятно, он больше всего необходим для пневматической прочистки решеток. В один прием прочищают один пролет.

Для удаления плавающих тел от решетки следует ставить наконечник у низа решетки, скорость же течения воды во время операции прочистки



Фиг. 246. Пневматический прибор для прочистки решеток плотины Митчелл, Элебемская энергетическая компания.

должна быть такова, чтобы равнодействующая вертикальной скорости воздуха и горизонтальной скорости воды имела такой же уклон, как и решетка. Воздух в этом случае направится к поверхности воды вдоль решетки.

176. Меры борьбы со льдом в водоприемных устройствах. При проектировании водоприемных устройств, расположенных в холодном климате, часто необходимо предусматривать особые предосторожности против льда, нарушающего правильную работу установки. В эксплуатации приходится иметь дело с тремя видами льда, а именно: поверхностным, игольчатым и донным. Небольшие кристаллики льда, которые образуются при падении температуры поверхности воды до точки замерзания, скопляются и образуют поверхностный ледяной покров, если быстрое течение воды не уносит их. В быстро текущей воде ледяной покров образуется у берегов, где скорость сравнительно невелика, и постепенно продвигается к середине, пока не образуется сплошной покров. Если скорость слишком велика или если волнение на поверхности разбивает покров у берегов так же быстро, как он образуется, то сплошного покрова не получается даже в самом холодном климате.

При таянии ледяной коры она разбивается на отдельные крупные льдины, плывущие вниз по реке к водоприемному устройству; их приходится сплавлять по ледосбросным лоткам или

переправлять через плотину. Ледосбросные лотки у низового конца дери-вационного канала существенно необходимы для спуска плавучего льда.

Небольшие ледяные кристаллы, образующиеся у поверхности воды или на порогах и не смерзающиеся в ледяной покров, приносятся к водоприемному сооружению и известны под названием «шуги» или «игольчатого льда». Если поток образует водовороты, то эти кристаллы сбиваются в рыхлые массы, которые плавают на различной глубине. Этот лед проявляет тенденцию плотно приставать ко всем предметам, имеющим температуру, равную или меньшую той, при которой вода замерзает. Прилипая к решеткам и частям турбин, такой лед может очень скоро совершенно забить все отверстия, и грабли с трудом счищают его с решеток.

Донный лед образуется из небольших иголь льда, которые формируются на дне спокойных мелких водоемов, открытых или прикрытых тонкой прозрачной ледяной корой. Он обычно образуется в холодные ясные ночи, но отрывается и уплывает в утренние часы. По виду и действию он очень схож с игольчатым льдом, описанным выше. За редкими исключениями игольчатый и донный лед образуется только при отсутствии ледяного покрова на реке, канале или водохранилище. Если поэтому силовое здание построено при плотине и выше, имеется обширное водохранилище, то серьезной опасности игольчатый и донный лед не представляет. Равным образом не приходится бояться опасности, если подход к водоприемному устройству силового здания образован глубоким длинным каналом со скоростью течения достаточно низкой, чтобы быстро могла образоваться ледяная кора. Тем не менее, фактически на всех установках в холодном климате образуется поздней осенью или в начале зимы известное количество игольчатого и донного льда, раньше чем поверхность воды успеет замерзнуть.

Если, с другой стороны, благодаря местным условиям вода притекает к водоприемному устройству с сравнительно большой скоростью, что препятствует образованию ледяной коры, то часто образуется много игольчатого и донного льда.

Наибольшей опасностью угрожают именно эти виды льда, но, к счастью, они смерзаются очень неплотно и вовсе не обладают сопротивлением ледяного покрова или обладают им в очень незначительной степени. Если поэтому удастся предупредить их примерзание к поверхности решеток и турбин и вызываемое этим забитие, то их можно без вреда пропускать через установку.

Мы уже говорили, что игольчатый и донный лед примерзают к поверхностям, температура которых равна или ниже точки замерзания воды. Если удастся держать температуру этих поверхностей хотя бы на небольшую долю градуса выше температуры замерзания, то никаких затруднений не возникает. Наибольшая опасность угрожает решеткам, так как части турбины обычно поддерживаются при температуре выше точки замерзания путем теплопередачи от теплого воздуха, окружающего генератор. Существуют три метода защиты решеток от игольчатого и донного льда, а именно: 1) нагрев решеток, 2) отведение льда струями сжатого воздуха, 3) снятие решетки во время ледохода.

Нагрев решеток. Для нагрева решеток необходимо окружить все сооружение над поверхностью воды зданием, отрезав доступ наружному воздуху с помощью забральной стенки на верховой стороне решеток, спускающейся несколько ниже зеркала воды (фиг. 190 и 213). Внутри навеса

вводят теплый воздух, согревающий верхние концы стержней решеток, которые должны немного выступать над водой внутрь отапливаемого помещения. Стержни решеток должны быть сплошными сверху донизу; благодаря теплопроводности нагрев будет передаваться до низа решеток. Этот метод нагрева не совсем эффективен в условиях сурового климата.

На установке Ла Турк (La Turque) выше Шоинеган Фоллс (Shawenegan Falls), на р. Сент Морис (St. Maurice) (Квебек) решетки расположены в здании, и их выступающая верхняя часть соприкасается с паровыми змеевиками. Это устройство практически разрешает проблему на названной установке. Иногда стержни решеток нагревают электричеством. Этот метод часто применяется в Норвегии и Швеции, где климат очень суров. Утверждают, что он экономичнее и удобнее, чем нагрев паром («Eng. News Record», т. 93, стр. 265). Для нагрева стержней их последовательно включают поодиночке или группами и пропускают через них ток. Обнаружено, что для стержней с площадью поперечного сечения от 4 до 6,5 см² достаточный нагрев получается при 250—300 а на стержень. В стены водоприемных устройств и ледосбросных лотков также иногда заделывают специальные электрогрелки для нагрева поверхности бетона, чтобы к ним не примерзал лед.

Пневматический способ. Установка для работы сжатым воздухом очень схожа с описанной в § 175, служащей для удаления от решетки плавающих тел. При борьбе со льдом воздух, однако, выпускают из трубы на дне напорного бассейна на таком расстоянии вверх по течению от решеток, чтобы, поднимаясь на поверхность воды, он увлекал с собой донный и игольчатый лед и перегонял его через верх решетки в лоток, устроенный по типу, изображенному на фиг. 238 и 239 и описанному в § 172.

Надлежащее расстояние воздушной трубки от основания решеток зависит от скорости течения воды, так как необходимо, чтобы воздух достигал поверхности ее раньше, чем коснется решеток, и чтобы он достигал поверхности достаточно близко к решеткам, чтобы перегнуть лед в водоспуск.

Автор недавно снабдил прибором этого типа установку Деферьет, принадлежащую Ньюйоркской Энергетической Компании (Power Corporation of New-York), но этот прибор еще не испытан на практике. Ряд других лиц сообщает об успешном применении приборов этого типа. Если не применяют нагрева, то решетки не должны выступать над зеркалом воды, когда имеется основание предполагать образование донного и игольчатого льда. Будучи выставлены на холодный воздух, верхние концы решеток благодаря радиации могут охладиться ниже температуры воды.

Снятие решеток. На установках Гольтвуд (Holtwood) (р. Сусквентенна) и Цедар Репидс (Cedar Rapids) (река св. Лаврентия) и многих других, где не имеется приспособлений для защиты решеток от примерзания донного и игольчатого льда, в начале ледохода снимают верхние секции решеток. На установке Цедар Репидс верхняя половина решеток в каждом пролете состоит из одной секции, которую можно быстро снять (фиг. 243).

Обычно при проходе донного и игольчатого льда вода влечет с собой мало плавучих тел, и снятие решеток поэтому не является большим риском.

ОПЕЧАТКИ

Стр.	Строка	Напечатано	Должно быть
39	10 и 11	сток низкой воды	сток в период низкой воды
39 и 41	сводки	поменять местами	—
47	12	л/м ²	м ³ /км ²
78	11	1,22	122
80	1	24	244
108	1	пропуск	попуск
118	1	<u>31 536 000</u> 1	<u>31 536 000</u> 12
126	1	27,3	28,3
127	22	28,7	28,3
140	18	насадки ¹	насадки ²
143	1	(25)	(23)
169	3	$\frac{v^2}{2y}$	$\frac{v^2}{2g}$
170	6	$\frac{v}{2g}$	$\frac{v^2}{2g}$
170	4	жду	между
180	10	$D - t = \frac{\left(\frac{q_2}{d} - v_1\right) \sqrt{\frac{d}{g}}}{\left(\frac{d_2}{d} - v_1\right)^2}$	$D - d = \frac{\left(\frac{q_2}{d} - v_1\right) \sqrt{\frac{d}{g}}}{\left(\frac{q_2}{d} - v_1\right)^2} +$
227	16	w_3^3	w_3
233	15	$\frac{4f}{4}$	$\frac{4}{3} f$
321	9	$T = \frac{wRd^3}{g} (1 - \cos \alpha) \cdot 102R$	$T = \frac{wRdv^2}{g} (1 - \cos \alpha) = 102Rdv^2$
356	8	§ 155.	см. § 155.
360	4	$\frac{2\pi}{P_1}$	$\frac{2\pi R_1}{P_1}$

Виновники опечаток:

- 12 опечаток по вине автора,
 4 опечатки „ „ „
 5 опечаток „ „ типографии.

Редактор инж. *В. К. Рерих.*
Техредактор *А. Д. Чаров.*

Сдано в набор 25 октября 1933 г.
Подписано к печати 5 января 1934 г.
Формат бумаги 62X 94.
Количество печатных листов 24^{1/2}
Количество печ. знаков в листе 56516.

Энергизд. № 1240/М

Ленинградский уполн. Главлита № В-61771.

Зак. 3187

Тираж. 7000 экз.

4-я типография ОНТИ СССР „Красный Печатник“, Ленинград, Международный пр., 75а.

